

Dimensjonering av etteroppspent flatdekke med uinjisert spennarmering

Design of post-tensioned flat slab with unbonded tendons

Trondheim Mai 2023

Student:
Ola Ludvig Stavrum

Interne veiledere:
Jan Arve Øverli, NTNU
Arne Mathias Selberg, NTNU

Ekstern veileder:
Wiggo Brandsdal Kalsås,
Norconsult

Prosjektnr:
2023-44

Rapporten er ÅPEN



NTNU

Fakultet for ingeniørvitenskap

Institutt for bygg- og miljøteknikk

Rapporten er ÅPEN

Problemdefinering/prosjektbeskrivelse og resultatmål:

Bachelorprosjektet består overordnet av å lære prinsippene for dimensjonering av et etteroppspent flatdekke i betong, ved bruk av uinjiserte spennkabler.

Hoveddeler av oppgaven:

- Foreta selvstudium av relevant teorigrunnlag for dimensjonering av etteroppspent flatdekke, blant annet ved relevant pensumlitteratur fra emnet *Betongkonstruksjoner 3*, som gis ved NTNU. Skal i tillegg delta på kurs i prosjektering av spennarmerte betongdekker arrangert av Norsk Betongforening og RIF.
- Definere og modellere en tenkt geometri av et typisk flatdekke som er sannsynlig å bli brukt i enten større boligbygg eller offentlig bygg. Det vil bli laget en 3D-modell som kan brukes videre til statiske analyser og tegningsproduksjon.
- Bestemme og beregne laster og lastkombinasjoner som tenkes å bli påført konstruksjonen.
- Utføre statisk beregning av den modellerte konstruksjonen i programmet FEM-Design.
- Utføre dimensjonering og kapasitetskontroll av kritiske snitt i konstruksjonen vha FEM-Design og egen modul for etteroppspente kabler.
- Utføre beregning og kontroll av nedbøyning i FEM-Design.
- Foreta enkel sjekk av momentkapasitet og gjennomlokking gitt fra FEM-Design, ved å benytte håndregnemetoder.

Stikkord fra prosjektet:

- Betong
- Flatdekke
- Spennarmering
- Uinjiserte spennkabler

Forord

Bacheloroppgaven markerer avslutningen på en 3-årig utdanning innen bachelor i ingeniørfag - bygg ved Institutt for bygg- og miljøteknikk ved NTNU. Den er skrevet i løpet av vårsemesteret 2023 og utgjør 20 studiepoeng. Jeg har i 5. semester valgt fordypning i konstruksjonsteknikk og oppgaven skrives dermed innenfor dette fagområdet.

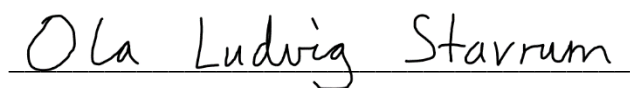
Tema for bacheloroppgaven er valgt etter forslag fra Wiggo Brandsdal Kalsås hos Norconsult avd. Steinkjer, hvor jeg hadde praksis sommeren 2022. Etter litt samtaler med både han og personer innen betongfag ved NTNU valgte jeg dermed å skrive om dimensjonering av etteroppspente flatdekker, som benytter uninjisert spennarmering. Dette er en konstruksjonstype som har potensial for å bli brukt i enda større grad i dagens byggebransje i Norge. Den kan bidra til slankere dekkekonstruksjoner og dermed gi både økonomiske og miljømessige gevinster. Norconsult ønsker også mer kunnskap omkring etteroppspente betongkonstruksjoner generelt, slik at det vil være gode jobbmuligheter ved å opparbeide seg kunnskap på dette fagfeltet.

Jeg vil rette en stor takk til professor Jan Arve Øverli og sivilingeniør Arne Mathias Selberg ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU, i tillegg til sivilingeniør Wiggo Brandsdal Kalsås ved Norconsult avd. Steinkjer. De har alle bidratt med gode råd, innspill og svar på forskjellige tekniske spørsmål underveis i bachelorarbeidet.

Takk også til min søster, professor Heidi Stavrum ved Universitetet i Sørøst-Norge, for generelle råd og tips til oppgaveskriving, og for at hun har tatt seg tid til å lese gjennom hele rapporten for korrektur i en ellers hektisk arbeidshverdag.

En stor takk sendes avslutningsvis til min kjære samboer Maria for å ha vist tålmodighet og gitt sårt tiltrengt moralsk støtte underveis i hektiske perioder med studier og arbeid med bacheloroppgaven.

Verdal 15.05.2023



Ola Ludvig Stavrum

Sammendrag

Bacheloroppgaven omhandler prinsippene for dimensjonering av et etteroppspent flatdekke bygd opp med en kombinasjon av uinjiserte spennkabler og slakkarmering.

Det gjennomgås i innledende kapitler en god del teori som omhandler bruken av uinjisert spennarmering i betongkonstruksjoner på generell basis. I tillegg vil det bli beskrevet teori bak beregningsmetoder og regelverk som vil være svært relevant ved dimensjonering av et etteroppspent flatdekke i brudd- og bruksgrensetilstand.

Som en slutføring av presentert teori blir det utført et eksempel på dimensjonering av et etteroppspent flatdekke. Utgangspunktet er en modell av et rektangulært flatdekke med grunnflate 32 x 24 m, spennvidder lik 8 m i begge retninger og en platetykkelse på 250 mm. Modellen er tenkt å etterligne en virkelig flatdekkekonstruksjon mest mulig, men det er ikke et mål for eksempelet å gjøre en optimalisering av en slik konstruksjon.

Det legges inn uinjiserte spennkabler i en kombinasjon av konsentrerte og fordelte kabler i flatdekket. De konsentrerte spennkablene legges langs søylestripene i den lengste retningen. Over disse blir det lagt fordelte spennkabler langs hele dekket i den korte retningen. Nødvendig antall spennkabler blir bestemt ut fra et gitt krav til nedbøyning av flatdekket. Det kjøres en statisk analyse i elementprogrammet FEM-Design og resultatene fra denne brukes til å legge inn nødvendig lengde- og gjennomlokkingsarmering, i tillegg til spennkablene som er lagt inn i flatdekket. Etter at nødvendig slakkarmering er lagt inn, gir FEM-Design et resultat som viser en utnyttelsesgrad på 97 % både for lengde- og gjennomlokkingsarmering i bruddgrensetilstand.

Håndberegning av momentkapasitet i et bestemt snitt i konstruksjonen viser en utnyttelsesgrad på 92 %. Det foretas også en verifikasjon ved hjelp av håndregnemetoder, som viser at FEM-Design tar hensyn til gunstige virkninger fra de uinjiserte spennkablene under kontroll av gjennomlokkingskapasitet. Kontroller i bruksgrensetilstand gir at trykkspenninger i betongen, nedbøyningskrav og rissvidder er innenfor fastsatte krav gitt i konstruksjonsstandard Eurokode 2.

På dette grunnlaget er konklusjonen at dimensjonering av et etteroppspent flatdekke med uinjiserte spennkabler er utført i henhold til relevant teori og gjeldende regelverk. Det er vist at et flatdekke med tykkelse 250 mm og spennvidder 8 m lar seg utføre med kombinert spenn- og slakkarmering uten spesielle problemer. Samtidig er det også vist at det kan gjøres forandringer på laststørrelse, dekketykkelse eller spennvidder, slik at fordelene med bruk av spennarmering kan utnyttes i enda større grad enn vist i eksempelet.

For videre arbeid anbefales det å fortsette med eksempelet ved å gjøre forandringer på modellen slik at den gjenspeiler virkeligheten i større grad, og legge grunnlag for en optimalisering av flatdekkekonstruksjonen.

Abstract

This bachelor thesis is about the principles behind designing a post-tensioned flat slab, using unbonded tendons in combination with regular non-tensioned reinforcement.

In the initial chapters it is introduced theory that focus on the use of unbonded post-tensioned tendons in structures in a general matter. It is also presented theory that will be very relevant for using in methods for calculating and designing a post-tensioned flat slab in both ultimate- and serviceability limit state.

As a summary of the initial theory chapters, there is shown an example of designing a post-tensioned flat slab. The starting point of the example is a model of a rectangular flat slab with a ground size of 32 x 24 meters. The width of the spans are 8 meters in both directions. The thickness of the plate is set to be 250 millimeters. The model is meant to be very similar an actual flat slab structure in real life. However, the goal of the example is not to perform an optimalization of the structure.

It is used unbonded post-tensioned tendons in a combination of concentrated tendons and evenly distributed tendons in the flat slab. The concentrated tendons are placed along the column strips of the slab. In the other direction, the evenly distributed tendons are placed on top of the concentrated tendons. The necessary number of tendons are found using a given criteria for deformation of the flat slab. Using the final element method in a computer program, called FEM-Design, a structural analysis of the flat slab is performed. The results from the analysis are then used to place the necessary amount of regular non-tensioned reinforcement in the structure, which are used in addition to the unbonded tendons. After the necessary reinforcement is placed in the structure, FEM-Design calculates a result that shows 97 % use of capacity, both for the longitudinal- and punching-reinforcement in ultimate limit state.

Hand calculations of the moment capacity in a certain section of the flat slab shows a use of capacity of 92 %. It is also performed a verification to show that FEM-Design consider the favorable effects caused by the unbonded post-tensioned tendons when the program performs the automatic punching calculations. Checks in the serviceability limit state shows that compression stress in the concrete, deformation of the flat slab and the crack widths in the concrete are all inside the limits given by the design-code Eurocode 2.

On this basis, the conclusion states that design of a post-tensioned flat slab using unbonded tendons is performed according to relevant theory and current regulations. It is shown that a flat slab with a thickness of 250 mm and spans up to 8 m is possible to build with a combination of post-tensioned and regular reinforcement. At the same time, it is also shown that changes to the size of the loads, plate thickness and length of spans, can be made to give better use of the positive effects generated from the post-tensioned unbonded tendons, than shown in the design-example.

For continuous work it is recommended to continue with the design example and make changes to the model to make it closer a real-life design situation. This work can then be used as a basis for an optimalization-process of the flat slab structure in the future.

Innholdsfortegnelse

Forord	I
Sammendrag	II
Abstract	III
1 Innledning.....	1
2 Teori.....	2
2.1 Betong	2
2.2 Spennbetong.....	3
2.2.1 Generelt	3
2.2.2 Spennarmering	5
2.2.3 Før- og etteroppspanning	6
2.2.4 Uinjisert spennarmering.....	8
2.3 Flatdekke	8
2.4 Generelle dimensjoneringsprinsipper	12
3 Beregningsmetoder og regelverk.....	14
3.1 Dimensjonerende materialfastheter	14
3.1.1 Betong	14
3.1.2 Slakkarmering	15
3.1.3 Spennarmering	15
3.2 Dimensjonerende lastvirkninger.....	16
3.2.1 Bruddgrensetilstand	16
3.2.2 Bruksgrensetilstand	17
3.3 Spennarmeringsprofiler og ekvivalente krefter	17
3.3.1 Parabelformet spennarmering	19
3.3.2 Stykkevis rettlinjert spennarmering	20
3.3.3 Forankringskrefter	21
3.4 Lastbalansering	22
3.4.1 Statisk bestemt system	23
3.4.2 Statisk ubestemt system	24
3.4.3 Flerfelts bjelke og plate	27
3.4.4 Lastbalansering flatdekke.....	28
3.5 Spennkraft.....	30
3.5.1 Største spennkraft	30
3.5.2 Initiell forspenningskraft	30
3.6 Tap av spennkraft	31
3.6.1 Friksjonstap	31
3.6.2 Låsetap	34
3.6.3 Tap på grunn av elastisk deformasjon	36
3.6.4 Tap på grunn av kryp	37
3.6.5 Tap på grunn av svinn.....	39

3.6.6	Tap på grunn av relaksasjon.....	41
3.6.7	Tidsavhengige tap – forenklet metode.....	42
3.7	Bruddgrensetilstand	43
3.7.1	Momentkapasitet	43
3.7.2	Uinjiserte spennkabler og rissmoment	48
3.7.3	Momentkapasitet ved oppspenning.....	48
3.7.4	Gjennomlokking - generelt.....	50
3.7.5	Dimensjonerende skjærspenning	50
3.7.6	Kontroll av gjennomlokkingskapasitet.....	56
3.7.7	Skjærkapasitet uten skjærarmering	57
3.7.8	Skjærkapasitet med skjærarmering.....	60
3.7.9	Skjærtrykkkapasitet	63
3.7.10	Gjennomlokkingsarmering	65
3.7.11	Gjennomlokking i etteroppspent flatdekke	66
3.7.12	Forankringssoner og D-områder.....	69
3.8	Bruksgrensetilstand	72
3.8.1	Spenningsberegninger.....	72
3.8.2	Beregning stadium I.....	73
3.8.3	Beregning stadium II.....	76
3.8.4	Spenningsbegrensning	76
3.8.5	Nedbøyning.....	76
3.8.6	Risskontroll.....	77
3.9	Armering og armeringsregler	78
3.9.1	Minimumsarmering	78
3.9.2	Armeringsregler for flatdekker	79
3.9.3	Eksponeeringsklasser og overdekning.....	79
3.10	Flatdekker og ekvivalent rammemetode.....	80
3.11	FEM-Design	83
4	Dimensjoneringsgrunnlag.....	84
4.1	Flatdekke/Modell	84
4.2	Materialparametere	86
4.2.1	Betong	86
4.2.2	Spennarmering	86
4.2.3	Slakkarmering	87
4.3	Laster	88
4.3.1	Egenlast	88
4.3.2	Nyttelast	88
4.3.3	Spennkraft som ytre last	89
4.3.4	Lastkombinasjoner	89
4.4	Armering.....	91

4.4.1	Overdekning.....	91
4.4.2	Minimumsarmering.....	92
4.4.3	Spennkabelfordeling.....	92
4.4.4	Spennarmeringsprofil.....	93
4.4.5	Antall spennkabler.....	93
4.4.6	Tidspunkt for oppspenning.....	94
5	Dimensjoneringsprosess og resultater.....	95
5.1	Modellering og elementnett.....	95
5.2	Spennarmering.....	97
5.2.1	Spennarmeringsprofil.....	97
5.2.2	Spennkabelfordeling.....	98
5.2.3	Tap av spennkraft.....	100
5.3	Bruddgrensetilstand.....	101
5.3.1	Lastvirkning - moment.....	101
5.3.2	Nødvendig lengdearmering.....	102
5.3.3	Kontroll av momentkapasitet.....	103
5.3.4	Gjennomlokking.....	104
5.3.5	Kontroll av gjennomlokkingskapasitet.....	106
5.3.6	Forankringssoner.....	107
5.4	Bruksgrensetilstand.....	107
5.4.1	Spenningskontroll.....	107
5.4.2	Nedbøyning.....	109
5.4.3	Risskontroll.....	110
6	Diskusjon.....	112
6.1	Modell.....	112
6.2	Spennarmeringsfordeling og kabelprofiler.....	113
6.3	Tap av spennkraft.....	114
6.4	Bruddgrensetilstand.....	115
6.5	Bruksgrensetilstand.....	116
7	Konklusjon.....	117
8	Referanser.....	118
	Vedlegg A – Artikkel.....	120
	Vedlegg B – Poster.....	121
	Vedlegg C – Beregninger dimensjoneringsgrunnlag.....	122
	Vedlegg D – Lastkombinasjoner i FEM-Design.....	128
	Vedlegg E – Spennkabler i FEM-Design.....	129
	Vedlegg F – Håndberegning momentkapasitet.....	135
	Vedlegg G – Håndberegning gjennomlokkingskapasitet.....	137
	Vedlegg H – Oversikt slakkarmering.....	142

1 Innledning

Bæresystem av betong brukes i stor grad i bygningskonstruksjoner i Norge i dag. En tradisjonell løsning for etasjeskiller i betong har vært slakkarmerte flatdekkekonstruksjoner. Denne konstruksjonstypen har imidlertid en del begrensninger ved at spennviddene som regel ikke bør overstige 7,2 m, samt at det trengs relativt store mengder armering og høye dekketykkelser for å unngå for store nedbøyninger [1].

Et alternativ til det tradisjonelle slakkarmerte flatdekket er spennarmerte flatdekker. Her utnyttes fordelene som kommer fra spennarmeringens konstruktive virkning, slik at det blir mulig med større spennvidder og et slankere betongdekke sammenlignet med den slakkarmerte løsningen [1]. Dette reduserer behovet for slakkarmering, noe som gir en økonomisk og miljømessig fordel. Dette gjør at en økende bruk av etteroppspente flatdekker i norsk byggebransje ville vært svært relevant i dagens situasjon med økende materialpriser og større krav til miljøpåvirkning og bærekraft.

Disse innledende betraktningene danner grunnlaget for innholdet i denne rapporten og problemstillingen er formulert som følgende:

- *Lære prinsippene for dimensjonering av et etteroppspent flatdekke, med bruk av uinjiserte spennkabler.*

Rammene for oppgaven settes ved at hovedmålet er å lære teorien og prinsippene for dimensjonering av et spennarmert flatdekke, samt å se nærmere på egenskapene til uinjiserte spennkabler i en slik konstruksjon. Modellen som brukes i arbeidet med oppgaven blir laget med tanke på å gjenspeile en konstruksjon som kan tenkes å bli bygd i virkeligheten. Det er derimot ikke et mål med oppgaven å foreta optimalisering av en slik konstruksjon. I denne rapporten settes derfor mer fokus på å forstå prinsippene for dimensjonering, og det vurderes at optimalisering av en slik konstruksjon er mer naturlig å gjennomføre ved en senere anledning.

Denne rapporten kommer først til å ta for seg en del grunnleggende teori som er nødvendig å inneha ved betraktninger rundt spennarmerte betongkonstruksjoner, og for flatdekker som konstruksjonstype. Videre vil det gjennomgås teori som omhandler beregningsmetoder og regelverk som er relevant for dimensjonering av spennbetongkonstruksjoner, både generelt og for flatdekker spesielt. Underveis i teorikapittelet forsøkes det å knytte sammenheng mellom de enkelte tema og relevante virkninger innenfor hvert område, som kommer fra bruk av uinjiserte spennkabler.

For å vise metodene brukt i et eksempel vil det videre i rapporten beskrives dimensjonering av en tenkt flatdekkekonstruksjon. Et flatdekke vil bli modellert og analysert i elementprogrammet FEM-Design. Ved hjelp av programmet vil det påføres laster, gjennomføres statiske analyser og dimensjonering av det modellerte flatdekket. Videre vil resultatene fra dataanalysen bli verifisert ved hjelp av håndberegninger av kapasitet i noen enkelte snitt av konstruksjonen.

2 Teori

Videre følger innledende teori om betong som byggemateriale, generelle prinsipper for spennbetong, litt om materialer og utførelse av spennarmering, generelt om flatdekker som konstruksjonstype og til slutt litt om generelle dimensjoneringsprinsipper for konstruksjoner.

Det blir underveis i rapporten henvist til noen aktuelle konstruksjonsstandarder:

- *Eurokode 0*: NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [2] Blir videre omtalt som EC0
- *Eurokode 1*: NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 [3] Blir videre omtalt som EC1
- *Eurokode 2*: NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2019 [4] Blir videre omtalt som EC2

2.1 Betong

Betong er et av de mest brukte byggematerialene i verden, mye på grunn av at det er et formbart og bestandig materiale. Betong består generelt av vann, sement og tilslag, som er en fellesbetegnelse for sand og stein. I tillegg brukes ofte tilsetningsstoffer eller tilsetningsmaterialer for å oppnå ønskede spesielle egenskaper til den ferdigblandete betongen. Det er også flere forskjellige sementtyper som brukes i dag, alle med forskjellig innvirkning på herdeprosessen og sluttstyrken til betongen [5]. Betongens fasthet og styrke kommer av herdeprosessen som starter når vann og sement blandes. Den kjemiske prosessen som oppstår mellom vann og sement kalles også hydratisering, og det er ut fra denne reaksjonen at selve «limet» mellom tilslaget i betongen dannes. Fasthetsutviklingen skjer over tid og den forventede fastheten oppnås etter ca 28 døgn herding [6].

Betongens styrke/fasthet og bestandighet, bestemmes mest av masseforholdet mellom vann og sement, også kalt v/c-tall. Et lavt v/c-tall gir økt fasthet, tettere og en mer bestandig betong. Trykkfastheten til betong oppgis med bokstaven B og et påfølgende tall. Tallet oppgir karakteristisk trykkfasthet i enheten MPa eller N/mm², som er enhetene for spenning. Karakteristisk trykkfasthet er betongens målte trykkfasthet etter ca 28 døgn herding [5]. I prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner brukes det bestemte fasthetsklasser. EC2 [4] angir fasthetsklassene B20-B95 som mest vanlig.

Betong har stor trykkfasthet, men forholdsvis liten strekkstyrke. Dette er grunnen til at betong må armeres. Armeringsstål har stor strekkfasthet og gir betongkonstruksjonen den nødvendige strekkstyrken for å oppta påførte laster, begrense riss og gir konstruksjonen en duktil oppførsel [7]. En duktil oppførsel er ønskelig for å gi forvarsel om eventuelt sammenbrudd og unngå sprøbrudd, eller plutselige sammenbrudd av konstruksjonen. Når det benyttes vanlig armeringsstål av kamstenger eller armeringsnett til armering av betong, kalles dette for en slakkarmert betongkonstruksjon.

I en spennbetongkonstruksjon benyttes det ofte betong med høyere fasthet enn det som er vanlig for en slakkarmert konstruksjon. Dette er først og fremst fordi at betongen blir påført et generelt høyere trykkspenningsnivå ved oppspenningen. Det vil blant annet oppstå lokale store trykkspenninger i områdene hvor spennarmeringen forankres og jekkes opp [7]. KB Spenneteknikk AS [8] oppgir at betongen bør ha oppnådd en fasthet på ca 25 MPa før oppspenning kan starte. Vanlige fasthetsklasser for spennbetongkonstruksjoner er B35-B55, men også høyere klasser benyttes i noen tilfeller [7].

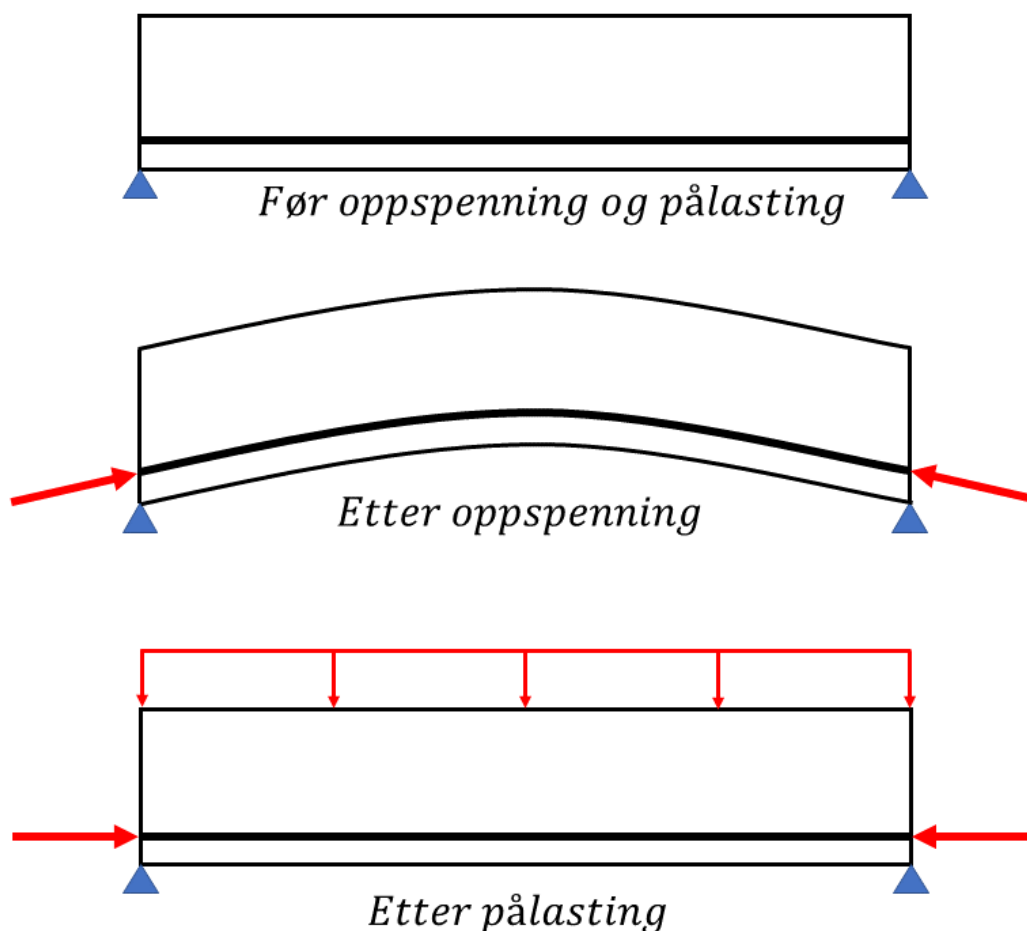
Betong som påkjennes av trykk over lang tid vil fortsette å trykkes sammen utover den umiddelbare sammentrykningen som skjer med det samme lasten blir påført. Dette fører til en tilleggsdeformasjon, som kalles kryp. Denne ekstra deformasjonen, eller kryptøyningen, avhenger av størrelsen på de påførte trykkspenningene og hvor lang tid denne spenningen virker på betongkonstruksjonen. Svinn er en annen effekt som virker på betongen over tid. Svinn oppstår på grunn av uttørking av betongen, både i herdefasen og over konstruksjonens levetid. Dette fører til at betongen vil krympe noe, og det oppstår dermed såkalte svinntøyninger. Kryp og svinn er begge eksempler på langtidseffekter som virker på betongen. De fører til en sammentrykning av betongen, og ved bruk av spennarmering i betongkonstruksjoner, vil disse effektene føre til at det oppstår tap av den effektive oppspenningskraften [7]. Dette blir beskrevet i mer detalj under *kapittel 3.6 Tap av spennkraft*.

2.2 Spennbetong

2.2.1 Generelt

Sørensen [7] gir en generell definisjon på spennbetong, ved at det er en betongkonstruksjon som påføres en trykkspenning med størrelse og fordeling slik at virkningen fra ytre laster til en viss grad blir motvirket. Spennarmeringen gis en initialtøyning ved hjelp av en påført strekkraft. Ved hjelp av endeforankringer eller heft mellom betong og spennarmering, blir så denne strekkraften overført som trykk på betongen. Siden betong har liten strekkstyrke, er det strekkspenninger i betongtverrsnittet man ønsker å motvirke ved hjelp av spennarmeringen.

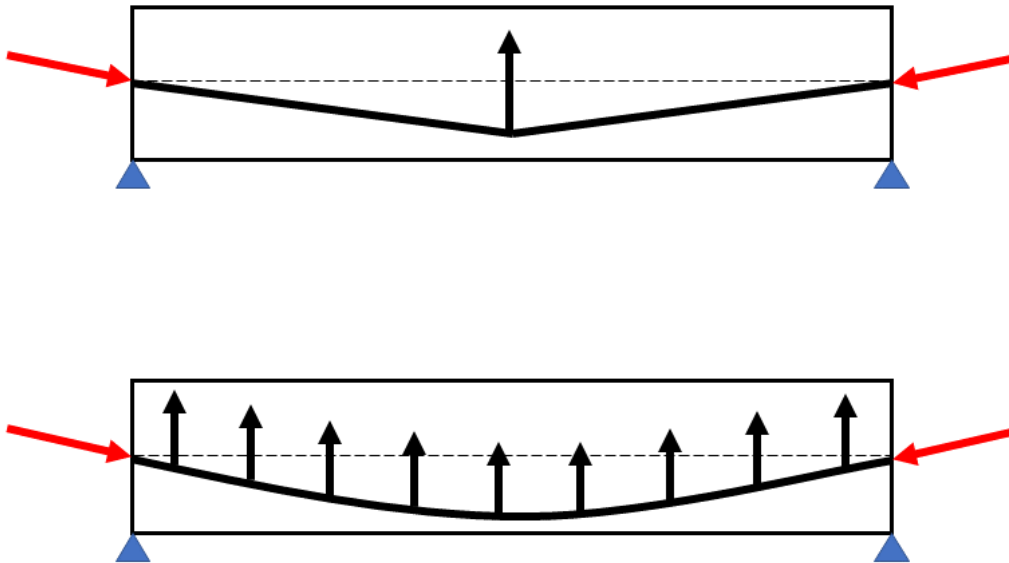
Prinsippet med å benytte spennarmering for å motvirke ytre laster er illustrert i figur 2.1 nedenfor, som viser en enkel spennarmert betongbjelke. Figuren viser en bjelke hvor spennarmeringen er lagt rettlinjet i underkant. Spennarmeringen er dermed gitt en eksentrisitet i forhold til bjelkens tyngdepunktakse. Dette fører til trykkspenninger i underkant av bjelken. Når betongen påføres last vil strekkspenningene som oppstår i underkant på grunn av lasten, motvirkes av trykkspenningene fra spennarmeringen. I teorien kan dermed konstruksjonen ende opp med kun trykkspenninger i underkant, betongen vil ikke risse opp og bjelken får heller ingen nedbøyning [7].



Figur 2.1: Illustrasjon av generelt prinsipp for spennarmert betongkonstruksjon. Illustrert etter figur i Øverli [9].

Ved en rettlinjert spennarmeringsprofil som vist i figur 2.1 ovenfor, der eksentrisiteten er konstant i underkant av bjelken, vil det kunne oppstå store strekkspenninger i toppen av tverrsnittet ut mot endeoppleggene. Disse spenningene kan i verste fall føre til opprissing av betongen i overkant. For å hindre disse strekkspenningene i toppen vil det være bedre å ha spennarmeringen i senter av tverrsnittet for å oppnå en jevn trykkspenning i betongen. Samtidig må spennarmeringen ha en størst mulig eksentrisitet midt i spennvidden, slik at strekkspenningene i bjelkespennet på grunn av ytre last, blir motvirket mest mulig.

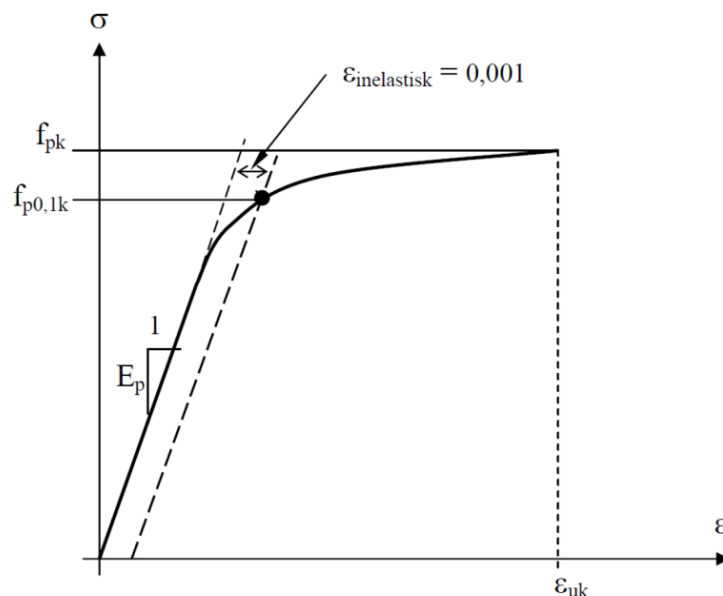
Dette tilsier at det ideelle vil være å ha en variabel eksentrisitet langs konstruksjonen, hvor spennarmeringen ligger sentrisk ute ved endeoppleggene, mens den har maksimal eksentrisitet midt i feltet eller spennvidden. Slik får man utnyttet spennkraften til å gi mest mulig konstante trykkspenninger på tverrsnittet langs konstruksjonen. En variabel eksentrisitet kan oppnås enten ved å ha en stykkevis rettlinjert geometri eller en krum geometri på spennarmeringsprofilen. Figur 2.2 nedenfor viser disse to konfigurasjonene. En krum spennarmeringsprofil vil gi fordelte oppoverrettede krefter, mens en stykkevis rettlinjert spennarmeringsprofil vil gi en konsentrert oppoverrettet kraft i knekkpunktet. Ved å utnytte disse prinsippene kan man i teorien oppnå en balanse mellom ytre last og virkningen fra spennarmeringen [7]. Dette vil bli nærmere behandlet i *kapittel 3.3 Spennarmeringsprofiler og ekvivalente krefter*.



Figur 2.2: Oppoverrettede krefter fra rettlinjet og krum spennarmerings-profil. Illustrert etter figurer i Sørensen [7].

2.2.2 Spennarmering

For å oppnå ønsket effekt av forspenning på en konstruksjon, må det brukes spennstål med høy fasthet. Stål med høy fasthet oppnås vanligvis ved en kombinasjon av legering og kaldbearbeiding. I motsetning til vanlig varmvalset armeringsstål, vil som regel ikke høyfast stål ha en utpreget flytegrense [7]. EC2 [4] gir at karakteristisk fasthet for spennarmeringsstål bestemmes av spenningen stålet får ved en tøyning lik 0,1 % inelastisk tøyning. Det vil si 0,1 % avvik fra den lineære tøyningen, også kalt «0,1%-grensen». Den karakteristiske fastheten betegnes $f_{p0,1k}$. Dette er vist i spennings-tøyningsdiagrammet i figur 2.3 nedenfor [7].



Figur 2.3: Typisk spennings-tøynings diagram for spennstål. Figur hentet fra Sørensen [7].

Spennarmering og vanlig armeringsstål har ganske lik elastisitetsmodul, det vil si en E-modul mellom 195 000 – 205 000 N/mm². Der vanlig armeringsstål har en karakteristisk fasthet på 500 N/mm², innehar imidlertid spennstål en fasthet mer enn tre ganger større enn dette. Ofte benyttes spennstål framstilt av tråder med en karakteristisk 0,1% fasthet på 1500 – 1800 N/mm². Trådene av spennstål kan benyttes alene, men vikles vanligvis sammen til et spenntau. Det er vanlig at det vikles 7 tråder sammen til et spenntau. Videre kan spenntau eller tråder bygges sammen til spennkabler [7]. Utover i denne rapporten vil det bli brukt begrepet spennkabel også i det tilfellet hvor spennkabelen består av kun ett spenntau.

Når spennstål utsettes for konstant tøyning over lang tid vil spenningen reduseres. Dette kalles for relaksasjon. Spennarmering klassifiseres med hensyn på relaksasjon i henhold til krav gitt i EC2 [4]. Der defineres tre klasser for relaksasjon:

Klasse 1 tråd eller tau – Vanlig relaksasjon

Klasse 2 tråd eller tau – Lav relaksasjon

Klasse 3 varmvalsete og bearbejdede stenger

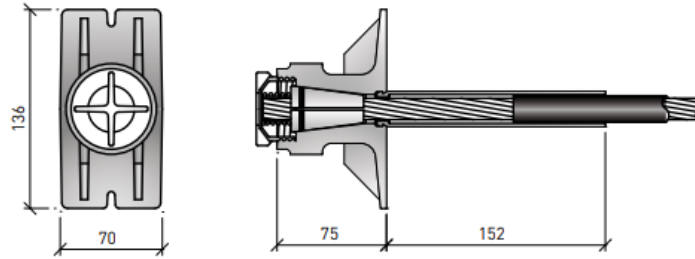
Sammen med langtidsvirkninger som kryp og svinn i betongen, er relaksasjon med på å redusere spennkraft over tid i en spennarmert konstruksjon [7]. Dette vil bli omtalt nærmere i *kapittel 3.6 Tap av spennkraft*.

2.2.3 Før- og etteroppspenning

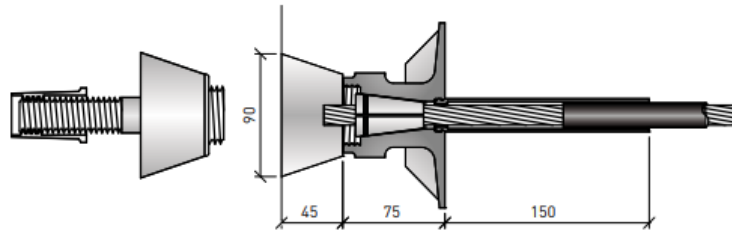
Generelt kan man spenne opp en konstruksjon på to måter: Føroppspenning og etteroppspenning. Føroppspenning utføres hovedsakelig ved produksjon av prefabrikerte betongelementer som støpes på fabrikk. Der brukes egne oppspenningsbenker med mothold som holder spennarmeringen oppspent under støpingen og holdes til betongen har herdet. Ved tilstrekkelig fasthet på betongen kappes så spennkablene og forspenningskreftene overføres til betongen [7].

I en etteroppspent konstruksjon blir spennarmeringen lagt i utsparingsrør, enten korrugerte stålrør eller plastrør, som legges i forskalingen i forkant og støpes inn i konstruksjonen. Spennarmeringen kan både tres inn gjennom utsparingsrørene i etterkant, men leveres som oftest ferdig montert inne i rørene. Dette er en konstruksjonstype som egner seg for plassbygging. Ofte blir den ene ende av spennarmeringen forankret ved hjelp av et såkalt «passivt» anker. Dette blir gjerne støpt direkte inn i betongen. Den andre enden blir dermed den «aktive» enden. Her blir armeringen spent opp ved hjelp av en hydraulisk jekk, med betongkonstruksjonen som mothold.

Etter at nødvendig spennkraft er oppnådd, låses spennarmeringen i den aktive enden ved hjelp av kiler mot innstøpte forankringsplater. Det vil oppstå tap av spennkraft på grunn av friksjon mellom armering og utsparingsrør, samt glidning som oppstår når spennarmeringen låses med kilene i den aktive enden. I praksis må dermed jekkraften økes noe for å kompensere for disse tapene [7]. Figur 2.4 nedenfor viser eksempel på utførelse av en passiv og aktiv forankring i et uinjisert spennsystem med én enkelt spennenhet.

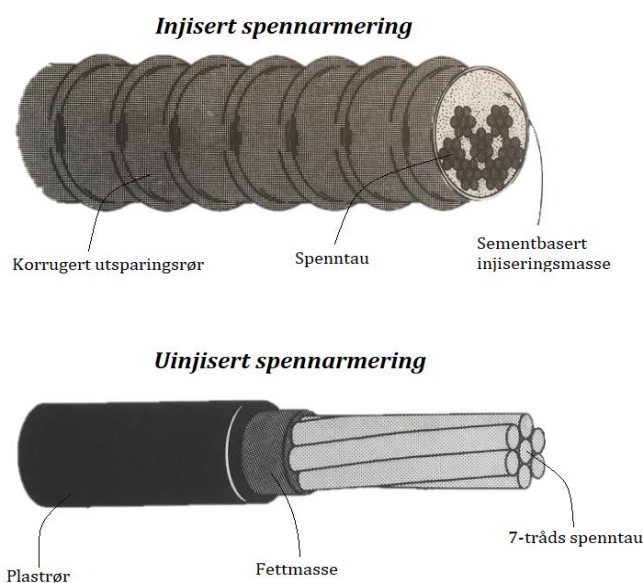


Figur 2.4 a): Passiv forankring for uinjisert spennsystem, med tetting av enden for senere innstøping i betong. Figur hentet fra KB Spennteknikk AS [8].



Figur 2.4 b): Aktiv forankring for uinjisert spennsystem, med konisk lokk for å sikre nødvendig utsparing i betongoverflaten for senere oppspenning med jekk. Figur hentet fra KB Spennteknikk AS [8].

Det skilles mellom to typer etteroppspent armering, injisert og uinjisert. Figur 2.5 viser en illustrasjon av de to forskjellige typene. Ved injisert etteroppspent armering blir tomrommet rundt spennarmeringen inne i utsparingsrørene fylt opp med en sementbasert injiseringsmasse. Slik oppnås full heft mellom betong og spennarmering. Dette fører til lik tøyning mellom betong og armering i nivået hvor spennarmeringen ligger i tverrsnittet. Dette gir dermed en oppførsel lik et føreroppspent betongelement. Injisert etteroppspent armering brukes som regel i større konstruksjoner, slik som broer, tanker og større rammekonstruksjoner [7].



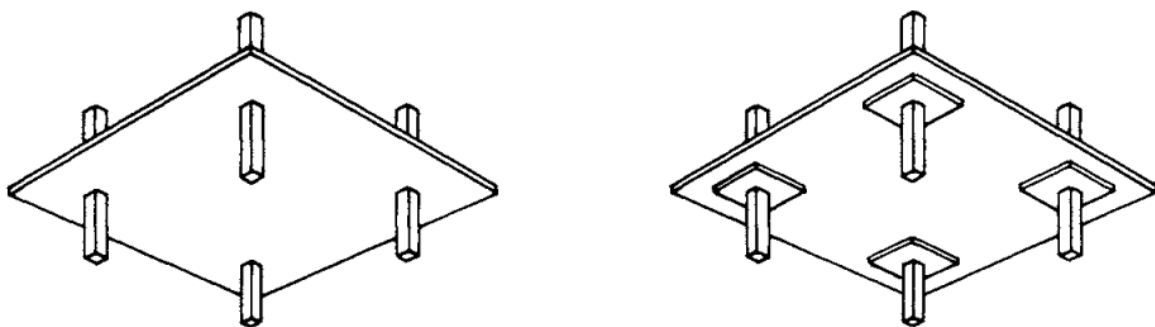
Figur 2.5: Illustrasjon av injisert og uinjisert spennarmering. Figur hentet fra Collins og Mitchell [10].

2.2.4 Uinjisert spennarmering

Uinjisert etteroppspent armering brukes til blant annet plasstøpte dekkekonstruksjoner, slik som etteroppspente flatdekker. I slike konstruksjoner benyttes som regel spenntau ferdig tredd i fettfylte plastrør. Smørefettet gir lav friksjon under oppspenningen og beskytter i tillegg mot korrosjon. Fordeler med en konstruksjon som benytter uninjisert spennarmering er at man sparer arbeid med injisering, og en får mindre tap i effektiv spennkraft, grunnet den lave friksjonen. Ulemper med dette systemet er at bruddkapasiteten for moment blir lavere enn for et injisert system, og at man er fullstendig avhengig av endeforankringene for å oppnå tilstrekkelig funksjon av spennarmeringen. Det er heller ingen heft mellom uninjisert spennarmering og betongen, så den bidrar dermed ikke til rissfordeling. Det er likevel mulig å oppnå rissfrie betongplater og små nedbøyninger ved å benytte mange små spennenheter med ett spenntau i hver enhet, som fordeles utover for å få en godt fordelt forspenningskraft [7].

2.3 Flatdekke

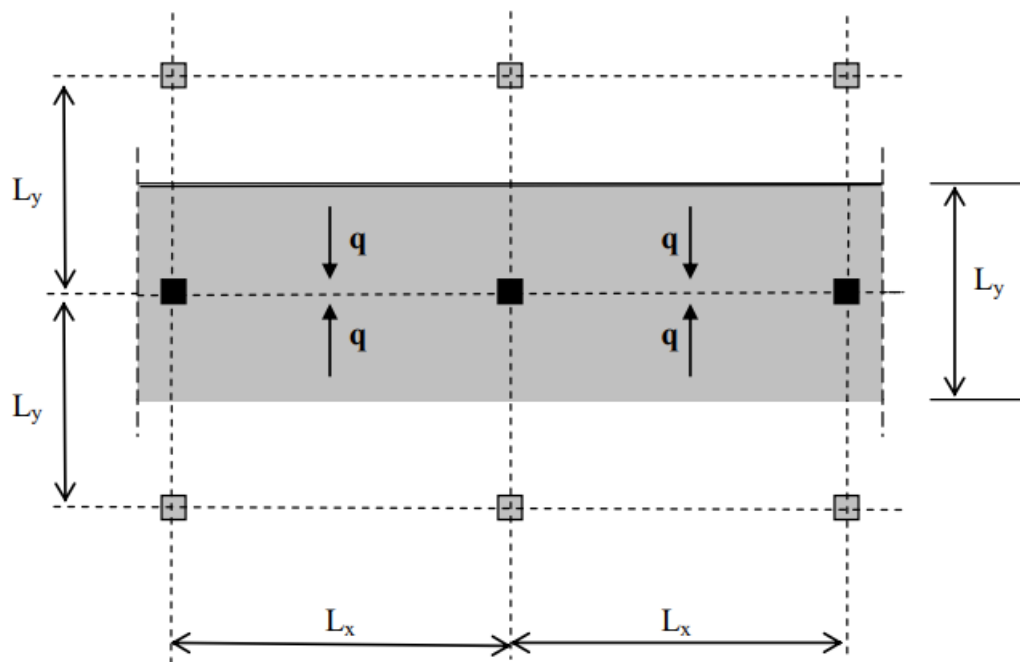
Flatdekke er betegnelsen på en betongplate opplagt direkte på søyler, uten bjelker mellom søylene. Søylenes plassering er som regel plassert i et rektangulært mønster. Ofte utføres flatdekker med plan underside. Rundt søylene vil det oppstå store skjærkrefter på grunn av lastkonsentrasjonen over søylene. Hvis det er store laster på dekket, kan det bli problematisk å oppnå tilstrekkelig skjærkapasitet. I slike tilfeller kan flatdekket utføres med forsterkede søyletopper [7]. Figur 2.6 nedenfor viser en illustrasjon av et typisk flatdekke med og uten søyleforsterkning.



Figur 2.6: Flatdekke med og uten søyleforsterkning. Figur hentet fra Kahn og Williams [11].

Som regel tilstrebes det å utføre flatdekket med plan underside. Dette gir et enklere arbeid med både forskaling og utlegging av armering, i tillegg er en plan underside en stor fordel når man skal ha plass til føringer for teknisk installasjon på undersiden av dekket. Flatdekker muliggjør generelt større arealer uten behov for faste bærende delevegger, noe som gir store muligheter for fleksibel bruk av bygninger med et slikt bæresystem [1].

Den statiske virkemåten til et flatdekke kan sammenlignes med et dekke med toveisplater som bæres av kryssende bjelker. En kan tenke seg at bjelkene gjøres så lave at bjelkehøyden er lik platetykkelsen. Slik kan dekket betraktes som et system med kryssende bjelker som er meget brede og som parallelt ligger helt inntil hverandre. En slik bjelkestripe, eller lastflate, kan kalles for en flatdekkestripe. Bredden på en slik stripe regnes lik spennvidden på tvers av stripen sin spennretning. Flatdekkestripen må dermed bære hele lasten i sin spennretning. Denne betraktningen gjøres for begge retninger på dekket [7]. Figur 2.7 nedenfor viser prinsippet for lastfordelingen i et flatdekke. I figuren illustreres lastfordelingen på en flatdekkestripe i x-retningen.



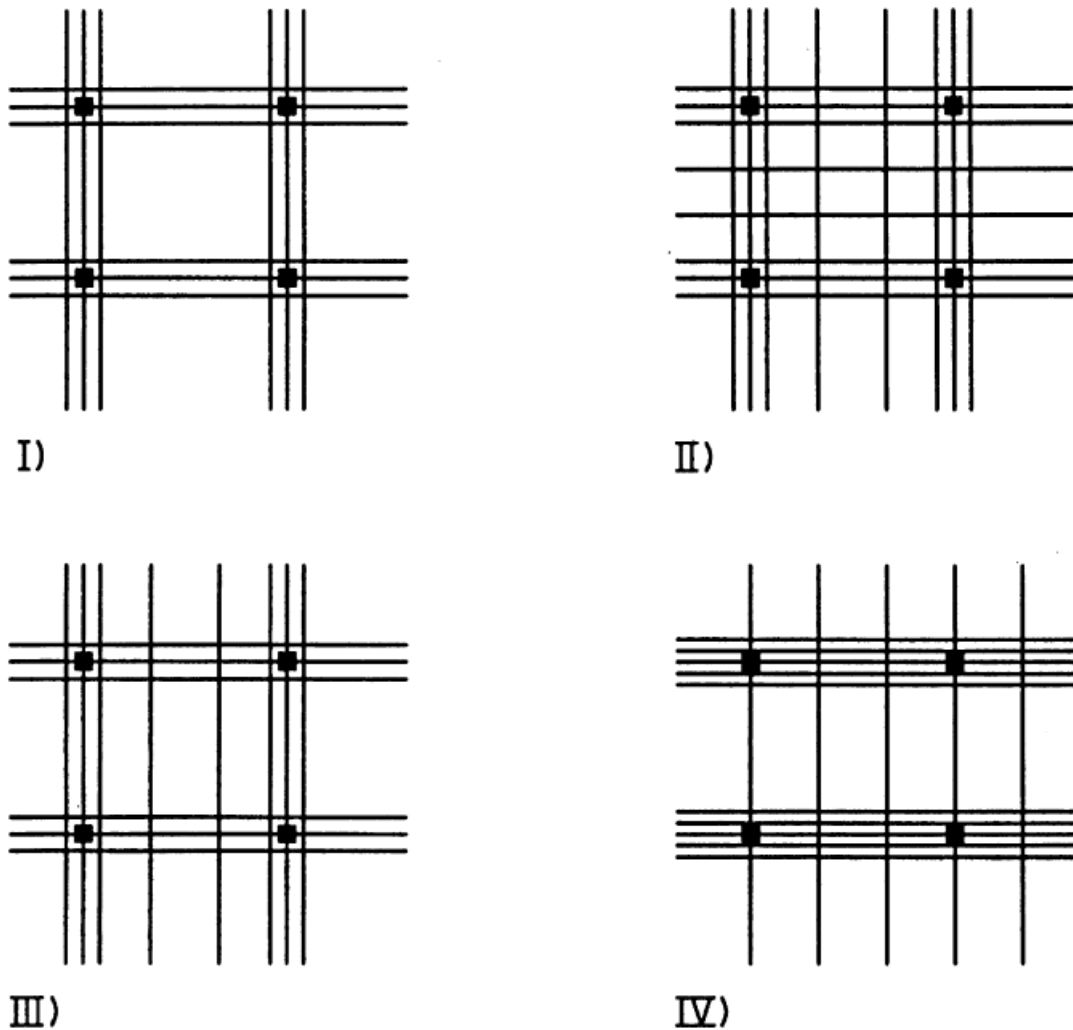
Figur 2.6: Lastfordeling på flatdekkestripe i x-retning. Figur hentet fra Sørensen [7].

For slakkarmerte flatdekker anbefaler Norsk Betongforening [1], videre omtalt som N.B., en maksimal spennvidde på 7,2m. Dette for å unngå store platetykkelser og armeringsmengder for å innfri krav til maksimal nedbøyning. I sin publikasjon anbefaler de videre at forholdet mellom spennvidde og platetykkelse bør ligge i underkant av 25, ved vanlige nyttelaster og spennvidder opp mot 7,2m. Som et eksempel anbefales dermed en platetykkelse på minst 290 mm ved en spennvidde på 7,2m.

En løsning som kan gi større spennvidder, slankere dekker og samtidig små nedbøyninger er spennarmerte flatdekker. Mest vanlig er å benytte uinjiserte spennkabler til dette. Denne løsningen ble først tatt i bruk i USA på 1950-tallet, og ble der utviklet for å bygge parkeringshus og etasjeskillere i større bygninger. Metoden ble etter hvert tatt i bruk i Europa på 1970-tallet [8]. Etteroppspent, uinjisert spennarmering reduserer effektivt nedbøyninger i flatdekker, noe som gir muligheten til å bygge med større spennvidder. En parabelformet spennarmeringsprofil vil gi ekvivalente krefter som motvirker egen- og nyttelast i feltene på flatdekket. Spennkablene bør legges med krumning der laveste punkt og positiv krumning er midt i feltene, mens høyeste punkt og negativ krumning er over søylene [7].

Horisontalt i plateplanet kan spennkablene plasseres i forskjellige konfigurasjoner. Figur 2.7 nedenfor er hentet fra N.B sin publikasjon [1], og viser fire ulike løsninger for spennkabelplassering i et flatdekke. Tilfelle I viser den enkleste løsningen. Her ligger alle spennkablene konsentrert over søylestripene i begge retninger. Tilfelle II viser kanskje den mest ideelle løsningen, siden den gir virkninger som ligger nærmest den virkelige momentfordelingen som oppstår ved jevnt fordelt last på flatdekket. Denne løsningen er imidlertid vanskeligere å utføre da det er mange kryssende kabler som må tres om hverandre.

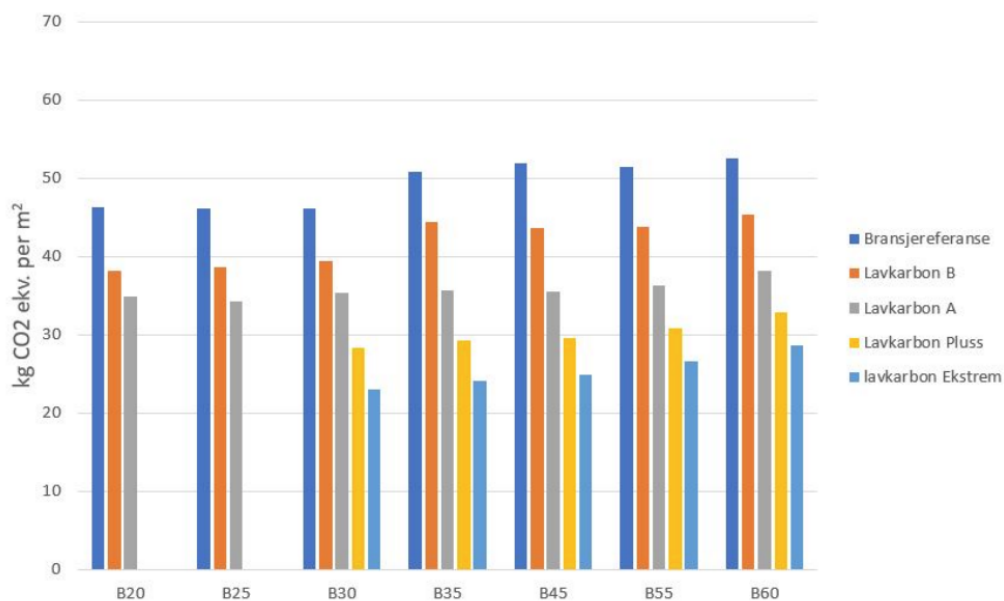
Tilfelle III og IV viser løsningene som er mest vanlig i dag. Begge har felt med konsentrerte spennkabler i søylestripene, ofte lagt i den lengste spennretningen. I tilfelle III legges det i tillegg fordelte kabler i den lengste spennretningen. Dette er en fordel hvor man har ulike spennvidder i hver av retningene. For tilfelle IV legges det kun fordelte kabler på tvers av de konsentrerte, og da oftest i den korteste spennretningen. Dette er den enkleste løsningen å utføre, da man legger de konsentrerte kablene først, for deretter å legge de fordelte kablene øverst til slutt uten å få større konflikter med kryssende kabler [1].



Figur 2.7: Ulike utførelser av spennkabelplassering i et flatdekke. Figur hentet fra N.B. [1].

For spennarmerte flatdekker kan forholdet mellom spennvidde og platetykkelse utnyttes i større grad. KB Spenneteknikk AS [8] oppgir at spennvidde/platetykkelse-forholdet kan økes opp mot 45 for flatdekker påkjent av normale flatelaster, som er i størrelsesorden 2-5 kN/m², og for spennvidder mellom 7-11 m. Dette gir fordeler ved at man kan ha slankere dekker ved større spenn, og oppnå for eksempel lav byggehøyde, større frie arealer og små nedbøyninger. Slik kan det oppnås samme fordeler som gis av et slakkarmert flatdekke, men med betydelig mindre armeringsmengder, noe som er en stor økonomisk fordel [1].

Et slankere dekke og reduserte armeringsmengder er også momenter å ta med seg inn i dagens byggebransje hvor bærekraft og miljøpåvirkninger får stadig større fokus. En masteroppgave fra 2021, utført av Klokkervold og Aure [12], har sett på klimagassoptimalisering av ulike flatdekkonstruksjoner. De ser blant annet på et spennarmert flatdekke med spennvidder $L_x = 7,2 \text{ m}$ og $L_y = 6,0 \text{ m}$. Ved en spennarmeringsmengde på 600 mm²/m viser resultater at det vil være en god del å hente ved å benytte lavkarbonbetong i fasthetsklasse B30 og høyere. Figur 2.8 nedenfor er hentet fra Klokkervold og Aure og viser reduksjonen i klimagassutslipp for det nevnte flatdekket ved ulike fasthets- og lavkarbonklasser av betong.



Figur 2.7: Klimagassutslipp ved spennarmert flatdekke for ulike betongfasthetsklasser og lavkarbonklasser. Figur hentet fra Klokkervold og Aure [12].

Videre sammenligner de den spennarmerte løsningen med en slakkarmert løsning på et flatdekke med samme dimensjoner. Resultatet av sammenligningen viser at for betong av en bransjereferansetype i fasthetsklasse B45 er det mulig å redusere klimagassutslipp med opptil 42,3 % ved å benytte den spennarmerte løsningen kontra den slakkarmerte. Den største gevinsten i reduksjon av klimagasser kommer hovedsakelig fra at tverrsnitts-tykkelsen kan reduseres en del ved bruk av spennarmering kontra slakkarmering [12].

2.4 Generelle dimensjoneringsprinsipper

Ved dimensjonering av konstruksjoner setter konstruksjonsstandardene krav til at kapasiteten og bruksegenskapene til konstruksjonen skal påvises å være tilstrekkelig i to ulike grensetilstander, *brudd- og bruksgrensetilstand*. Larsen [13] gir en beskrivelse av de to grensetilstandene.

Bruddgrensetilstand er knyttet til sammenbrudd eller lignende former for konstruksjonssvikt. Det vil si at konstruksjonen som helhet kan tape sin likevekt. Med andre ord menes det da velting, glidning eller kantring av konstruksjonen. Bruddgrensetilstand omfatter også brudd som oppstår i enkeltverrsnitt, eller brudd på grunn av omfattende forskyvninger eller utmatting. Et spesialtilfelle av bruddgrensetilstand er ulykkesgrensetilstanden. Dette omfatter lastsituasjoner som har meget liten sannsynlighet for å oppstå, slik som brann, jordskjelv eller skred for å nevne noen [13].

Bruksgrensetilstand knyttes til funksjonaliteten til bygningen eller bygningsdeler. Dette innebærer deformasjoner som begrenser den tiltenkte bruken av et bygg. For eksempel kan det være store deformasjoner eller vibrasjoner som skaper ubehag hos brukere og beboere, eller nedbøyning av flate tak som fører til stående vann. Det kan også være deformasjoner som påvirker konstruksjonens bestandighet eller utseende. Dette er en relevant problemstilling for betongkonstruksjoner, noe som blant annet gjenspeiles i inndeling i forskjellige eksponeringsklasser og krav til rissvidder i betongstandarden, EC2 [4].

Prosjektering og utførelse av konstruksjoner er i dag underlagt felles europeiske konstruksjonsstandarder, Eurokoder, med egne nasjonale tillegg for hvert land [14]. De er basert på bruk av partialkoeffisientmetoden ved dimensjonering. Det vil si at det skal påvises at en lastvirkning E , ikke skal overskride konstruksjonens motstand R , ved enten brudd- eller bruksgrensetilstand. Lastvirkningen og motstanden bestemmes ved bruk av partialkoeffisienter. Disse innføres for å kompensere for usikkerhet i verdier for karakteristiske materialegenskaper eller laster, usikkerhet i beregningsmodeller og lastmodeller, eller for geometriske avvik i tverrsnitt eller på konstruksjonen.

Partialkoeffisientene betegnes med den greske bokstaven γ [13].

Materialegenskaper til forskjellige konstruksjonsmaterialer gis i sine respektive prosjekteringsstandarder. Det er materialets fasthet eller styrke som gir motstanden til konstruksjonen. For betong og armeringsstål er det EC2 [4] som er gjeldende. I prosjekterings-standardene blir karakteristiske verdier på fastheten/styrken til det aktuelle materialet oppgitt, i tillegg til partialfaktorer for materialmotstanden. Disse kalles ofte for materialfaktorer. Det kan i visse tilfeller også være behov for ekstra korreksjonsfaktorer i tillegg til materialfaktorene ved bestemmelse av dimensjonerende motstand til et konstruksjonsmateriale.

En lastvirkning oppstår på grunn av forskjellige laster som virker på konstruksjonen. EC0 [2] klassifiserer laster på følgende måte:

- *Permanente påvirkninger, G*
 - o Eksempler: egenvekten til en konstruksjon, vekten av faste installasjoner eller virkningen av svinn på en betongkonstruksjon. Påført spennkraft i en betongkonstruksjon regnes også som en permanent påvirkning.
- *Variable påvirkninger, Q*
 - o Eksempler: nyttelaster på dekker, bjelker og tak i bygninger eller snølast og vindlast
- *Ulykkespåvirkninger, A*
 - o Eksempler: kollisjoner og støt fra kjøretøy eller eksplosjoner på en konstruksjon

Ulike laster har sin egen karakteristiske verdi. Disse verdiene er som regel oppgitt i EC1 [3]. Denne standarden består av flere delstandarder, som hver inneholder verdier eller regler for bestemmelse av størrelsen på ulike typer laster. Likt som i eksemplene gitt ovenfor kan det være egenlaster og nyttelaster i bygninger, snølast, vindlast eller ulykkeslaster. I tillegg kan andre variable laster som for eksempel trafikklast på bruer og laster fra kraner og maskinutstyr fastsettes fra disse standardene. For å bestemme en dimensjonerende lastvirkning blir de karakteristiske lastverdiene multiplisert med en egen partialkoeffisient, også kalt lastfaktor, som beskrevet ovenfor [13].

3 Beregningsmetoder og regelverk

Som en fortsettelse av det innledende teorikapittelet, vil mer detaljerte beskrivelser av teori og regelverk for beregning og dimensjonering av spennarmerte betongkonstruksjoner gjennomgås her. Tap av spennkraft for uinjiserte spennkabler vil bli beskrevet i detalj. Det vil også gjennomgås en god del teori omkring beregning av flatdekker generelt, og da spesielt med vekt på gjennomlokkingskapasitet. Dette vil danne det teoretiske grunnlaget for å siden utføre en dimensjonering av et etteroppspent flatdekke med uinjiserte spennkabler.

3.1 Dimensjonerende materialfastheter

Som nevnt i kapittel 2.4 skal tilstrekkelig kapasitet av konstruksjonen påvises for brudd- og bruksgrensetilstand. For dimensjonering av armerte betongkonstruksjoner, angir EC2 [4] regler for å bestemme dimensjonerende materialfastheter for betong, vanlig armering og spennarmering.

3.1.1 Betong

EC2 punkt 3.1.6 angir følgende formler for bestemmelse av dimensjonerende trykk- og strekkfasthet for betong.

Dimensjonerende trykkfasthet er gitt ved ligning (3.1) nedenfor:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.1)$$

Dimensjonerende strekkfasthet er gitt ved ligning (3.2) nedenfor:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (3.2)$$

f_{ck} er karakteristisk trykkfasthet [EC2 Tabell 3.1]

$f_{ctk,0.05}$ er karakteristisk strekkfasthet [EC2 Tabell 3.1]

α_{cc} og α_{ct} er korreksjonsfaktorer for henholdsvis trykk- og strekkfasthet. Disse tar hensyn til virkninger av langtidslast og ugunstige virkninger som følge av måten lasten påføres. Verdiene for disse faktorene er angitt i EC2 NA.3.1.6.

γ_c er materialfaktoren for betong [EC2 Tabell NA.2.1N]

3.1.2 Slakkarmering

EC2 [4] punkt 3.2.7 angir formel for bestemmelse av dimensjonerende flytespenning for vanlig armeringsstål.

Dimensjonerende flytespenning er gitt ved ligning (3.3) nedenfor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.3)$$

f_{yk} er karakteristisk flytespenning/flytegrense (vanligvis 500 N/mm²) [EC2 Tabell C.1]

γ_s er materialfaktor for armeringsstål [EC2 Tabell NA.2.1N]

3.1.3 Spennarmering

EC2 [4] punkt 3.3.6 angir formel for bestemmelse av dimensjonerende flytespenning for spennstål.

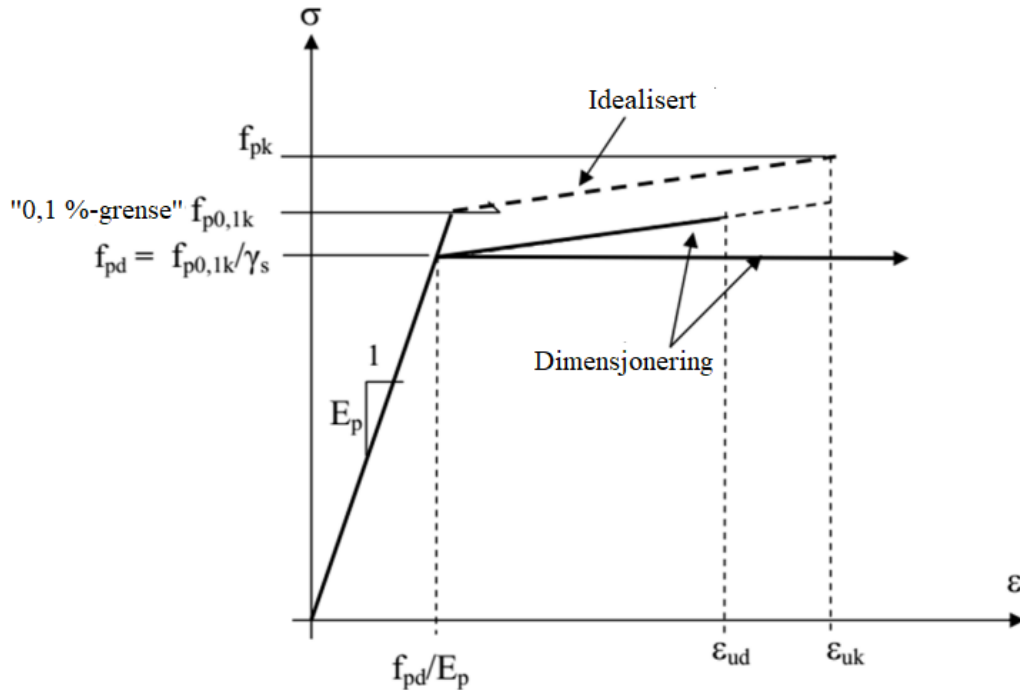
Dimensjonerende strekkfasthet/stålspenning er gitt ved ligning (3.4) nedenfor:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad (3.4)$$

$f_{p0,1k}$ er karakteristisk strekkfasthet ved 0,1%-grense [Oppgis fra leverandør]

γ_s er materialfaktor for armeringsstål [EC2 Tabell NA.2.1N]

Ved dimensjonering og beregning av en spennarmert konstruksjon i bruddgrensetilstand gir EC2 punkt 3.3.6(7) anledning til å benytte et idealisert og dimensjonerende spennings-tøyingsdiagram, gjengitt i figur 3.1 nedenfor. Samme punkt åpner også for å benytte en øvre horisontal del av spennings-tøyingskurven, gitt av dimensjonerende strekkfasthet f_{pd} , uten en øvre begrensning av tøyningen. Det betyr at det kan beregnes med en konstant stålspenning lik f_{pd} , uten begrensning av tøyningen. Sørensen [7] gir at dette er det mest vanlige valget ved beregninger i bruddgrensetilstand.



Figur 3.1: Idealisert spennings-tøyings diagram spennstål. Figur hentet fra Sørensen [7].

3.2 Dimensjonerende lastvirkninger

3.2.1 Bruddgrensetilstand

EC 0 [2] punkt 6.4.3.2(3) angir dimensjonerende lastvirkning, E_d , gitt av den mest ugunstige lastkombinasjonen fra ligningene (3.5a) eller (3.5b) nedenfor. Disse gjelder for påvisning av brudd eller store deformasjoner i et snitt, en konstruksjonsdel eller forbindelse. Dette regnes som den mest aktuelle grensetilstanden å betrakte for et spennarmert flatdekke.

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (3.5a)$$

$$\left. \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (3.5b)$$

Verdier for de ulike partialfaktorene γ finnes fra EC0 Tabell NA.A1.2(B).

Kombinasjonsfaktoren ψ finnes i EC0 Tabell NA.A1.1 ut fra hvilken kategori bygningen eller konstruksjonen hører innunder.

P er forspenningslasten. γ_P er en faktor som tar hensyn til om spennkraften gir en gunstig eller ugunstig virkning på konstruksjonen. Denne oppgis i EC2 punkt NA.2.4.2.2(1).

Reduksjonsfaktoren ξ oppgis i EC0 Tabell NA.A1.2(B)

Ved å sette inn for verdiene beskrevet ovenfor, og samtidig anta kun én permanent og én variabel last som virker på det aktuelle flatdekket fås det forenklete uttrykket gitt i ligningene (3.6a) og (3.6b) nedenfor.

$$E_d = \max \begin{cases} 1,35G_k + \gamma_P P + 1,5\psi_0 Q_k & (3.6a) \\ 1,2G_k + \gamma_P P + 1,5Q_k & (3.6b) \end{cases}$$

3.2.2 Bruksgrensetilstand

ECO [2] punkt 6.5.3(2) skiller mellom tre ulike lastkombinasjoner for påvisning av kapasitet i bruksgrensetilstand. Disse tre defineres som *karaktèristisk, ofte forekommende og tilnærmet permanent* lastkombinasjon. I standarden brukes både begrepet tilnærmet permanent og kvasi-permanent om den siste lastkombinasjonen. For flatdekker er det mest aktuelt å kontrollere for nedbøyning. ECO punkt NA.A1.4.2(901.1) angir at lastkombinasjonen *tilnærmet permanent* bør brukes for kontroll av langtidsvirkninger som nedbøyning og rissutvikling, der tidsavhengige effekter har betydning.

ECO punkt 6.5.3(2) angir lastvirkning i den tilnærmet permanente lastkombinasjonen som vist i ligning (3.7) nedenfor.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.7)$$

Partialfaktorer for laster i bruksgrense settes normalt til 1,0 angitt i ECO punkt A1.4.1(1).

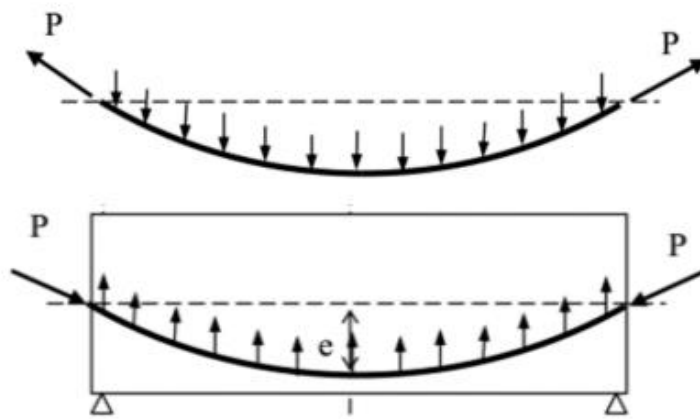
Kombinasjonsfaktoren ψ finnes i ECO Tabell NA.A1.1 ut fra hvilken kategori bygningen eller konstruksjonen hører innunder.

Det kan også her antas kun én permanent og én variabel last, og dermed kan ligning (3.7) forenkles til uttrykket gitt i ligning (3.8) nedenfor.

$$E_d = G_k + P + \psi_2 Q_k \quad (3.8)$$

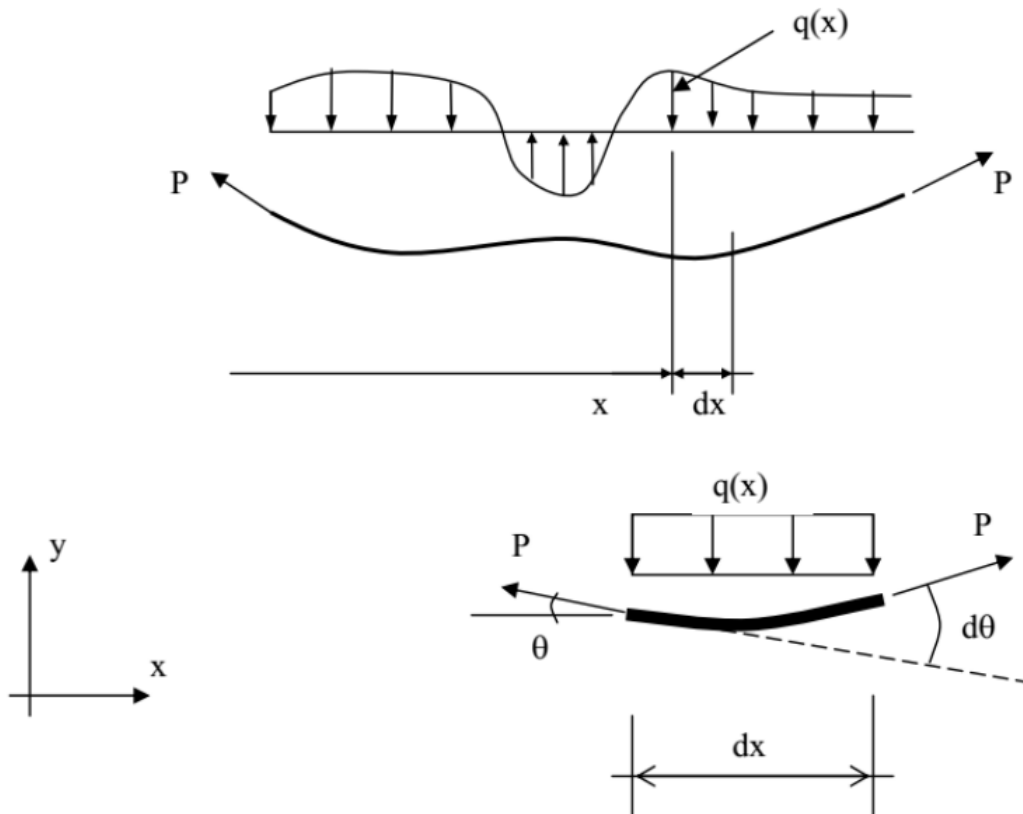
3.3 Spennarmeringsprofiler og ekvivalente krefter

Som nevnt tidligere er det en fordel for trykkspenningsfordelingen i betongtverrsnittet, at spennarmeringsprofilen har en variabel eksentrisitet langs konstruksjonsdelen. Som et eksempel vil en krum profil på spennarmeringen medføre at den prøver å rette seg ut ved oppspenningen. Siden den ligger inne i betong, vil den ikke ha mulighet til å rette seg ut, dette på grunn av nedoverrettete krefter på spennarmeringen fra betongen. Det betyr at spennarmering som er krummet, vil gi oppoverrettede fordelte krefter på betongen, og slik påføre en «løftekraft» på konstruksjonen. Figur 3.2 nedenfor viser disse kraftvirkningene for en krum parabelformet spennarmeringsprofil [7].



Figur 3.2: Kraftvirkning ved krum parabelformet spennarmeringsprofil. Figur hentet fra Sørensen [7].

Disse fordelte tverrkreftene som er beskrevet ovenfor kalles *ekvivalente krefter*. Denne kraftvirkningen kan utnyttes for å motvirke ytre laster på en spennarmert konstruksjon. For å finne de ekvivalente kreftene må en først kunne beskrive profilen og geometrien til spennarmeringen. Sørensen [7] gjennomgår en utledning av de viktigste ligningene for bestemmelse av ekvivalente krefter. Som utgangspunkt betraktes en helt generell spennarmeringsprofil i xy -planet, som vist i figur 3.3 nedenfor.



Figur 3.3: Generell spennarmeringsprofil i xy -planet. Figur hentet fra Sørensen [7].

Generelt kan spennarmeringsprofilen beskrives ved:

$$y = f(x)$$

Ved å se på en veldig liten bit av spennarmeringsprofilen, en infinitesimal bit, kan følgende sammenhenger utledes fra figuren ovenfor:

Helning på spennarmeringen: $\theta(x) \approx \tan(\theta(x)) = \frac{dy}{dx}$ (3.9)

Ekvivalent last langs dx: $q = q(x)$ (3.10)

Likevekt i y-retning kan tilnærmes ved: $q(x) \cdot dx \approx P \cdot d\theta$ (3.11)

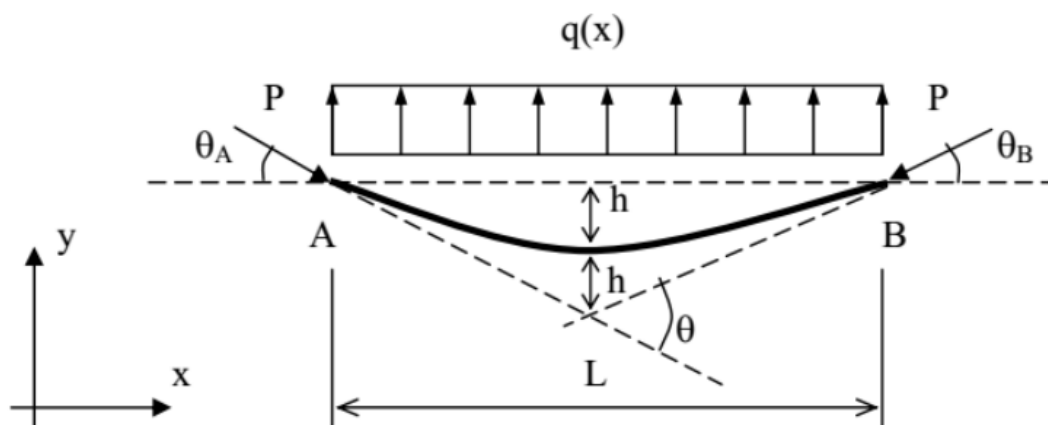
Ekvivalent last i y-retning blir da: $q(x) = P \cdot \frac{d\theta}{dx} = P \cdot \frac{d^2y}{dx^2}$ (3.12)

Konstruksjonselementer som bjelker og plater er som regel påkjent punktlaster og jevnt fordelte linje- og flatelaster. Flatelast på plater kan i mange tilfeller tilnærmes som linjelaster. Ved å se på situasjoner der ytre laster på bjelker og plater skal balanseres av ekvivalente krefter fra spennarmering, vil det mest naturlige da være å betrakte spennarmeringsprofiler som gir ekvivalente krefter som ligner mest mulig på de nevnte lasttypene. Det vil nedenfor bli vist at det i de fleste tilfeller da vil være aktuelt med en krum parabelformet spennarmering for å motvirke jevnt fordelte laster, og stykkevis rettlinjede spennarmeringsprofiler for å motvirke punktlaster. Derfor utledes bare disse to tilfellene for spennarmeringsprofiler.

3.3.1 Parabelformet spennarmering

Figur 3.4 nedenfor viser en parabelformet spennarmeringsprofil mellom A og B.

En slik profil kan beskrives ved: $y = ax^2 + bx + c$ (3.13)



Figur 3.4: Parabelformet spennarmeringsprofil. Figur hentet fra Sørensen [7].

Ved å benytte ligning (3.12) og derivere ligning (3.13) to ganger, finnes den ekvivalente lasten fra spennarmeringen mellom A og B slik:

$$q(x) = P \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = P \cdot 2a \quad (3.14)$$

Det blir dermed en konstant størrelse, noe som viser at det langs en parabelformet spennarmeringsprofil virker en fordelt tverrlast med konstant intensitet. Dette gir at den fordelte ekvivalente lasten fra en parabelformet spennarmeringsprofil er en jevnt fordelt last.

Ved å integrere opp uttrykket for den fordelte lasten fra ligning (3.12) finnes total last langs parabelen:

$$\int_A^B q(x) dx = \int_A^B P \frac{d\theta}{dx} dx = P[\theta]_A^B = P \cdot (\theta_B - \theta_A) \quad (3.15)$$

Total last er dermed lik spennkraften multiplisert med den totale retningsendringen fra ene enden til den andre.

For den parabelformete spennarmeringsprofilen i figur 3.4 ovenfor kan den ekvivalente kraften bestemmes ved:

$$q \cdot L = P \cdot \theta \quad (3.16)$$

Total vinkelendring fra A til B finnes fra figur 3.4 ovenfor:

$$\theta = \frac{2h}{L/2} \cdot 2 = \frac{8h}{L} \quad (3.17)$$

Setter så ligning (3.17) inn for θ i ligning (3.16) og får uttrykket for ekvivalent fordelt last fra den parabelformete spennarmeringsprofilen fra A til B:

$$q = \frac{8Ph}{L^2} \quad (3.18)$$

3.3.2 Stykkevis rettlinjet spennarmering

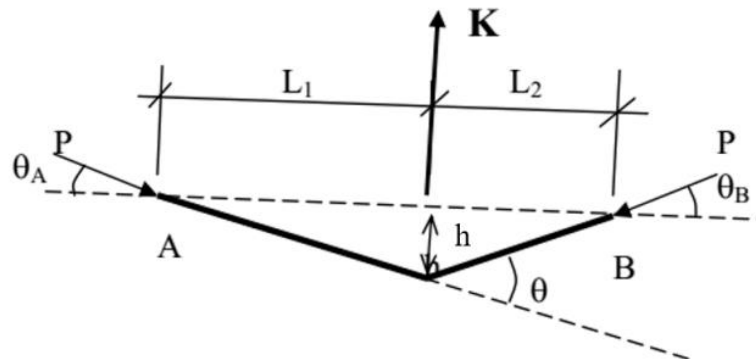
En rettlinjet del av spennarmeringen kan beskrives ved:

$$y = ax + b \quad (3.19)$$

Ved å bruke ligning (3.12) og derivere ligning (3.19) to ganger, finnes den ekvivalente lasten fra en rettlinjet spennarmering:

$$q(x) = P \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = 0 \quad (3.20)$$

Dette resultatet viser dermed at det ikke oppstår ekvivalente tverrkrefter for dette tilfellet. For å oppnå ekvivalente tverrkrefter fra en rettlinjjet spennarmering, må det være et knekkpunkt mellom to rettlinjete deler av spennarmeringen. Figur 3.5 nedenfor viser situasjonen ved et slikt knekkpunkt.



Figur 3.5: Knekkpunkt ved stykkevis rettlinjjet spennarmeringsprofil. Figur hentet fra Sørensen [7].

I knekkpunktet vil det virke en konsentrert last lik:

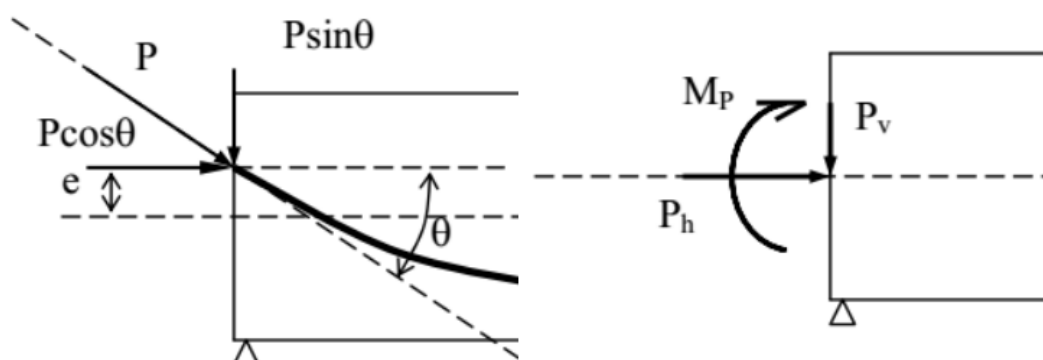
$$K = P \cdot \theta \quad (3.21)$$

Den totale retningsendringen mellom A og B er gitt ved:

$$\theta = \theta_A + \theta_B = \frac{h}{L_1} + \frac{h}{L_2} \quad (3.22)$$

3.3.3 Forankringskrefter

Spennarmeringen vil i tillegg til de ekvivalente tverrkreftene som virker på konstruksjonen, også forårsake konsentrerte krefter ved endeforankringene. Disse kreftene kalles *forankringskrefter*. Dette er krefter som vil gi virkninger på konstruksjonens opplagere [7]. Figur 3.6 nedenfor viser et eksempel på slike forankringskrefter.



Figur 3.6: Forankringskrefter ved parabelformet spennarmeringsprofil. Figur hentet fra Sørensen [7].

Høyre side av figur 3.6 viser spennkraften P dekomponert til en horisontal og vertikal komponent, henholdsvis P_h og P_v . Sammen med et eksentrisitetsmoment M_P virker disse i tverrsnittets tyngdepunktakse. På grunn av at lengden på spennarmeringen ofte er stor i forhold til høyden på konstruksjonselementet, vil vinkelen θ bli meget liten. Dermed kan følgende tilnærmelser tillates med tilstrekkelig nøyaktighet:

$$\sin\theta \approx \theta \quad (\text{i radianer})$$

$$\cos\theta \approx 1$$

Fra tilnærmelsene for sinus og cosinus av helningsvinkelen θ , kan de ekvivalente forankringskreftene på høyre side i figur 3.6 uttrykkes slik:

$$P_h = P \cdot \cos\theta \approx P \cdot 1 = P \quad (3.23)$$

$$P_v = P \cdot \sin\theta \approx P \cdot \theta \quad (3.24)$$

$$M_P = P \cdot \cos\theta \cdot e \approx P \cdot 1 \cdot e = P \cdot e \quad (3.25)$$

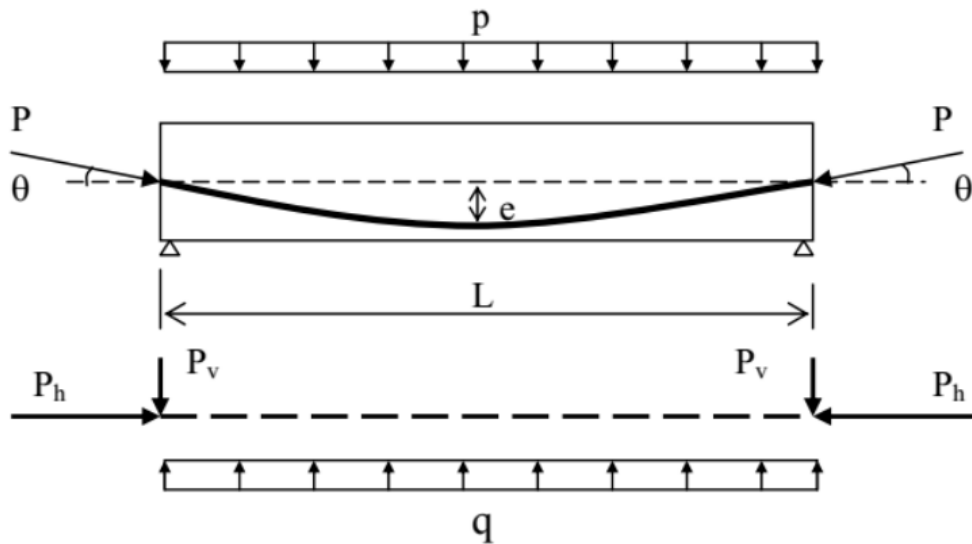
3.4 Lastbalansering

De ekvivalente kreftene som er beskrevet ovenfor kan utnyttes til å motvirke ytre laster på en spennarmert konstruksjon. Dette kan brukes for å oppnå en eksakt lastbalanse, der de ekvivalente kreftene balanserer de ytre kreftene fullstendig, slik som illustrert i figur 2.1 tidligere. Ved dette tilfellet vil konstruksjonsdelen som balanseres forbli rett og få en konstant trykkspenning over tverrsnittet.

For dimensjonering av et etteroppspent flatdekke vil det være mest aktuelt å balansere jevnt fordelte laster, slik som tidligere nevnte linje- og flatelaster. Dette oppnås best ved hjelp av en parabelformet spennarmeringsprofil siden den gir en jevnt fordelt tverrkrift, som vist i ligning (3.14) ovenfor. Det er derfor kun vist eksempler på lastbalansering ved hjelp av parabelformede spennarmeringsprofiler i dette kapitlet.

3.4.1 Statisk bestemt system

Figur 3.7 nedenfor viser et enkelt og generelt eksempel på en fritt opplagt bjelke påkjent av en jevnt fordelt ytre last, der den ytre lasten skal bli balansert av de ekvivalente kreftene fra forspenningen.



Figur 3.7: Parabelformet spennarmeringsprofil. Figur hentet fra Sørensen [7].

Her oppnås eksakt lastbalanse ved $p = q$. Ved å benytte resultatet fra lign (3.18) ovenfor blir uttrykket for p lik:

$$p = q = \frac{8Pe}{L^2} \quad (3.30)$$

Fra ligning (3.30) kan den nødvendige eksentrisiteten e bestemmes ved oppgitt spennkraft:

$$p = \frac{8Pe}{L^2} \Rightarrow e = \frac{pL^2}{8P} \quad (3.31)$$

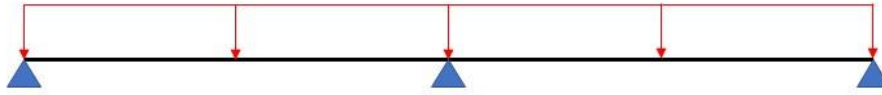
Hvis eksentrisiteten er gitt, kan den nødvendige spennkraften P finnes ved:

$$p = \frac{8Pe}{L^2} \Rightarrow P = \frac{pL^2}{8e} \quad (3.32)$$

En fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last er et eksempel på et *statisk bestemt system*. I slike tilfeller vil momentet fra forspenningen være lik $P \cdot e$ i ethvert snitt av konstruksjonen. Dette vil ikke alltid være tilfelle, noe som blir vist i neste kapittel.

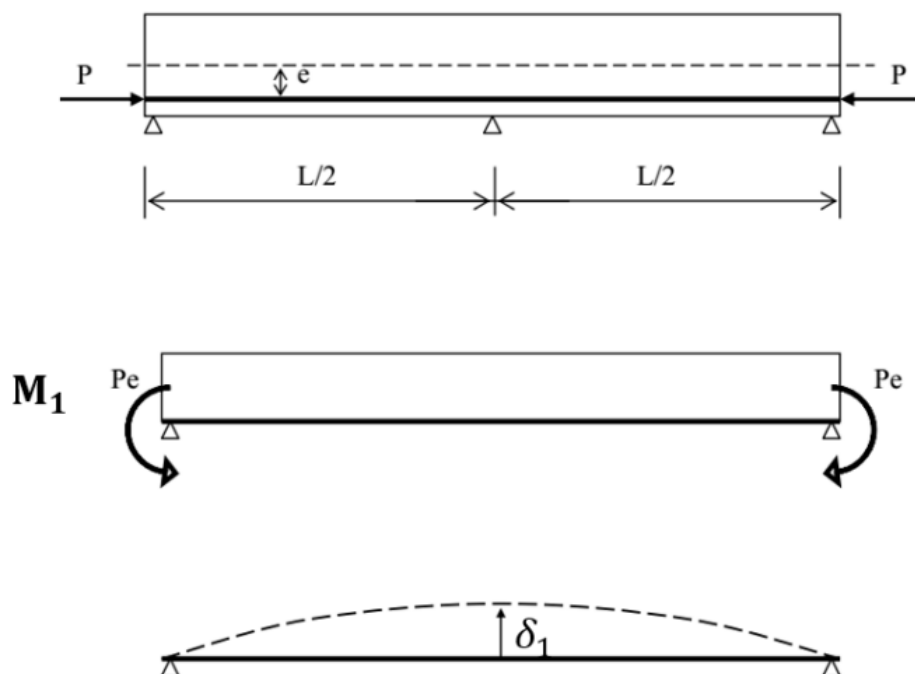
3.4.2 Statisk ubestemt system

Et mer realistisk tilfelle, som vil være mer relevant hvis en skal snakke om dimensjonering av spennarmerte flatdekker, er bjelker med to eller flere felt. Figur 3.8 nedenfor viser en stavmodell av en enkel tofelts bjelke, påkjent av en jevnt fordelt ytre last.



Figur 3.8: Tofelts bjelke påkjent av jevnt fordelt ytre last.

Dette er et eksempel på et *statisk ubestemt system*. I en statisk bestemt konstruksjon vil, som nevnt ovenfor, momentet fra spennarmeringen alltid være lik $P \cdot e$ i ethvert snitt av konstruksjonen. Momentet $P \cdot e$, kalles som regel for primærmomentet. I en statisk ubestemt konstruksjon vil ikke betraktningen om kun primærmoment stemme lengre. Ved å sette forspenning på statisk ubestemte konstruksjoner vil noe av kreftene fra spennarmeringen gi et tilleggsmoment på konstruksjonen, utover det nevnte primærmomentet. Dette kalles ofte sekundær- eller tvangsmoment. Sørensen [7] gir et godt eksempel på hvordan det oppstår tvangsmoment i en statisk ubestemt konstruksjon. Figur 3.9 nedenfor viser situasjonen. Det er en tofelts bjelke, som har en rettlinjert spennarmeringsprofil med konstant eksentrisitet e .



Figur 3.9: Tofelts bjelke med rettlinjert spennarmering og påvirket av primærmoment M_1 .
Figur hentet fra Sørensen [7].

Forspenningen gir et konstant moment lik:

$$M_1 = P \cdot e \quad (3.33)$$

Ved at det midtre opplageret kan tenkes fjernet vil bjelken få en oppbøyning på midten lik δ_1 , forårsaket av momentet M_1 . Fra kjente bjelkeformler fra blant annet Bell [16], kan denne oppbøyningen uttrykkes som:

$$\delta_1 = \frac{PeL^2}{8EI} \quad (3.34)$$

Videre beskriver Sørensen [7] at en kan tenke at bjelken må tvinges ned igjen til midtopplegget av en kraft F , som virker midt på bjelken, slik at det blir null deformasjon ved det midtre opplegget. Kraften F gir så et momentforløp M_2 og en nedbøyning δ_2 , som vist på figur 3.10 nedenfor. Fra bjelkeformler finnes størrelsen på momentforløpet og uttrykket for nedbøyningen.

$$M_2 = \frac{FL}{4} \quad (3.35)$$

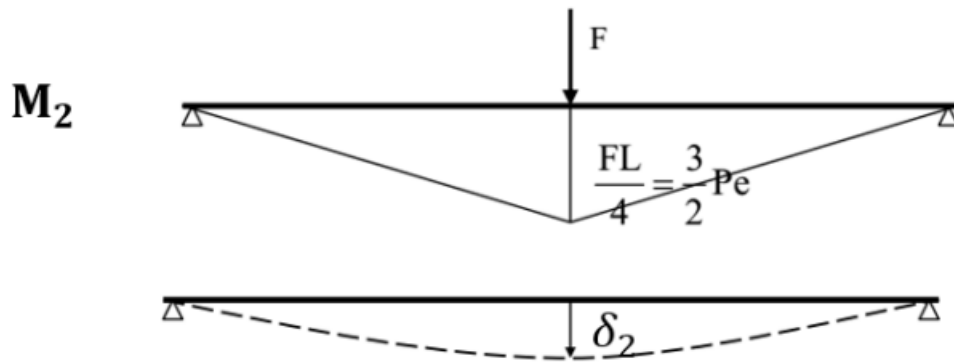
$$\delta_2 = \frac{FL^3}{48EI} \quad (3.36)$$

Ved å kreve null deformasjon ved midtre opplager, må $\delta_1 = \delta_2$. Dette gir dermed kraften F som må virke på midten av bjelken.

$$\delta_1 = \delta_2 \Rightarrow \frac{PeL^2}{8EI} = \frac{FL^3}{48EI} \Rightarrow F = \frac{6Pe}{L} \quad (3.37)$$

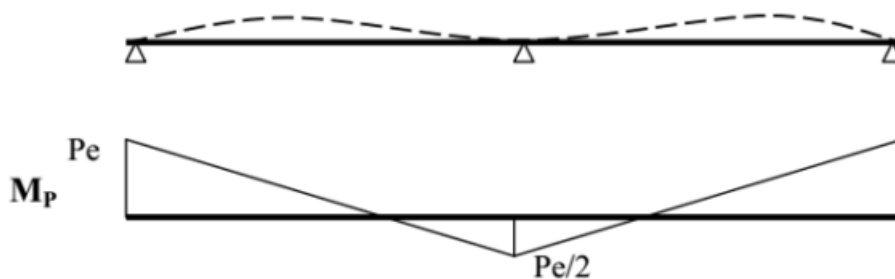
Ved å sette inn uttrykket for kraften F fra ligning (3.37) inn i ligning (3.35) for momentet M_2 , gir det størrelsen på momentet under lasten F over det midtre opplageret.

$$M_2 = \frac{FL}{4} = \frac{\frac{6Pe}{L} \cdot L}{4} = \frac{3}{2}Pe$$



Figur 3.10: Momentforløp og deformasjon på grunn av kraft F midt på bjelken. Figur hentet fra Sørensen [7].

Ved å legge sammen momentdiagrammene for M_1 og M_2 , samt deformasjonene δ_1 og δ_2 , finnes det endelige momentforløpet og deformasjonsforløpet til bjelken. Dette er vist i figur 3.11 nedenfor.



Figur 3.11: Endelig momentforløp og deformasjon på grunn av summert primærmoment M_1 og tvangsmoment M_2 . Figur hentet fra Sørensen [7].

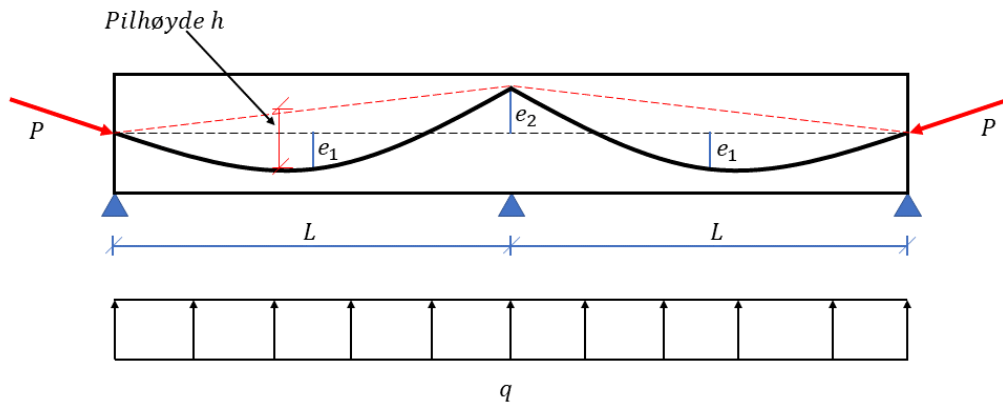
Det resulterende momentforløp kan dermed uttrykkes som summen av primær- og sekundærmoment (tvangsmomentet), her gitt ved henholdsvis M_1 og M_2 :

$$M_P = M_1 + M_2 \quad (3.38)$$

Det skal senere i rapporten vises at ved håndberegninger av momentkapasitet for et betongtverrsnitt, vil det være hensiktsmessig å bestemme størrelsen på tvangsmomentet. Hvis det er behov for å bestemme størrelsen på tvangsmomentet, er den generelle metoden for dette å trekke primærmomentet $P \cdot e$ fra det totale momentet forårsaket av forspenningen. Dette er en grei fremgangsmåte for geometrier som enkle bjelker og plater, mens det for mer kompliserte geometrier blir for vanskelig å beregne for hånd. I mange tilfeller vil det dermed være aktuelt å benytte dataverktøy til analyse av slike konstruksjoner, og da vil programmet som regel håndtere tvangsmoment automatisk i beregningene uten at brukeren trenger å ta stilling til det [9].

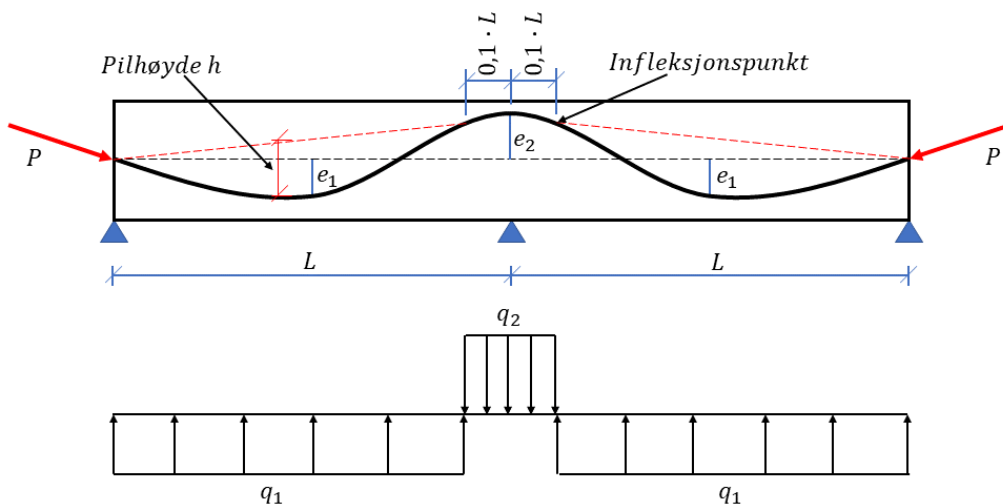
3.4.3 Flerfelts bjelke og plate

Det vil være hensiktsmessig å benytte parabelformet spennarmeringsprofil også i en statisk ubestemt bjelke for å balansere ytre laster, slik som vist ovenfor for en fritt opplagt enfelts bjelke. En idealisert parabelformet spennarmeringsprofil i en tofelts bjelke er vist i figur 3.12 nedenfor.



Figur 3.12: Idealisert parabelformet spennarmeringsprofil for tofelts bjelke. Illustrert etter figur fra Sørensen [7].

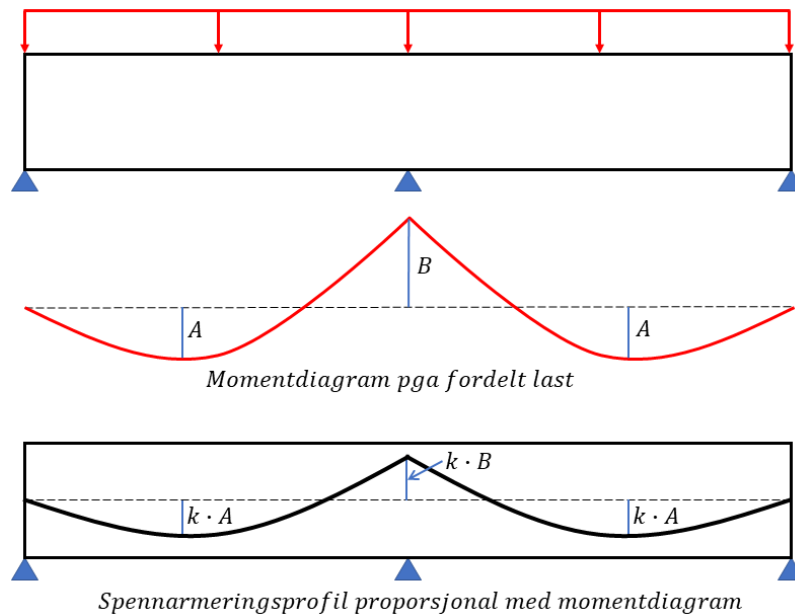
Hvis det blir benyttet én hel spennarmeringsenhet, vil ikke profilen i figur 3.12 ovenfor være mulig i praksis, siden et enkelt spenntau eller en spennkabel har en begrensning på minste krumningsradius. Det er dermed mer realistisk å tilnærme spennarmeringsprofilen i en tofelts bjelke, ved å ha en negativ krumning over midtopplegget. Dette er vist i figur 3.13 nedenfor. En ofte brukt avstand mellom senter opplager og infleksjonspunkt er $0,1 \cdot L$ [7].



Figur 3.13: Realistisk parabelformet spennarmeringsprofil for tofelts bjelke. Illustrert etter figur fra Sørensen [7].

Sørensen [7] viser også ved et eksempel at det er mulig å oppnå såkalt *tvangsfri forspenning* av en tofelts bjelke. Dette kan oppnås ved å velge eksentrisiteter på spennarmeringen slik at momentet fra forspenningen vil være lik $P \cdot e$ i ethvert snitt av bjelken, og dermed ikke gi

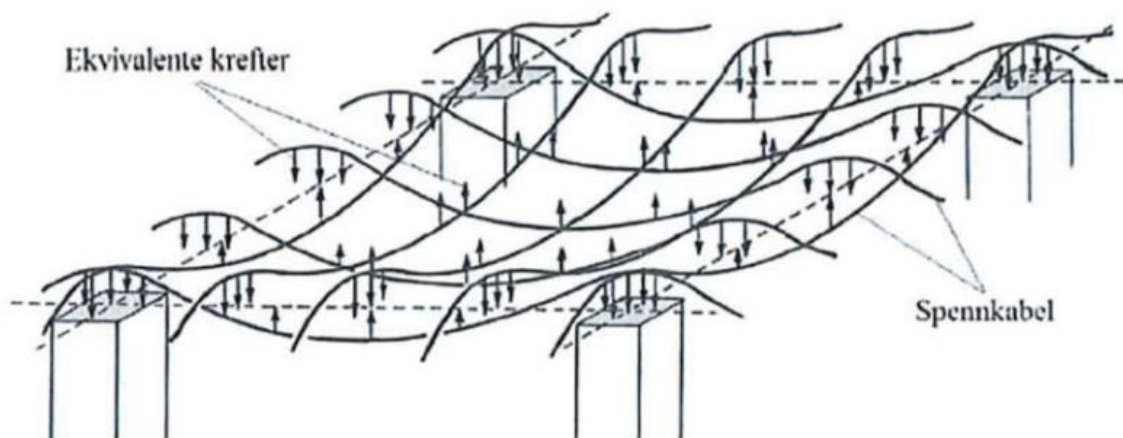
noen tvangsmomenter. Sørensen [7] gir videre at tvangsfri forspenning generelt kan oppnås ved at spennarmeringsprofilen i en gitt konstruksjon velges proporsjonal med momentforløpet som oppstår på grunn av en vilkårlig ytre belastning på konstruksjonen. I de fleste tilfeller vil den ytre belastningen være en jevnt fordelt last. Figur 3.14 nedenfor viser en illustrasjon laget for å beskrive dette prinsippet.



Figur 3.14: Prinsipp for utforming av en tvangsfri spennarmeringsprofil.

3.4.4 Lastbalansering flatdekke

En parabelformet spennarmeringsprofil vil være naturlig å benytte for lastbalansering av et flatdekke, som nevnt tidligere. Collins og Mitchell [10] viser prinsippene for beregning av lastbalansering for spennarmerte flatdekker. Figur 3.15 nedenfor viser et eksempel på kurvatur og fordeling av spennkabler i et innerfelt i et flatdekke, med illustrasjon av tilhørende ekvivalente tverrkrefter.



Figur 3.15: Illustrasjon av fordelte spennkabler i flatdekke lagt med krumning. Figur hentet fra Collins og Mitchell [10].

Figur 3.15 viser spennkabler jevnt fordelt i begge retninger. Som nevnt ovenfor vil den mest vanlige fordelingen av spennkabler i et flatdekke være konsentrerte kabler over søylene i én retning, mens spennkablene i den andre retningen er fordelte. Collins og Mitchell [10] gir imidlertid en enkel fremgangsmåte for lastbalansering av et flatdekke, uavhengig av hvordan kablene plasseres i horisontalplanet.

De tar utgangspunkt i en parabelformet spennarmeringsprofil, lik den som er vist for en tofeltsbjelke i figur 3.13 tidligere. Videre antas en nedoverrettet jevnt fordelt tverrlast på flatdekket, angitt her som q . Til slutt antas spennkablene lagt ortogonalt(vinkelrett) i hver sin retning. Her vil retningene angis i xy-planet.

Nødvendig forspenningskraft P_i i hver retning gis dermed ved ligning (3.39) og (3.40) nedenfor.

$$\text{I x-retning: } P_x = \frac{qL_x^2}{8h_x} \quad (3.39)$$

$$\text{I y-retning: } P_y = \frac{qL_y^2}{8h_y} \quad (3.40)$$

P_x og P_y er midlere forspenningskraft per breddeenhet av platen i henholdsvis x- og y-retning.

L_x og L_y er spennvidde for platefeltet i henholdsvis x- og y-retning.

h_x og h_y er pilhøyde for spennarmeringsprofilen i platefeltet i henholdsvis x- og y-retning.

Hvis det er tilfeller hvor spennkraften er kjent, kan selvsagt ligningene ovenfor også benyttes for å finne nødvendig pilhøyde i stedet.

Stemland [17] beskriver at det tidligere var vanlig å dimensjonere spennbetongkonstruksjoner med såkalt *full forspenning*, det vil si tilnærmet fullstendig balanse mellom ytre last og forspenning. Det er imidlertid nå blitt mer vanlig å foreta *delvis forspenning*, ved å balansere kun en andel av total ytre last, for eksempel kun de permanente laster. Stemland gir videre at en stor fordel ved å benytte delvis forspenning, er at det kan dras nytte av slakkarmering i enkelte kritiske snitt for å oppnå tilstrekkelig kapasitet. Dette gir også en bedre løsning økonomisk sett, i forhold til å benytte kun full forspenning for å oppnå tilstrekkelig lastbæring.

3.5 Spennkraft

EC2 [4] kapittel 5.10 gir regler for spennarmerte konstruksjonsdeler og konstruksjoner. Her defineres krav til største spennkraft ved oppspenning og krav til største initielle forspenningskraft umiddelbart etter oppspenning.

3.5.1 Største spennkraft

EC2 [4] punkt 5.10.2.1(1) gir krav til maksimal kraft som kan påføres en spennkabel, P_{max} . Det betyr at kraften i den aktive enden under oppspenning ikke skal overskride verdien gitt i ligning (3.41) nedenfor:

$$P_{max} = A_P \cdot \sigma_{P,max} \quad (3.41)$$

A_P er tverrsnittsarealet til spennarmeringen

$\sigma_{P,max}$ er største spenning påført spennkabelen. Verdien er gitt ved uttrykket nedenfor:

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

Verdiene til k_1 og k_2 er gitt i det nasjonale tillegget, og er i EC2 punkt NA.5.10.2.1(1) angitt til henholdsvis 0,8 og 0,9. Dette gir følgende ligning for bestemmelse av $\sigma_{P,max}$:

$$\sigma_{P,max} = \min\{0,8 \cdot f_{pk} ; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\} \quad (3.42)$$

3.5.2 Initiell forspenningskraft

EC2 punkt 5.10.3(2) gir krav til maksimal kraft, P_{m0} , som påføres betongen umiddelbart etter oppspenning og låsing av spennkabelen i den aktive enden. Denne verdien bestemmes fra ligning (3.44) nedenfor:

$$P_{m0} = A_P \cdot \sigma_{pm0} \quad (3.43)$$

A_P er tverrsnittsarealet til spennarmeringen

σ_{pm0} er spenning i spennkabelen umiddelbart etter oppspenning og låsing. Verdien er gitt ved uttrykket nedenfor:

$$\sigma_{pm0} = \min\{k_7 \cdot f_{pk} ; k_8 \cdot f_{p0,1k}\}$$

Verdiene til k_7 og k_8 er gitt i det nasjonale tillegget, og er i EC2 punkt NA.5.10.3(2) angitt til henholdsvis 0,75 og 0,85. Dette gir følgende ligning for bestemmelse av σ_{pm0} :

$$\sigma_{pm0} = \min\{0,75 \cdot f_{pk} ; 0,85 \cdot f_{p0,1k}\} \quad (3.44)$$

Fra reglene gitt i EC2 punkt 5.10.3(2) betyr dette at verdien av største spennkraft P_{max} , fratrukket de umiddelbare tapene som skjer ved oppspenning og låsing av spennkabelen, ikke skal overskride største initielle spennkraft P_{m0} .

3.6 Tap av spennkraft

Ved oppspenning vil den målte jekkraften reduseres noe. Dette skjer fordi noe av den jekkraften som påføres ved oppspenning går bort i diverse tap både umiddelbart og over tid. Sørensen [7] deler tap av spennkraft inn i tre hovedgrupper:

1. *Tap av tøyingsdifferanse mellom spennarmering og betong:*

Dette er tap som skjer på grunn av at det ikke er heftforbindelse mellom betong og spennarmering. Dette er svært relevant ved bruk av etteroppspent uinjisert spennarmering. Slike tap er friksjonstap og låsetap. Temperaturtap faller også inn under denne første kategorien, men dette er som regel bare relevant ved fabrikkproduksjon av færoppsente betongelementer og vil ikke bli behandlet nærmere i denne rapporten.

2. *Spenningsendring på grunn av korttidslast:*

Ved bruk av etteroppspent spennarmering, hvor flere spennarmeringsenheter spennes opp suksessivt, vil det skje korttidstap på grunn av elastisk deformasjon av betongen for hver enhet som spennes opp etter hverandre.

3. *Tidsavhengige tap:*

Dette er tap som skyldes kryp og svinn i betongen, samt relaksasjon av spennstålet. Som nevnt tidligere er dette langtidsvirkninger som vil føre til tap av spennkraft over tid.

Videre gis en beskrivelse av hver enkelt type spennkrafttap, og hvordan disse kan beregnes.

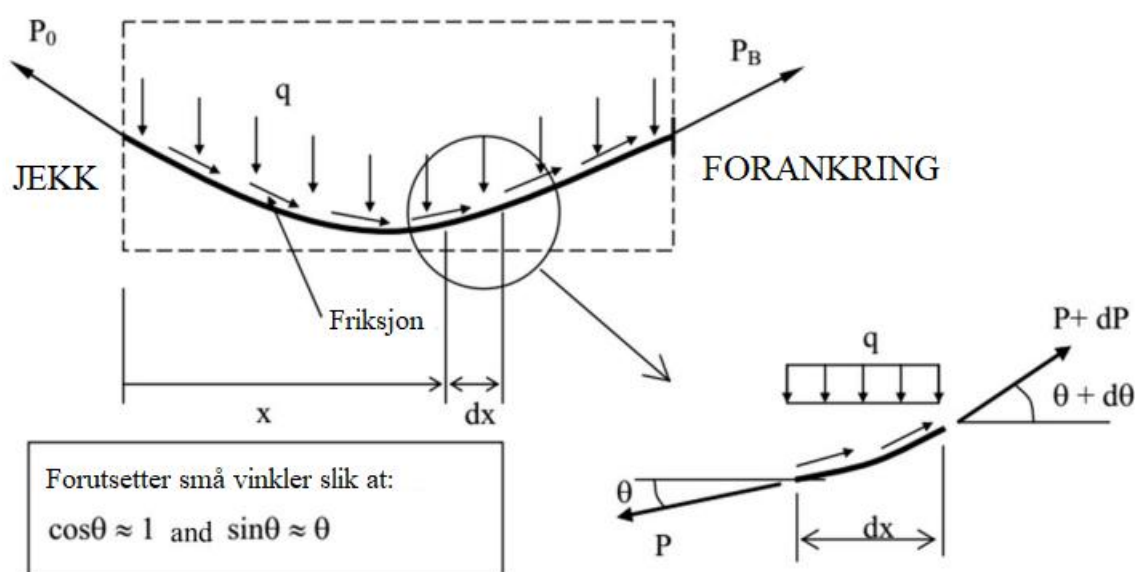
3.6.1 Friksjonstap

Ved bruk av uinjiserte spennarmeringsenheter, slik som enkle spenntau i fettfylte plastrør, vil det i utgangspunktet være lav friksjon mellom spenntau og utsparingsrør. Det oppstår likevel friksjonskrefter som må tas hensyn til ved videre beregninger av kapasitet av det spennarmerte tverrsnittet. Som tidligere beskrevet blir etteroppspent spennarmering ofte lagt med krumning i konstruksjonen. På grunn av krumningen vil det oppstå friksjonskrefter på grunn av et normaltrykk fra spennstålet mot utsparingsrøret. Denne friksjonen kalles *kurvatureeffekten*, fordi den kommer av en tiltenkt kurvatur. Dette bestemmes av en friksjonskoeffisient, angitt ved bokstaven μ [7].

Et utsparingsrør vil i praksis aldri ligge eksakt som beregnet på forhånd, på grunn av ulike forhold ved både utlegging av armeringen og utstøping av betongen på byggeplass. Dette vil føre til tilleggskrumninger av utsparingsrørene, og disse gir også friksjonstap. Friksjon på grunn av tilleggskrumninger avhenger av lengden på spennarmeringsenheten, og kalles derfor *lengdeeffekten* [7]. Tilleggskrumningen angis med bokstaven k , og har enheten m^{-1} .

Verdier for μ og k angis av produsenten av spennarmeringssystemet, og disse finnes som regel oppgitt i den aktuelle europeiske tekniske godkjenningen til spennarmeringen.

Sørensen [7] gir en utledning av uttrykket for friksjon på en spennkabel i en avstand x fra den aktive enden. Figur 3.16 nedenfor viser en krum spennarmering med spennkrefter, friksjonskrefter og de fordelte tverrkreftene.



Figur 3.16: Krummet spennarmering påkjent friksjon. Figur hentet fra Sørensen [7].

Friksjonskreftene langs spennarmeringen uttrykkes ved $\mu \cdot q$.

Betrakter nå et element med lengde dx , som vist i figur 3.16 ovenfor.

Tverrkraften q finnes ved hjelp av ligning (3.12) gitt ovenfor. Ved hjelp av denne finnes friksjonsbidraget fra kurvatoreffekten i ligning (3.45) nedenfor:

$$\text{Friksjon pga tiltenkt krumning} = \mu \cdot q = \mu \cdot P \cdot \frac{d\theta}{dx} \cdot dx \quad (3.45)$$

Friksjonsbidraget fra tilleggskrumningen, eller lengdeeffekten, gis fra ligning (3.46) nedenfor:

$$\text{Friksjon pga tilleggskrumning} = \mu \cdot P \cdot k \cdot dx \quad (3.46)$$

Tar deretter likevekt langs spennarmeringen i elementet dx:

$$\begin{aligned}\Sigma F_{\text{Spennkabel}} = 0 &\Rightarrow -P + (P + dP) + \mu \cdot P \cdot \frac{d\theta}{dx} \cdot dx + \mu \cdot P \cdot k \cdot dx = 0 \\ &\Rightarrow dP + \mu \cdot P \cdot d\theta + \mu \cdot P \cdot k \cdot dx = 0 \\ &\Rightarrow dP = -\mu \cdot (P \cdot d\theta + P \cdot k \cdot dx)\end{aligned}\quad (3.47)$$

Videre defineres følgende størrelser:

P_{max} = Spennkraft ved jekk, i en avstand $x = 0$ fra aktiv ende

P_x = Kraft i spennarmering i en avstand x fra aktiv ende

θ = Total vinkelendring på spennarmering fra aktiv ende til snitt x

Tar deretter ligning (3.47) og dividerer den med P :

$$\frac{dP}{P} = -(\mu \cdot d\theta + \mu \cdot k \cdot dx)$$

Integrerer så den nye ligningen, over avstanden fra jekk til et snitt x :

$$\begin{aligned}\int_{P_{max}}^{P_x} \frac{dP}{P} &= -\left(\int_0^{\theta} \mu d\theta + \int_0^x \mu \cdot k dx \right) \\ \ln P_x - \ln P_{max} &= -(\mu \cdot \theta + \mu \cdot k \cdot x) \\ \frac{P_x}{P_{max}} &= e^{-(\mu \cdot \theta + \mu \cdot k \cdot x)}\end{aligned}$$

Fra dette uttrykket finnes dermed kraft i spennarmering i avstand x fra den aktive enden lik ligning (3.48) nedenfor:

$$P_x = P_{max} \cdot e^{-\mu(\theta+kx)} \quad (3.48)$$

EC2 punkt 5.10.5.2(1) gir tilsvarende uttrykk for tap av friksjon i etteroppspente kabler angitt ΔP_{μ} , vist i ligning (3.49) nedenfor:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} - P_x = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (3.49)$$

Et viktig moment å bemerke er at den totale vinkelendringen θ , skal settes inn som summen av alle vinkelendringer langs avstanden x , uavhengig av fortegn. Dette kan begrunnes ved at friksjonskraften langs spennarmeringen virker mot glidningsretningen uavhengig i hvilken retning spennarmeringen krummer.

Sørensen [7] nevner noen alternative metoder for å redusere friksjonstapet:

- Redusere krumningen på spennarmeringen
- Jekke fra begge ender, med like stor kraft samtidig.
- Overoppspenne og deretter slakke spennarmeringen, for å utnytte motsatt rettede friksjonskrefter til å gi en høyere midlere spennkraft i spennarmeringen.

Ofte kan variasjonen i spennkraft over spennkabelens lengde antas lineært varierende, ved følgende tilnærming av ligning (3.48):

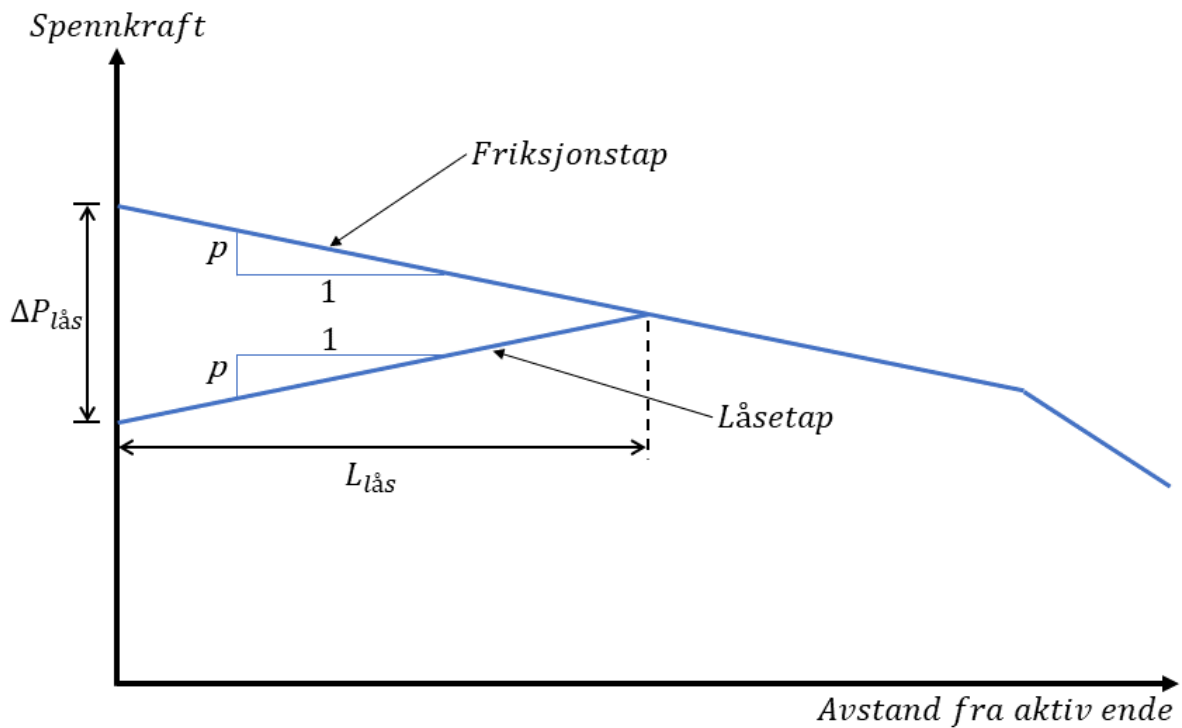
$$P_x \approx P_{max} \cdot [1 - \mu(\theta + kx)] \quad (3.50)$$

3.6.2 Låsetap

Som tidligere nevnt blir etteroppspente spennarmeringsenheter ofte forankret i den aktive enden ved hjelp av en kilelås etter jekking. Det vil alltid oppstå en viss glidning når kilene setter seg i forankringsplaten, i størrelsesorden noen millimeter. Denne glidningen fører til en relativ forkortelse av spennstålet, og vil dermed gi et tap av spennkraft umiddelbart etter oppspenning og låsing [7]. Denne glidningen kan angis som $\Delta_{lås}$.

Collins og Mitchell [10] gir en utledning av hvordan tap av spennkraft på grunn av låsegldning kan beregnes. Hvor mye av spennkabelen som blir påvirket av låsetapet kan beskrives som en funksjon av friksjonstapet. For uinjiserte spennkabler, som har en lav friksjon, kan kabel-lengden som er påvirket av låsetapet bli betydelig.

Ved å benytte den lineære tilnærmelsen for variasjon i spennkraft langs spennkabelen, gitt i ligning (3.50) ovenfor, antas det et konstant friksjonstap per m lengde av spennkabelen. Det konstante friksjonstapet per meter angis som stigningstallet p . Glidningen og dermed forkortelsen av spennkabelen, som oppstår ved låsing, vil bli motvirket av de samme friksjonskreftene ut fra aktiv ende, bare motsatt rettet. Lengden som påvirkes av dette, kalles $L_{lås}$. Låsetapet antas dermed å ha samme stigningstall som friksjonstapet. Figur 3.17 nedenfor viser situasjonen.



Figur 3.17: Friksjon- og låsetap i aktiv ende av uinjisert spennkabel. Illustrert etter figur fra Collins og Mitchell [10].

Tap i spennkraft ved aktiv ende på grunn av låsetapet, angitt $\Delta P_{lås}$, kan beregnes fra figur 3.17 ved ligning (3.51) nedenfor:

$$\Delta P_{lås} = 2 \cdot p \cdot L_{lås} \quad (3.51)$$

Basert på figur 3.17 kan den påvirkede lengden $L_{lås}$ beregnes ved ligning (3.52) nedenfor.

Følgende sammenhenger gjelder:

$$\varepsilon = \frac{\Delta}{L} \quad , \quad \sigma = \frac{P}{A} \quad , \quad \sigma = E \cdot \varepsilon$$

Dette kan så overføres til situasjonen vist i figur 3.17 ovenfor:

$$\frac{0,5 \cdot \Delta P_{lås}}{A_P} = E_P \cdot \frac{\Delta_{lås}}{L_{lås}} \Rightarrow \Delta_{lås} = \frac{0,5 \cdot \Delta P_{lås} \cdot L_{lås}}{A_P \cdot E_P}$$

Innsatt for $\Delta P_{lås}$ fra ligning (3.51) gir dette:

$$\Delta_{lås} = \frac{0,5 \cdot 2 \cdot p \cdot L_{lås} \cdot L_{lås}}{A_P \cdot E_P} = \frac{p \cdot L_{lås}^2}{A_P \cdot E_P}$$

Løst for $L_{lås}$ fås følgende ligning:

$$L_{lås} = \sqrt{\frac{\Delta_{lås} A_P E_P}{p}} \quad (3.52)$$

$\Delta_{lås}$ er glidning ved låsing

A_P er tverrsnittsarealet til spennarmeringen

E_P er elastisitetsmodulen til spennarmeringen

p er stigningstallet til friksjonstapet

Hvis den påvirkede lengden $L_{lås}$ er lengre enn spennkabelens lengde, vil det oppstå tap av spennkraft på grunn av låsetapet i både aktiv og passiv ende av spennkabelen. Disse tapene er gitt ved henholdsvis $\Delta P_{lås,Aktiv}$ og $\Delta P_{lås,Passiv}$ i ligning (3.53) og (3.54) nedenfor:

$L_{lås} > L$:

$$\Delta P_{lås,Aktiv} = \frac{\Delta_{lås} \cdot A_P \cdot E_P}{L} + p \cdot L \quad (3.53)$$

$$\Delta P_{lås,Passiv} = \frac{\Delta_{lås} \cdot A_P \cdot E_P}{L} - p \cdot L \quad (3.54)$$

3.6.3 Tap på grunn av elastisk deformasjon

Når uinjiserte spennkabler i plasstøpte konstruksjoner blir spent opp, vil betongen få en umiddelbar elastisk deformasjon. Ved oppspenning av en serie spennkabler på rad etter hverandre, vil dette føre til at de først oppspente kablene vil få større og større tap av spennkraft etter hvert som de neste blir spent opp, og betongen deformeres ytterligere. I praksis vil den aller først oppspente kabelen få størst tap i spennkraft, mens den siste oppspente kabelen ikke vil oppleve tap av spennkraft fra elastisk deformasjon [9]. For å ta høyde for denne variasjonen, gir EC2 [3] punkt 5.10.5.1(2) at tapet på grunn av betongens elastiske deformasjon kan beregnes som et midlere tap i hver spennkabel, angitt ΔP_{el} , ved ligning (3.55) nedenfor:

$$\Delta P_{el} = A_P \cdot E_P \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (3.55)$$

A_P er tverrsnittsarealet til spennarmeringen

E_P er elastisitetsmodulen til spennarmeringen

j er en faktor som tar hensyn til hvor mange identiske spennkabler som spennes opp etter hverandre. Denne kan tilnærmet settes lik 0,5.

$\Delta\sigma_c(t)$ er endringen i spenning ved spennarmeringens tyngdepunkt ved tidspunkt t

$E_{cm}(t)$ er midlere elastisitetsmodul for betongen ved samme tidspunkt t

EC2 punkt 3.1.3(3) gir formel for beregning av $E_{cm}(t)$.

3.6.4 Tap på grunn av kryp

Som nevnt tidligere får betong som er påkjent av trykkrefter over lang tid, en tilleggsdeformasjon kalt kryp. Dette fører til kryptøyninger i betongen, og ved en spennarmert konstruksjon vil dette føre til tap av spennkraft i spennarmeringen. For å bestemme virkningen av kryp, må det beregnes hvor stor endring i spenning som skjer, ved spennarmeringens tyngdepunkt i konstruksjonen.

For å finne endringen i spenning er en avhengig av å benytte en såkalt *langtids E-modul* i spenningsberegningene. Dette er en korreksjon av betongens midlere E-modul, tatt høyde for kryptvirkning på grunn av en bestemt last. Det må beregnes en langtids E-modul for hver langtidsvirkende last, der lastens påføringstidspunkt og varighet tas med i betraktning. Dette gjøres ved å beregne et kryptall for hver last.

EC2[3] punkt 3.1.4(2) og Tillegg B gir formler for beregning av kryptallet, angitt ved bokstaven φ .

Kryptallet angis slik: $\varphi(t, t_0)$

t er tiden lasten vil virke på konstruksjonen, angitt i døgn.

Ved permanente laster settes $t = \infty$.

t_0 er tidspunktet for påføring av lasten, angitt i døgn.

Når kryptallet er funnet, kan langtids E-modul beregnes, angitt $E_{c,eff}$.

EC2 punkt 7.4.3(5) gir uttrykk for å bestemme langtids E-modulen som vist i ligning (3.56) nedenfor:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (3.56)$$

E_{cm} er midlere elastisitetsmodul for betongen, gitt i Tabell 3.1 i EC2.

$\varphi(t, t_0)$ er kryptallet for den aktuelle lasten

Når langtids E-moduler er funnet for alle langtidsvirkende laster, må det gjennomføres en spenningsberegning for hver last, både korttidslaster og langtidslaster, med sine respektive E-moduler. For korttidsvirkende laster benyttes 28-døgns E-modul, E_{cm} .

Dette er imidlertid meget tidkrevende ved mange forskjellige laster, og dermed kan det for praktiske beregninger benyttes en midlere E-modul, kalt E_{middel} . Denne inkluderer alle lastvirkninger samtidig, både kort- og langtidslaster.

Sørensen [7] gir et uttrykk for bestemmelse av E_{middel} , gjengitt i ligning (3.57) nedenfor:

$$E_{middel} = \frac{\Sigma|M_i|}{\frac{|M_{L1}|}{E_{cL1}} + \frac{|M_{L2}|}{E_{cL2}} + \dots + \frac{|M_k|}{E_{cm}}} \quad (3.57)$$

$\Sigma|M_i|$ er summen av tallverdiene til momenter fra alle laster til sammen

M_{Li} er momentverdi for langtidslaster

E_{cLi} er langtids E-modul for forskjellige langtidslaster, samme som $E_{c,eff}$ ovenfor

M_k er momentverdi for korttidslast

En merknad her er at momentene er oppgitt som absoluttverdier, for å ta høyde for både positive negative momenter i summeringen og beregningen av den midlere E-modulen.

Sørensen [7] beskriver at spenningsendringen på grunn av kryptøyningene finnes ved å foreta to spenningsberegninger, en for kort tids belastning og en for lang tids belastning. Som nevnt ovenfor benyttes den vanlige 28-døgns E-modulen for beregning av spenninger etter kort tid. Spenning etter lang tids belastning der kryp er inkludert, beregnes deretter med den midlere E-modulen, E_{middel} , som er funnet ved hjelp av ligning (3.57) ovenfor. I begge tilfellene beregnes spenningen i høyde med spennarmeringen i betongtverrsnittet.

Spenningsverdiene som beregnes gir spenningene i betongen. Disse regnes så om til tøyning for å kunne finne tøyningendringen i betongtverrsnittet ved høyden til spennarmeringen.

Ved å regne denne tøyningendringen om til resulterende spenningsendring i spennarmeringen, finnes tapene av spennkraft på grunn av kryp i betongen.

Metoden ovenfor er en tidkrevende prosess for å finne tapene i spennkraft som forårsakes av kryp. Det skal senere i rapporten vises til en forenklet metode for beregning av disse tapene.

Sørensen [7] viser med et eksempel at den forenklete metoden gir en meget god tilnærming på verdier for tap av spennkraft. Den forenklete metoden er nærmere beskrevet i *kapittel 3.6.7 Tidsavhengige tap – forenklet metode*.

3.6.5 Tap på grunn av svinn

Svinn i betongen er også tidligere nevnt som en langtidsvirkning som vil påvirke spennkraften i en spennarmert betongkonstruksjon. Svinntøyninger oppstår på grunn av uttørking av betongen. EC2 [4] punkt 3.1.4(6) beskriver svinntøyningen nærmere. Den totale svinntøyningen er sammensatt av to bidrag, uttørkingssvinn og autogent svinn, eller selvuttørkingssvinn. Uttørkingssvinnet er en funksjon av fukttransport gjennom herdnet betong og utvikles langsomt. Autogent svinn utvikler seg i løpet av fasthetsutviklingen, eller herdefasen til betongen, og det meste skjer på et tidlig stadium etter utstøping. I motsetning til kryptøyninger, er svinntøyninger uavhengig av lastnivå [7].

EC2 punkt 3.1.4(6) gir uttrykk for total svinntøyning gjengitt i ligning (3.58) nedenfor:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.58)$$

ε_{cs} er den totale svinntøyningen

ε_{cd} er uttørkingssvinntøyningen

ε_{ca} er den autogene svinntøyningen

Endelig uttørkings-svinntøyning etter lang tid benevnes $\varepsilon_{cd,\infty}$ og gis i EC2 punkt 3.1.4(6), gjengitt i ligning (3.59) nedenfor:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = \varepsilon_{cd,0} \cdot k_h \quad (3.59)$$

$\varepsilon_{cd,0}$ er nominell verdi for uhindret svinntøyning og kan beregnes ved formler gitt i EC2 Tillegg B.2

k_h er en koeffisient som avhenger av effektiv tverrsnittstykkelse h_0 og gis i EC2 Tabell 3.3.

h_0 er effektiv tverrsnittstykkelse. Denne settes lik to ganger betongens tverrsnittsareal, delt på omkretsen av den delen av tverrsnittet som er eksponert for uttørking. Gitt i ligning (3.60) nedenfor:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (3.60)$$

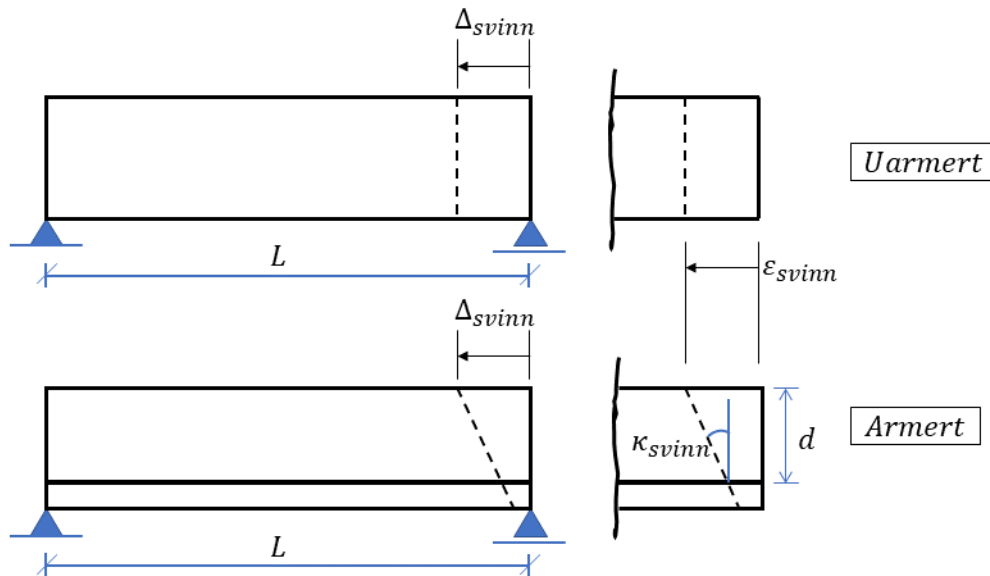
Endelig autogen svinntøyning etter lang tid benevnes $\varepsilon_{ca,\infty}$ og gis i EC2 punkt 3.1.4(6), gjengitt i ligning (3.61) nedenfor:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 (f_{ck} - 10)^{10^{-6}} \quad (3.61)$$

f_{ck} er karakteristisk trykkfasthet til betongen ved 28 døgn

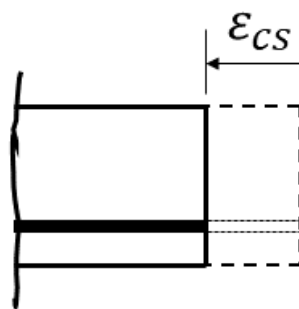
En merknad her er at ligningene ovenfor for tøyning fra uttørkingssvinn og autogent svinn er alle gitt for lang tid. Svinntøyninger ved vilkårlig alder på betongkonstruksjonen kan også beregnes. Dette vil ikke bli gjennomgått her, men formler for dette kan finnes i EC2 punkt 3.1.4(6) og i Tillegg B.

Sørensen [7] beskriver virkningen av svinntøyning på en armert betongkonstruksjon. For å illustrere prinsippet kan en se for seg en fritt opplagt statisk bestemt betongbjelke. Hvis bjelken er uarmert vil betongen svinne fritt, og sammentrykningen av betongen skjer uten motstand. Hvis bjelken er armert i underkant med vanlig slakkarmering med heft, vil armeringen "holde igjen" mot sammentrykningen i underkant, mens overkanten får trykke seg sammen uten motstand. Dette vil føre til tøyninger over tverrsnittet og dermed gi bjelken en krumning på grunn av armeringens motstand mot svinntøyningene. Figur 3.18 nedenfor viser prinsippet.



Figur 3.18: Oppførsel ved svinntøyning av en uarmert og armert fritt opplagt betongbjelke. Illustrert etter figur fra Sørensen [7].

I praksis vil sjelden krumningen på grunn av svinntøyning bli stor, siden betongtverrsnitt ofte har armering både i over- og underkant. I grensetilfellet med symmetrisk armering i over- og underkant, vil krumningen bli lik null [7]. Disse betraktningene gjelder selvsagt for armering med heft. Ved bruk av uinjiserte spennkabler, i fettfylte plastrør, vil betongen i teorien kunne svinne fritt. Sammentrykningen vil ikke få motstand av spennarmeringen annet enn fra friksjonen mellom spennarmering og utsparingsrøret. Situasjonen er illustrert i figur 3.19 nedenfor.



Figur 3.19: Illustrasjon av fri svinntøyning i betongtverrsnitt med uinjisert spennkabel. Illustrert etter figur fra Sørensen [7].

Det totale svinnet vil gi betongen en sammentrykking lik de totale svinntøyningene. Fra denne betraktningen kan reduksjonen i spennkraft i den uinjiserte spennarmeringen beregnes ved å ta den totale svinntøyningen i betongen, multiplisert med spennarmeringens E-modul og tverrsnittsareal. Dette vil gi et tap i spennkraft, her angitt som ΔP_{svinn} , gitt i ligning (3.62) nedenfor:

$$\Delta P_{svinn} = \varepsilon_{CS} \cdot E_P \cdot A_P \quad (3.62)$$

3.6.6 Tap på grunn av relaksasjon

Som nevnt tidligere vil spennstål som spennes opp og utsettes for konstant tøyning over lang tid, få reduksjon i spennkraften. Dette må tas hensyn til ved beregning av spennarmerte betongkonstruksjoner, siden spennstål som regel vil bli stående med store strekktoyninger i hele konstruksjonens levetid. Det er tidligere nevnt at EC2 [4] definerer tre relaksasjonsklasser, og de er beskrevet i *kapittel 2.2.2 Spennarmering*.

Ved dimensjonering beregnes relaksasjonstap i spennstål basert på verdien ρ_{1000} . Dette er relaksasjonstapet i prosent, 1000 timer etter oppspenning og med middeltemperatur på 20°C. Verdien på ρ_{1000} uttrykkes som en prosentandel av den initielle spenningen og bestemmes for en initiell spenning tilsvarende $0,7 \cdot f_{pk}$.

Verdier for ρ_{1000} oppgis enten fra produsent, ellers kan det brukes verdier oppgitt i EC2 punkt 3.3.2(6).

Formler for å beregne relaksasjonstapet, angitt $\Delta\sigma_{pr}$, er gitt i EC2 punkt 3.3.2(7), gjengitt i ligningene (3.63-65) nedenfor:

$$\text{Klasse 1: } \Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (3.63)$$

$$\text{Klasse 2: } \Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (3.64)$$

$$\text{Klasse 3: } \Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (3.65)$$

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

$$\Rightarrow \sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$$

t er tiden etter oppspenning i timer

$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$, der f_{pk} er den karakteristiske verdien av strekkfastheten til spennstålet

EC2 punkt 3.3.2(8) gir at relaksasjonstap for lang tid kan beregnes med $t = 500000$ timer, som er tilnærmet 57 år.

Hvis det skal beregnes relaksasjonstap for forskjellige tidsintervaller og med større nøyaktighet enn ovenfor, finnes det formler for dette i EC2 Tillegg D. Dette vil ikke bli videre gjennomgått i denne rapporten.

Relaksasjonen i spennstålet vil også bli påvirket av at betongen får deformasjoner på grunn av kryp og svinn. EC2 har en merknad under punkt 5.10.6(1) som gir at denne interaksjonen normalt og forenklet kan tas hensyn til, ved å redusere verdien for relaksasjonstapet, $\Delta\sigma_{pr}$, med en faktor lik 0,8.

3.6.7 Tidsavhengige tap – forenklet metode

Metodene for å beregne tidsavhengige tap av spennkraft på grunn av kryp, svinn og relaksasjon som er beskrevet ovenfor, er i henhold til EC2 [4] punkt 5.10.6(1). EC2 åpner imidlertid opp for å kunne beregne alle de tidsavhengige tapene ved hjelp av en forenklet metode gitt i EC2 punkt 5.10.6(2). Metoden er gitt ved en formel for å beregne tidsavhengige tap av spennkraft for permanente laster ved en posisjon x . Formelen gjengis ved ligning (3.66) nedenfor:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_P \cdot \Delta\sigma_{p,c+s+r} = A_P \cdot \frac{\varepsilon_{cs} E_P + 0,8 \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_P}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_P}{E_{cm}} \cdot \frac{A_P}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_P}{I_c} z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} \quad (3.66)$$

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

ε_{cs} er beregnet total svinntøyning uttrykt som absoluttverdi

E_P er elastisitetsmodul for spennstål

E_{cm} er elastisitetsmodul for betong, her ved 28-døgns fasthet

$\Delta\sigma_{pr}$ er absoluttverdien av spenningsendringen i spennkabelen ved posisjon x på tidspunkt t på grunn av relaksasjon i spennstålet. Den bestemmes for en spenning σ_P , som er beregnet fra den initielle spenningen i spennkabelen fra opprinnelig oppspenning og lastsituasjonen med tilnærmet permanente laster.

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

$\sigma_{c,QP}$ er spenningen i betongen ved spennkablene forårsaket av egenvekt og initiell forspenning og andre tilnærmet permanente påvirkninger der det er aktuelt. Verdien for $\sigma_{c,QP}$ kan beregnes på grunnlag av deler av egenvekten og initiell forspenning, eller på grunnlag av en fullstendig kombinasjon av tilnærmet permanente påvirkninger, avhengig av hvilken fase av byggingen som betraktes.

A_p	er arealet av alle spennkabler ved posisjon x
A_c	er arealet av betongverrsnittet
I_c	er betongverrsnittets arealtreghetsmoment
Z_{cp}	er avstanden mellom betongverrsnittets tyngdepunkt og spennkablene ved posisjon x

Trykkspenninger og trykktøyninger settes inn i ligning (3.66) med positivt fortegn.

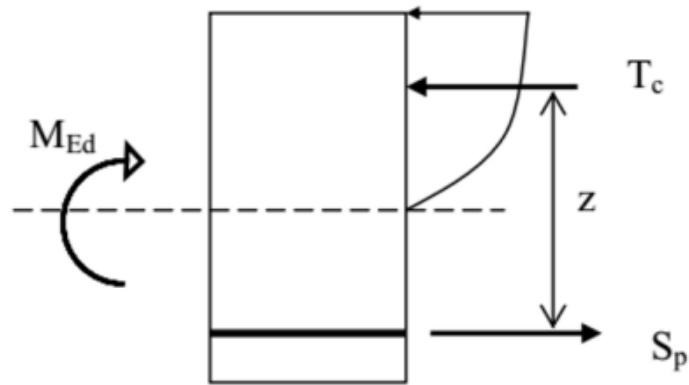
EC2 punkt 5.10.6(3) gir at ligning (3.66) gjelder for spennkabler uten heft, slik som uninjiserte spennkabler, dersom det benyttes middelvei for spenning i spennkabelen til beregning av verdiene for $\Delta\sigma_{pr}$ og $\sigma_{c,QP}$.

3.7 Bruddgrensetilstand

Ved dimensjonering av et etteroppspent flatdekke vil de viktigste kontrollene i bruddgrensetilstand være kontroll av momentkapasitet og gjennomlokkingskapasitet for konsentrerte skjærkrefter ved søylene. I tillegg kan en kontroll av kapasiteten ved oppspenningstilstanden være aktuelt. Sørensen [7] gir at beregninger i bruddgrensetilstanden for spennarmerte betongkonstruksjoner kan gjøres ved å betrakte spennkraften enten som en ytre last eller som en indre motstand i betongverrsnittet. Videre følger en beskrivelse av metodene for å beregne momentkapasitet for et spennarmert betongverrsnitt og gjennomlokkingskapasitet for skjærkrefter i et flatdekke.

3.7.1 Momentkapasitet

Når en spennarmert betongkonstruksjon påkjennes av egen- og nyttelast i tillegg til forspenningen vil det ofte bli en situasjon hvor spennarmeringen ligger i strekksonen. For en flerfelts bjelke eller plate vil dette typisk være ute i felt og over støtter/opplagere. Figur 3.20 nedenfor viser situasjonen som er typisk midt ute i et felt langs konstruksjonen, hvor det er strekk i underkant og spennarmeringen ligger i strekksonen. I tilfeller hvor spennarmeringen ligger i strekksonen, som vist på figur 3.20, er det vanlig å betrakte spennarmeringen som en indre motstand [7].



Figur 3.20: Spennkraft som indre motstand. Figur hentet fra Sørensen [7].

Den indre kraften i spennarmeringen S_p bestemmes ut fra den totale tøyningen i spennstålet. Kanstad [18] gir at ved bruk av uinjiserte spennkabler vil kraften S_p bestemmes fra både spennkraft og i tillegg en økning i spenning på grunn av deformasjoner av konstruksjonen.

EC2 [4] punkt NA.5.10.8(2) åpner for å bruke en verdi på denne tilleggsspenningen lik 100 N/mm², forutsatt at spennkablene ligger på strekksiden både i felt og over støtte. Dette vil som oftest være oppfylt ved geometrien til spennkabelprofilen i et etteroppspent flatdekke.

Ut fra disse forutsetningene blir uttrykket for indre kraft i spennarmeringen gitt ved ligning (3.67) nedenfor:

$$S_p = (P'_0 + \Delta\sigma_{P,ULS} \cdot A_p) \cdot \frac{1}{\gamma_s} \quad (3.67)$$

P'_0 er største spennkraft redusert for alle korttids- og langtidsavhengige tap av spennkraft

$$P'_0 = P_{max} - \Delta P_{tap}$$

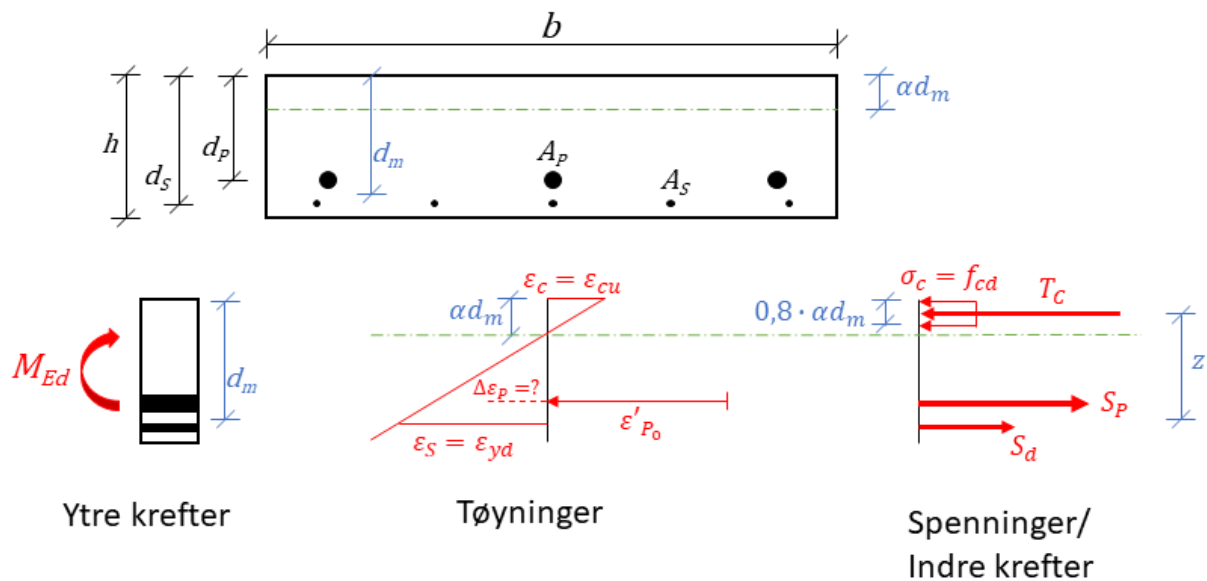
P_{max} er gitt i ligning (3.41), mens ΔP_{tap} må beregnes som en sum av alle tap av spennkraft, både korttids- og langtidstap.

$\Delta\sigma_{P,ULS}$ er tilleggsspenning på grunn av konstruksjonens deformasjon. Settes lik 100 N/mm².

A_p er spennarmeringens tverrsnittsareal

Ettersom det er beregninger i bruddgrensetilstand, må også materialfaktoren for armeringsstål γ_s , tas med i beregningen av indre kraft S_p .

Figur 3.21 nedenfor viser et typisk tverrsnitt for et spennarmert betongdekke, med både spennarmering A_P og slakkarmering A_S i strekksonen. Dekketverrsnittet er påkjent av en ytre kraft lik det dimensjonerende momentet, M_{Ed} .



Figur 3.21: Beregning av momentkapasitet for platestripe i et etteroppspent flatdekke. Illustrert etter figurer fra Sørensen [7] og betraktninger fra Kanstad [15,18].

Til høyre i figuren vises de indre kreftene som er resultanter av de opptredende spenningene. T_C er trykkresultant for betongens trykksone. S_d er kraften i slakkarmeringen. S_P er strekkraften i spennarmeringen, som beskrevet ovenfor.

Spennarmeringen er gitt en forhåndstøyning lik ϵ'_{P_0} , som er tøyning på grunn av den påførte spennkraften minus alle tap. Det antas trykkbrudd i betongen når $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$, som er bruddtøyningen til betongen. Verdien for ϵ_{cu} oppgis i EC2[4] Tabell 3.1. Ved trykkbrudd i betongen antas også flytetøyning i slakkarmeringen, angitt ved $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$.

Kanstad [18] gir videre at uinjisert spennarmering ikke vil ha like tøyninger som betongen ved samme nivå i tverrsnittet, ettersom den er uten heft. Derfor er tilleggstøyningen i spennarmeringen $\Delta\epsilon_P$ markert med et spørsmålsteget for å vise at dette avhenger av deformasjonen til konstruksjonen. Som beskrevet ovenfor åpner EC2 for at tilleggspenningen i spennarmeringen kan settes lik 100 N/mm^2 . Tilleggstøyningen vil dermed bli gitt fra denne spenningen.

Ved kombinert spenn- og slakkarmering i strekksonen, benyttes en midlere effektiv tverrsnittshøyde d_m gitt i ligning (3.68) nedenfor:

$$d_m = \frac{S_d \cdot d_s + S_P \cdot d_P}{S_d + S_P} \quad (3.68)$$

Trykksonehøyden er gitt ved αd_m .

EC2 punkt 3.1.7(3) åpner for å benytte en rektangulær trykkspenningsfordeling for betongen. For betongfasthetsklasser under B50 kan den effektive trykksonehøyden dermed tilnærmes ved faktoren 0,8. Ved brudd er trykkspenningen i betongen nådd dimensjonerende trykkfasthet f_{cd} . Dette gir en trykkresultant for betongens trykksone gitt i uttrykket nedenfor:

$$T_c = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot b \cdot d_m$$

Momentkapasiteten angitt M_{Rd} bestemmes nå fra likevekt mellom de indre kreftene T_c , S_p og S_d med den indre momentarmen z .

Den indre momentarmen z gis fra nevnte likevektsbetraktning og figur 3.21, og uttrykkes ved ligning (3.69) nedenfor:

$$z = d_m - 0,5 \cdot 0,8 \cdot \alpha \cdot d_m = (1 - 0,4 \cdot \alpha)d_m \quad (3.69)$$

Trykksonens momentkapasitet M_{Rd} blir så gitt i ligning (3.70) ut fra forutsetningene ovenfor:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= T_c \cdot z = 0,8f_{cd}\alpha b d_m \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)d_m \\ \Rightarrow \quad M_{Rd} &= \mathbf{0,8(1 - 0,4\alpha)\alpha f_{cd} b d_m^2} \quad (3.70) \end{aligned}$$

Aksiell likevekt gir følgende sammenheng i ligning (3.71) nedenfor:

$$T_c = S_p + S_d \quad (3.71)$$

Fra den aksielle likevekten i ligning (3.71) kan faktoren for trykksonehøyden α bestemmes. Dette er vist nedenfor, og uttrykket for α gis til slutt i ligning (3.72) nedenfor:

$$\begin{aligned} T_c = S_p + S_d &\Rightarrow 0,8 \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot b \cdot d_m = S_p + f_{yd} \cdot A_s \\ \Rightarrow \quad \alpha &= \frac{S_p + f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_m} \quad (3.72) \end{aligned}$$

S_p er gitt i ligning (3.67)

f_{yd} er dimensjonerende flytespenning for vanlig armeringsstål gitt i ligning (3.3)

A_s er slakkarmeringens tverrsnittsareal

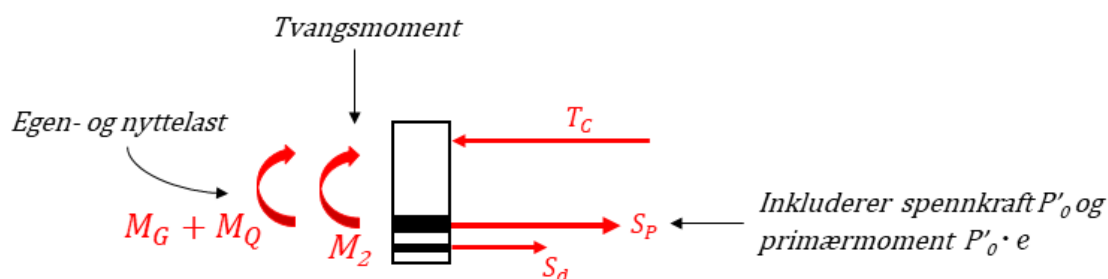
f_{cd} er dimensjonerende trykkfasthet for betong gitt i ligning (3.1)

b er tverrsnittsbredden. For plateberegninger er denne som regel satt til en enhetsbredde lik 1 m.

d_m er midlere effektiv tverrsnittshøyde gitt i ligning (3.68)

Dimensjonerende momentkapasitet for tverrsnittet M_{Rd} beregnes til slutt ved å sette inn aktuell verdi for α inn i ligning (3.70).

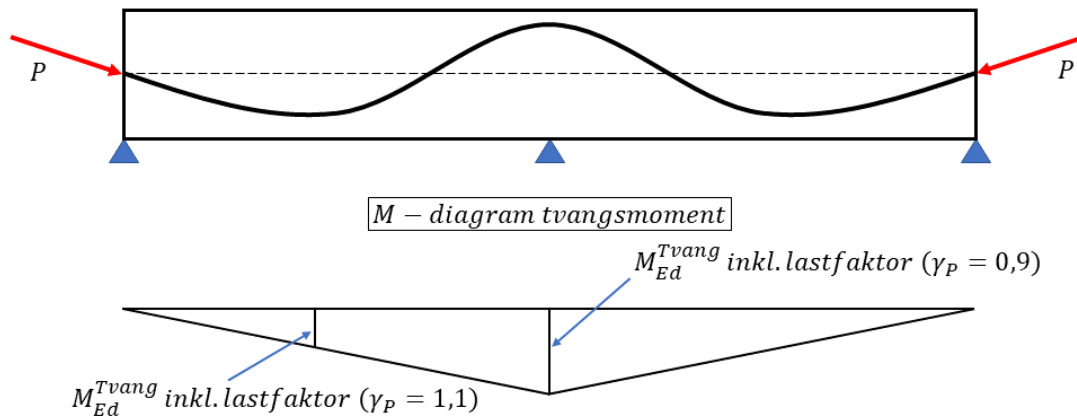
Ved kontroll av momentkapasitet til et spennarmert tverrsnitt er det viktig å ta hensyn til eventuelle tvangsmomenter. Når spennkraften betraktes som en indre motstand, gis den indre kraften som summen av spennkraften redusert for alle tap, inkludert primærmomentet fra spennkraften i det aktuelle snittet av konstruksjonen. Tvangsmomentet vil i dette tilfellet bli betraktet som en ytre last [18]. Prinsippet er vist i figur 3.22 nedenfor.



Figur 3.22: Ytre og indre krefter i spennarmert betongtverrsnitt. Illustrert på grunnlag av betraktninger fra Kanstad [15,18].

Tvangsmomentet må multipliseres med en partialfaktor γ_P . Som nevnt tidligere tar denne hensyn til om spennkraften virker gunstig eller ugunstig på konstruksjonen. Ved gunstig virkning er γ_P lik 0,9, mens ved ugunstig virkning er γ_P lik 1,1. Dette er angitt i EC2 punkt NA.2.4.2.2(1).

Et eksempel for å vise prinsippet for bruk av lastfaktorene, kan være et tilfelle med en spennarmert tofelts bjelke, som er påkjent en jevnt fordelt ytre last. Bjelken har en idealisert parabelformet spennarmeringsprofil. Ved et snitt av bjelken over et av de midtre opplagerne, vil tvangsmomentet ha en gunstig virkning på konstruksjonen, mens midt ute i feltet vil tvangsmomentet virke ugunstig. Figur 3.23 nedenfor viser bjelken med den parabelformede spennarmeringsprofilen og momentforløpet til tvangsmomentet i det gitte tilfellet, med de ulike lastfaktorene for gunstig og ugunstig virkning [9].



Figur 3.23: Momentforløp for tvangsmoment i tofelts bjelke. Illustrert etter figur fra Øverli [9].

3.7.2 Uinjiserte spennkabler og rissmoment

EC2 [4] punkt 9.2.1.1(4) angir et krav om en momentkapasitet lik 1,15 ganger rissmomentet, for forspente konstruksjonsdeler hvor det benyttes uninjiserde spennkabler uten heft. Dette er satt som et krav for å angi en minste mengde spennarmering i konstruksjonsdelen. Kravet kan formuleres som vist i ligning (3.73) nedenfor:

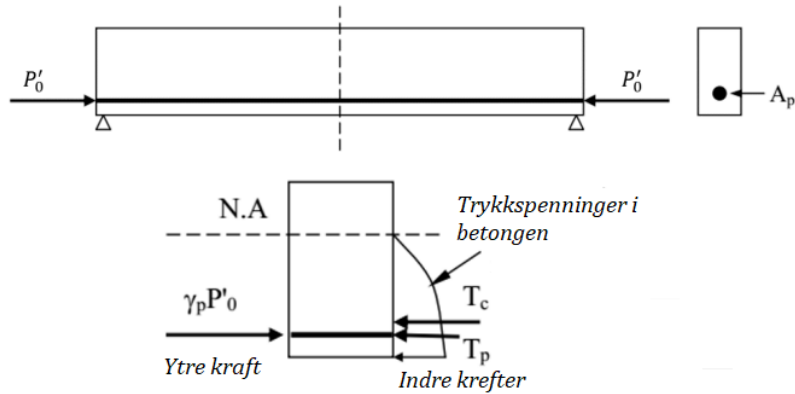
$$M_{Rd} \geq 1,15 \cdot M_{Riss} \quad (3.73)$$

Rissmomentet er momentverdien som fører til opprissing av betongen, og dette kan finnes ved å sette inn midlere aksiale strekkfasthet f_{ctm} inn for σ_c i ligning (3.104) og omformulere uttrykket. Det omformulerte uttrykket er vist ligning (3.74) nedenfor. Den midlere aksiale strekkfastheten f_{ctm} er gitt i EC2 Tabell 3.1.

$$M_{Riss} = \frac{I_c}{y} \cdot \left(f_{ctm} + \frac{P_0}{A_c} \right) \quad (3.74)$$

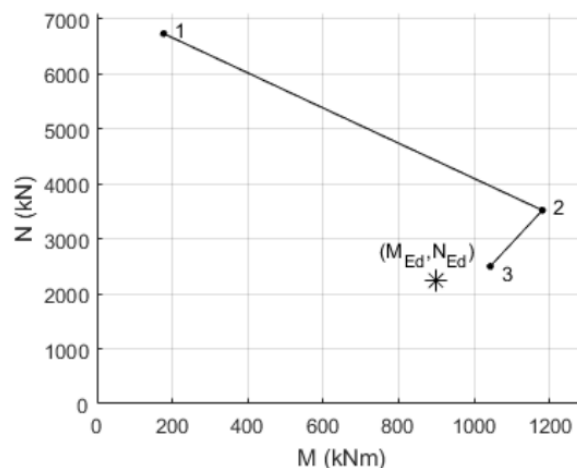
3.7.3 Momentkapasitet ved oppspenning

Sørensen [7] beskriver hvordan en kontroll av momentkapasiteten kan gjøres i oppspenningstilstand ved å betrakte forspenningen som en ytre last. Ved oppspenning vil det være kun forspenningen som virker på tverrsnittet, ettersom egen- og nyttelast enda ikke virker på konstruksjonen. Dette fører til at spennarmeringen vil ligge i trykksone. Dette er illustrert i figur 3.24 nedenfor.



Figur 3.24: Spennkraft som eneste ytre last på betongtverrsnittet ved oppspenning. Figur hentet fra Sørensen [7].

I denne situasjonen vil tverrsnittet være påkjent av både moment og aksialkraft på grunn av forspenningen og dens eksentrisitet. Kapasitetskontroll i et slikt tilfelle kan utføres ved å beregne et såkalt M-N-diagram for det aktuelle tverrsnittet. Dette er en kapasitetskurve som bestemmes ved å beregne moment- og aksiell likevekt for forskjellige valgte tøyningstilstander for tverrsnittet. Resultatene fra beregningene plottes i et koordinatsystem og man får dermed et M-N-diagram. Dette viser da kapasiteten for tverrsnittet ved ulike kombinasjoner av moment og aksialkraft. Eksempel på et slikt diagram er vist i figur 3.25 nedenfor.

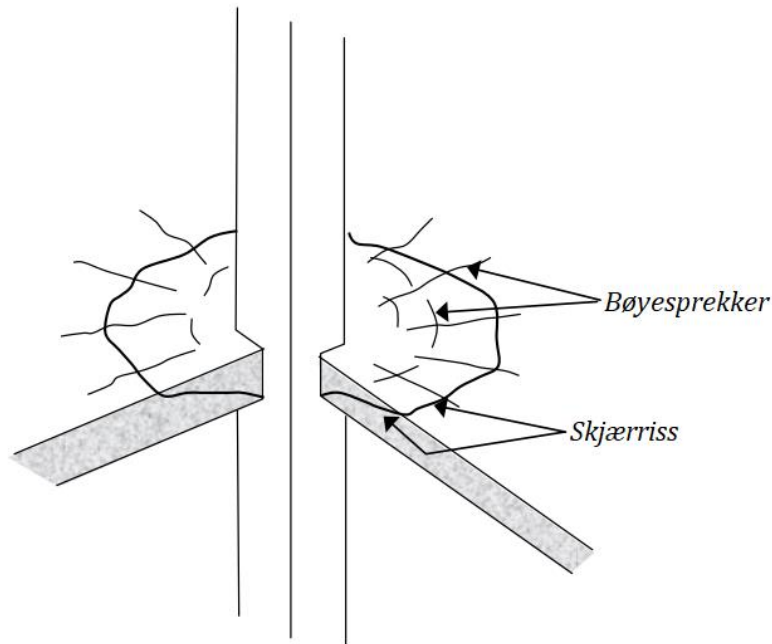


Figur 3.25: Eksempel på M-N diagram for kontroll av aksialkraft og moment i betongtverrsnitt. Figur hentet fra Sørensen [7].

Kontrollen gjennomføres deretter ved å plote inn verdiene for den dimensjonerende kombinasjonen av moment og aksialkraft. Ligger dette punktet innenfor kapasitetskurven er kapasiteten til tverrsnittet tilstrekkelig. Metoden med bruk av M-N-diagram er ofte benyttet til betongsøyler som er påkjent både moment- og aksialkrefter. Beregningsgangen og hvordan M-N-diagram bestemmes vil ikke bli gjengitt her. Dette kan studeres nærmere i boka til Sørensen [7].

3.7.4 Gjennomlokking - generelt

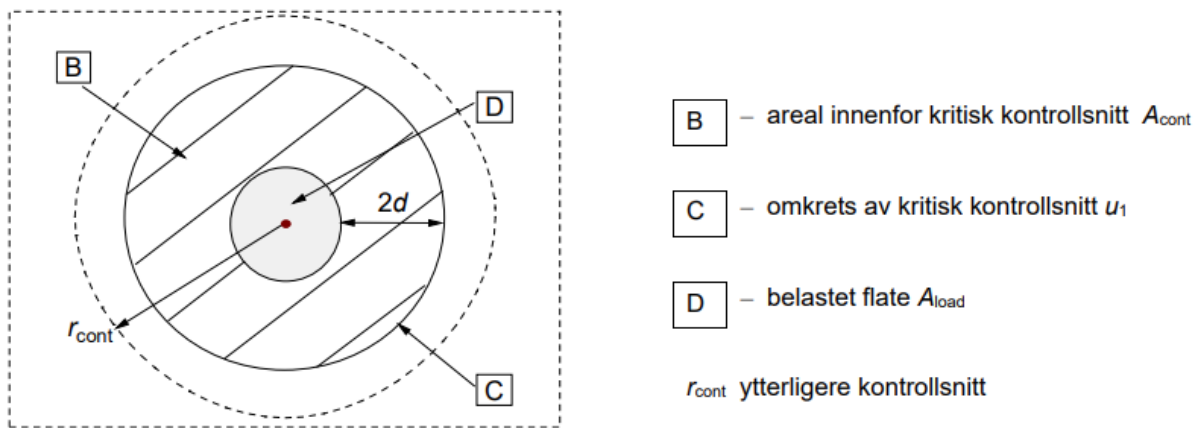
I flatdekker vil det ofte oppstå store konsentrerte skjærkrefter rundt søylene på grunn av reaksjonskrefter konsentrert over tverrsnittsarealet til søylene, som er et forholdsvis lite lastareal. I verste fall kan dette føre til et såkalt *gjennomlokkingsbrudd*. Ved et slikt brudd vil det stemples ut et tredimensjonalt, kjegleformet legeme fra betongplaten eller flatdekket. På grunn av faren for gjennomlokkingsbrudd må derfor søyle-plateforbindelsen i et flatdekke kontrolleres i bruddgrensetilstand [7]. En illustrasjon av et gjennomlokkingsbrudd er vist i figur 3.26 nedenfor.



Figur 3.26: Illustrasjon av gjennomlokkingsbrudd ved søyle i flatdekke. Figur hentet fra Sørensen [7].

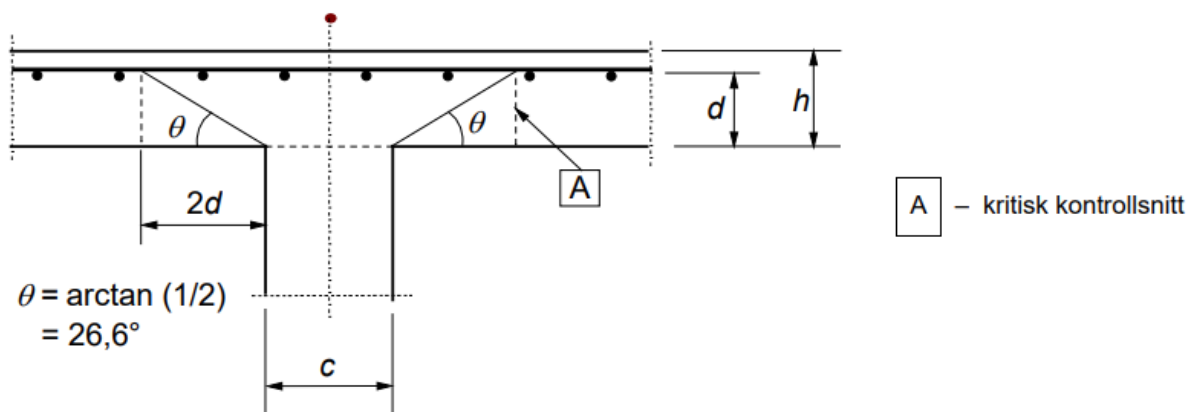
3.7.5 Dimensjonerende skjærspenning

EC2 [4] kapittel 6.4 gir regler for kontroll av skjærkapasitet ved konsentrerte laster på betongplater. EC2 angir et kritisk kontrollsnitt med omkrets u_1 i en avstand $2d$ fra belastet flate slik som vist i figur 3.27 nedenfor. EC2 punkt 6.4.1(4) gir at skjærkraftkapasiteten skal kontrolleres ved kanten av søylen og ved omkretsen u_1 gitt av det kritiske kontrollsnittet. Hvis det er behov for skjærarmoring må det også påvises et ytterligere kontrollsnitt med omkrets $u_{out,ef}$, der behovet for videre skjærarmoring opphører. I figur 3.27 nedenfor er avstanden ut til det ytterligere kontrollsnittet angitt som r_{cont} fra senter i søylen. I figuren er det vist tilfellet for en sirkulær søyle.



Figur 3.27: Definisjon av kontrollsnitt rundt søyle for gjennomlokkingskontroll. Figur hentet fra EC2 [4].

Videre antas en bruddsituasjon hvor det oppstår et diagonalt skjærriss på grunn av bøyesprekker innenfor det kritiske kontrollsnittet. Skjærrisset har en helning θ , som vist på figur 3.28 nedenfor. Sørensen [7] gir at valget av lengden $2d$ og tilhørende helning av skjærrisset stemmer godt overens med utførte eksperimenter og resultater gitt fra disse.



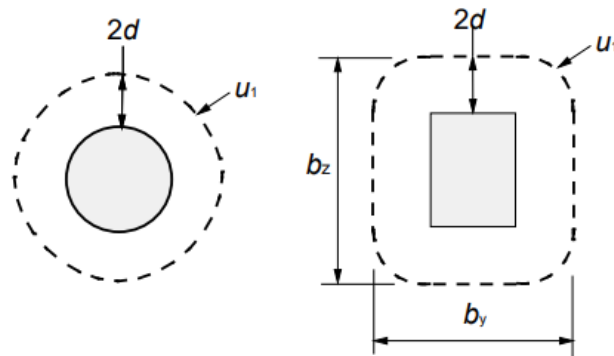
Figur 3.28: Antatt bruddsituasjon ved gjennomlokkingsbrudd. Figur hentet fra EC2 [4].

Den effektive tykkelsen d gis fra EC2 punkt 6.4.2(1). Her antas denne konstant og settes normalt lik uttrykket gitt i ligning (3.75) nedenfor:

$$d = d_{eff} = \frac{(d_y + d_z)}{2} \quad (3.75)$$

Der d_y og d_z er den effektive tykkelsen for armeringen i hver sin retning i planet, her angitt som henholdsvis y- og z-retning.

Figur 3.29 nedenfor viser typiske kontrollsnitt rundt belastede flater. For flatdekker er som regel en situasjon med sirkulære eller rektangulære søyler det mest vanlige.



Figur 3.29: Typiske kritiske kontrollsnitt for søyle i et flatdekke. Figur hentet fra EC2 [4].

Fra figur 3.29 kan uttrykk for bestemmelse av omkretsen u_1 vises, som gjengitt i ligningene (3.76) og (3.77) nedenfor.

$$u_1^{\text{Sirkulær}} = \pi \cdot (D + 4 \cdot d) \quad (3.76)$$

$$u_1^{\text{Rektangulær}} = 4 \cdot \pi \cdot d + 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 \quad (3.77)$$

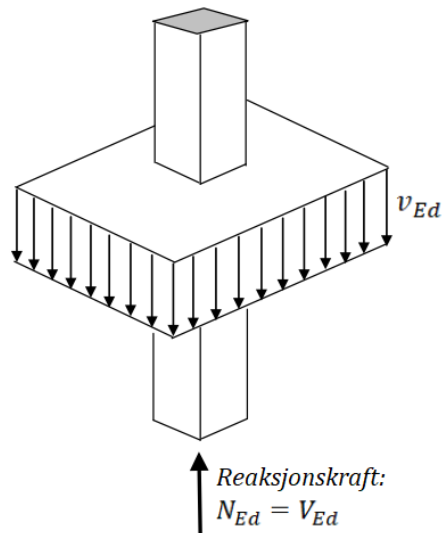
D er den sirkulære søylens diameter

d er lik d_{eff} fra ligning (3.75)

c_1 og c_2 er den rektangulære søylens sidekanter

EC2 [4] punkt 6.4.2(3) og (4) angir regler for bestemmelse av omkretsen u_1 ved spesialtilfeller som søyler nær dekkeåpninger eller søyler ved kant eller hjørne. Disse gjengis ikke ytterligere her.

v_{Ed} er verdien for den største dimensjonerende skjærspenning på grunn av ytre last. Størrelsen på denne avhenger av den dimensjonerende aksiale reaksjonskraften fra søylen og om det overføres moment mellom søylen og dekket. Det er slik sett to tilfeller av fordelingen av skjærspenninger langs det kritiske kontrollsnittet. Figur 3.30 nedenfor viser det første tilfellet, hvor det kun virker en aksial reaksjonskraft fra søylen på dekket. Skjærkraften gis fra reaksjonskraften og virker over et areal gitt av omkretsen av kontrollsnittet og den effektive platetykkelsen. Det første tilfellet vil da være en jevnt fordelt skjærspenning langs det kritiske kontrollsnittet.



Figur 3.30: Jevnt fordelt skjærspenning langs kritisk kontrollsnitt. Figur hentet fra Sørensen [7].

Sørensen [7] gir at den dimensjonerende skjærspenningen bestemmes av uttrykket gitt i ligning (3.78) nedenfor:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}} \quad (3.78)$$

V_{Ed} er dimensjonerende skjærkraft gitt av reaksjonskreftene på grunn av ytre last.

u_1 er omkretsen av det kritiske kontrollsnittet som er definert ovenfor

d er lik d_{eff} fra ligning (3.75)

Sørensen [7] beskriver videre at det i praksis nesten alltid vil virke et moment sammen med skjærkraften ved søylen. På grunn av usymmetrisk last, ulike nabospennvidder og ulike randbetingelser vil det oppstå et ubalansert moment, som må overføres fra platen til søylen i et flatdekke. Denne momentoverføringen påvirker skjærspenningsfordelingen langs det kritiske kontrollsnittet. Forsøk har vist at kapasiteten mot gjennomløkking reduseres på grunn av dette. Denne kapasiteten vil ofte bli lavest ved kant- eller hjørnesøyler, siden kontrollsnittet ikke går helt rundt disse søylene.

For å ta hensyn til momentoverføringen blir den jevnt fordelte skjærspenningen fra ligning (3.78) multiplisert med en faktor β , som er større eller lik 1,0. EC2 punkt 6.4.3(3) definerer den økte skjærspenningen som vist i ligning (3.79) nedenfor:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}} \quad (3.79)$$

Faktoren β avhenger av geometrien til det kritiske kontrollsnittet, søyledimensjonen og størrelsen på momentet som må balanseres. EC2 punkt 6.4.3(3) definerer β slik som vist i ligning (3.80) nedenfor:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (3.80)$$

k er en koeffisient som avhenger av forholdet mellom søylens sidekanter c_1 og c_2 . Den definerer andelen av det ubalanserte momentet M_{Ed} som balanseres av skjærkreftene, i forhold til bøy- og torsjonsmomenter. Verdier for k gis i EC2 Tabell 6.1.

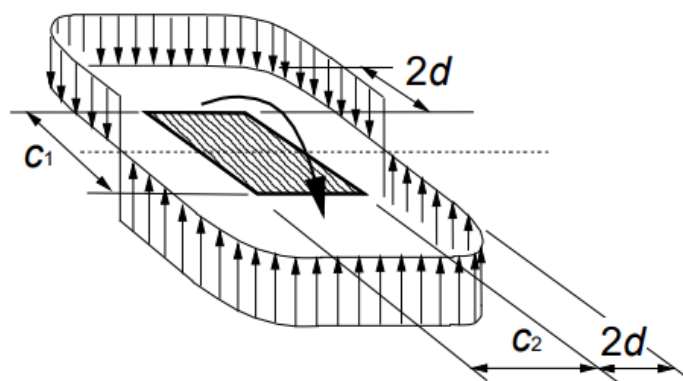
M_{Ed} er det ubalanserte momentet som overføres mellom platen og søylen

V_{Ed} er den dimensjonerende skjærkraften

u_1 er omkretsen av det kritiske kontrollsnittet som vist før

W_1 er et motstandsmoment som balanserer M_{Ed} ved hjelp av skjærkreftenes fordeling langs det kritiske kontrollsnittet. Dette er dermed avhengig av skjærkraftfordelingen langs snittet.

Sørensen [7] beskriver at analyser etter elastisitetsteorien har vist at skjærkraftfordelingen kan tilnærmes som vist i figur 3.31 nedenfor. Denne viser skjærkraftfordelingen for en rektangulær søyle med sidekanter c_1 og c_2 , og hvordan det ubalanserte momentet blir motvirket av disse kreftene.



Figur 3.31: Skjærkraftfordeling fra et ubalansert moment ved rektangulær søyle. Figur hentet fra EC2 [4].

Fra figur 3.31 kan motstandsmomentet W_1 for en rektangulær søyle bestemmes. Uttrykket for W_1 gis i EC2, gjengitt i ligning (3.81) nedenfor:

$$W_1^{Rektangulær} = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1 \quad (3.81)$$

c_1 og c_2 er søylens sidekanter

d er lik d_{eff} fra ligning (3.75)

Uttrykket for W_1 for en sirkulær søyle er gitt ved ligning (3.82) nedenfor. Dette kan utledes ved samme betraktning som figur 3.31 ovenfor, bare med et sirkulært søyletverrsnitt i stedet.

$$W_1^{Sirkulær} = (D + 4d)^2 \quad (3.82)$$

D er den sirkulære søylens diameter

d er lik d_{eff} fra ligning (3.75)

EC2 [4] punkt 6.4.3(3) definerer faktoren β for en sirkulær søyle plassert innvendig i et flatdekke som vist i ligning (3.83) nedenfor:

$$\beta^{Innv. sirkulær} = 1 + 0,6 \cdot \pi \cdot \frac{e}{D + 4d} \quad (3.83)$$

e er lastens eksentrisitet bestemt som $e = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}}$

D er den sirkulære søylens diameter

d er lik d_{eff} fra ligning (3.75)

For rektangulære søyler vil det ofte være momentoverføring i begge retninger. Da kan den totale dimensjonerende skjærspenningen v_{Ed} beregnes ved å ha to ledd i uttrykket for β , ett ledd for hver retning. Dette uttrykket kan settes opp som vist i ligning (3.84) nedenfor:

$$\beta = 1 + k_y \cdot \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,y}} + k_z \cdot \frac{M_{Ed,z}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,z}} \quad (3.84)$$

Som et alternativ til metoden vist ovenfor, gir EC2 et forenklet uttrykk for β ved en innvendig rektangulær søyle påkjent av moment i to retninger, gjengitt i ligning (3.85) nedenfor:

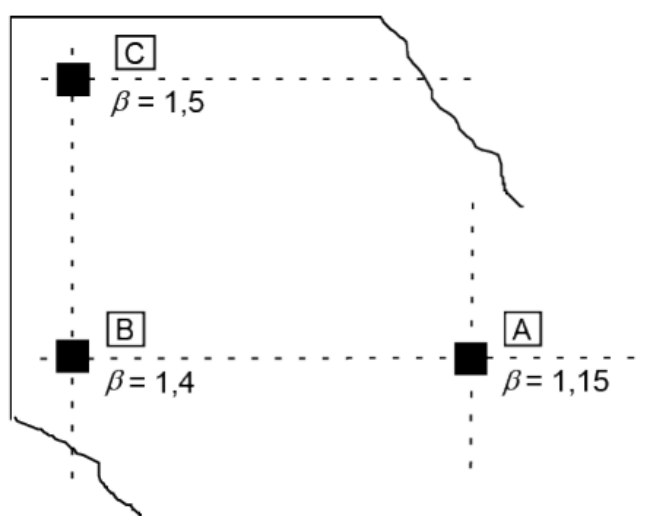
$$\beta = 1 + 1,8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (3.85)$$

e_y og e_z er eksentrisitetene langs y- og z-aksen, gitt henholdsvis av $\frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}}$ og $\frac{M_{Ed,z}}{V_{Ed}}$

b_y og b_z er lengden av sidekantene til det kritiske kontrollsnittet, som vist i figur 3.29 ovenfor.

EC2 [4] angir også flere detaljerte regler for bestemmelse av faktoren β ved spesialtilfeller som kant- og hjørnesøyler og der det er moment i begge retninger på slike søyler. Disse blir ikke gjengitt ytterligere her.

I tillegg til de detaljerte reglene omkring bestemmelse av β tilbyr også EC2 tilnærmede verdier for denne faktoren, som kan brukes direkte uten ytterligere beregninger. For å benytte disse verdiene settes imidlertid et krav om at konstruksjonen, eller flatdekket, ikke tar opp horisontalkrefter ved hjelp av rammeverk mellom søylene og dekket, samt at tilstøtende nabofelt ikke avviker i lengde med mer enn 25%. EC2 punkt NA.6.4.3(6) angir anbefalte verdier for beta. Disse er vist i figuren nedenfor, hentet fra det norske nasjonale tillegget til EC2.



- A innvending søyle
- B kantsøyle
- C hjørnesøyle

Figur 3.32: Tilnærmede verdier for β ved søyler i et flatdekke. Figur hentet fra EC2 [4].

3.7.6 Kontroll av gjennomlokkingskapasitet

EC2 [4] angir to forskjellige formler for skjærkraftkapasitet ved konsentrerte laster på en plate, som gjelder for gjennomlokkingskapasitet. Den ene gjelder for skjærkraftkapasitet uten bruk av skjærarmering og den andre gjelder for bruk av skjærarmering. Det kan også nevnes at kapasitetsformler for skjærbrudd som presenteres nedenfor, i all hovedsak er basert på eksperiment og forsøk. Kapasitetsformlene er dermed empiriske uttrykk som ikke er mulig å utlede ved teoretiske betraktninger fra mekanikken.

EC2 punkt 6.4.3(2) gir at følgende kontroller skal utføres for å påvise kapasitet mot gjennomlokking:

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

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

- b) Skjærarmoring er ikke nødvendig der:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

- c) Hvis $v_{Ed} > v_{Rd,c}$ legges skjærarmoring slik at:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs}$$

Definisjoner av de dimensjonerende skjærspenningene nevnt ovenfor er gitt i EC2 punkt 6.4.3(1):

$v_{Rd,c}$ er dimensjonerende verdi av skjærspenningskapasitet for en plate med konsentrert last og uten skjærarmoring langs det aktuelle kontrolltverrsnittet

$v_{Rd,cs}$ er dimensjonerende verdi av skjærspenningskapasitet for en plate med konsentrert last og med skjærarmoring langs det aktuelle kontrolltverrsnittet

$v_{Rd,max}$ er dimensjonerende verdi av den maksimale skjærspenningskapasiteten for konsentrert last langs det aktuelle kontrolltverrsnittet.

3.7.7 Skjærkapasitet uten skjærarmoring

EC2 [4] punkt 6.4.4(1) gir formel for dimensjonerende skjærspenningskapasitet uten skjærarmoring $v_{Rd,c}$, gjengitt i ligning (3.86) nedenfor:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (3.86)$$

$C_{Rd,c}$ er en faktor som hensyntar størrelsen på største tilslag i betongen, samt fordelingen og fasthet til tilslagsmaterialet.

Denne er gitt i EC2 fra uttrykket nedenfor:

$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c}$, der k_2 normalt settes lik 0,18. γ_c har verdien 1,5 gitt fra EC2 Tabell NA.2.1N som tidligere.

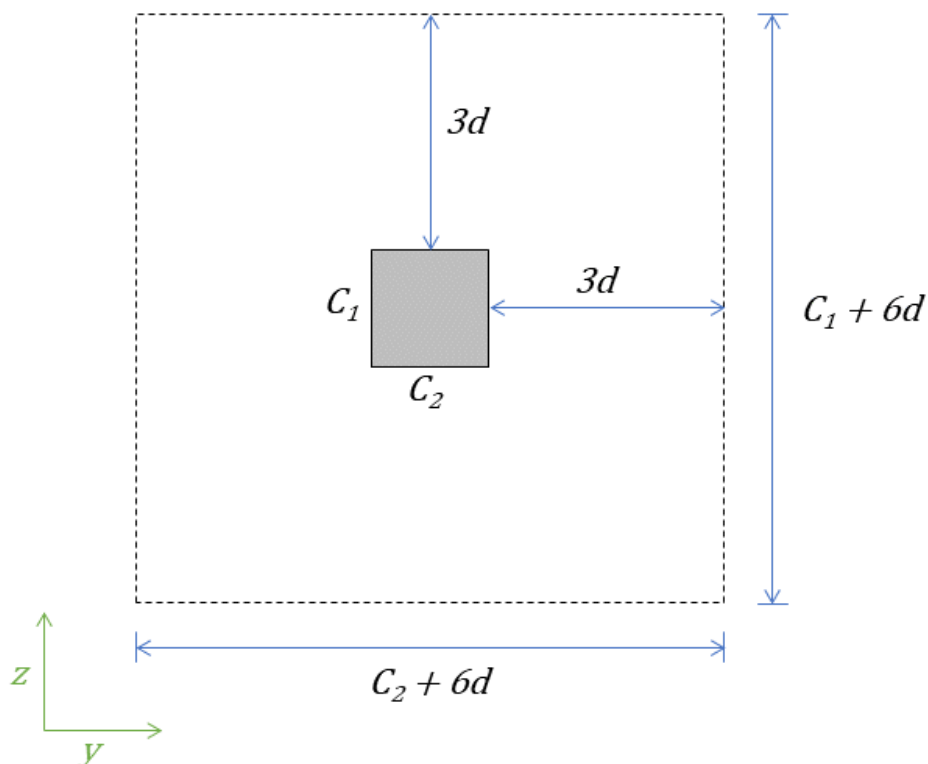
k er en faktor som hensyntar skalaeffekter på grunn av materialegenskapene til betong. Den er gitt i EC2 [4] fra uttrykket nedenfor:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (d \text{ i millimeter})$$

ρ_L er armeringsforholdet mellom strekkarmering med heft og det effektive platetverrsnittet og beregnes som en midlere verdi fra armeringsforholdet i y- og z-retning, som vist i uttrykket nedenfor:

$$\rho_L = \sqrt{\rho_{L,y} \cdot \rho_{L,z}}$$

Der $\rho_{L,y}$ og $\rho_{L,z}$ er armeringsforholdet i henholdsvis y- og z-retning. EC2 anbefaler at disse beregnes som middelverdier der det tas hensyn til en platebredde lik søylebredden pluss $3d$ til hver side, som vist for tilfellet med en rektangulær søyle i figur 3.33 nedenfor.



Figur 3.33: Effektive bredder for beregning av armeringsforhold i y- og z-retning. Illustrert på grunnlag av bestemmelser i EC2 [4].

Armeringsforholdene for y- og z-retning beregnes fra figuren slik som vist i uttrykket nedenfor:

$$\rho_{L,y} = \frac{A_{sL,y}}{(c_1 + 6d) \cdot d} \quad \rho_{L,z} = \frac{A_{sL,z}}{(c_2 + 6d) \cdot d}$$

$A_{sL,y}$ og $A_{sL,z}$ er strekkarmering med heft i henholdsvis y- og z-retning

c_1 og c_2 er søylens sidekanter

d er lik d_{eff} fra ligning (3.75)

f_{ck} er karakteristisk trykkfasthet til betongen

k_1 er en faktor som multipliseres med en eventuell aksialkraft som virker på kontrollsnittet. Denne er gitt i det nasjonale tillegget i EC2 og settes lik 0,1 for trykk og 0,3 for strekk.

σ_{cp} er en middelværdi gitt fra normalspenninger i betongen i det kritiske snittet i y- og z-retning. Den beregnes som vist i uttrykket nedenfor:

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}, \text{ der } \sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \text{ og } \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$N_{Ed,y}$ og $N_{Ed,z}$ er kreftene i lengderetning innenfor full feltbredde for innvendige søyler og kreftene i lengderetning som krysser kontrollsnittet for kantsøyler. Denne kraften kan være fra last eller forspenning.

A_{cy} og A_{cz} er betongarealet som hører sammen med verdiene av kraften $N_{Ed,y}$ og $N_{Ed,z}$

v_{min} er minste skjærkraftkapasitet knyttet til hovedstrekkbrudd og bestemmes ved hjelp av uttrykk i EC2 punkt NA.6.4.4(1) gjengitt nedenfor:

$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ der k og f_{ck} er som angitt tidligere. Det er imidlertid satt en øvre grense for f_{ck} lik 65 MPa i uttrykket for v_{min} .

3.7.8 Skjærkapasitet med skjærarmoring

Som nevnt ovenfor må det legges inn skjærarmoring hvis $v_{Ed} > v_{Rdc}$. For å beregne dimensjonerende skjærkraftkapasitet med skjærarmoring benyttes formel fra EC2 [4] punkt 6.4.5(1) gjengitt i ligning (3.87) nedenfor:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{u_1 \cdot d}\right) \cdot \sin\alpha \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \quad (3.87)$$

$v_{Rd,c}$ er som gitt i ligning (3.86) ovenfor

d er lik d_{eff} fra ligning (3.75)

A_{sw} er arealet av skjærarmoring langs omkretsen av et snitt rundt søylen (se figur 3.34 nedenfor)

s_r er radiell senteravstand mellom snitt med skjærarmoring (se figur 3.34 nedenfor)

$f_{ywd,ef}$ er effektiv dimensjonerende fasthet av skjærarmoringen bestemt som:

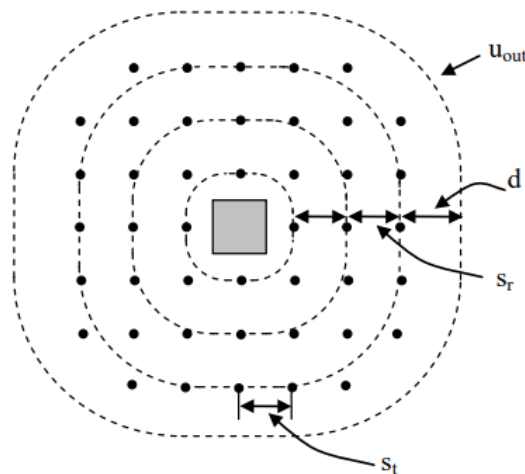
$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd}$$

u_1 er omkretsen av det kritiske kontrollsnittet

α er helningen til skjærarmoringen i forhold til platens plan

k_{max} er en faktor som begrenser hvor stor kapasitet som kan oppnås ved bruk av skjærarmoring. Den angis i EC2 punkt NA.6.4.4(1) lik 1,5 for bølgearmoring og 1,8 for armeringsstenger/bolter med T-hode.

Figur 3.34 nedenfor viser et eksempel på plassering av skjærarmoring rundt en rektangulær søyle innvendig i et flatdekke. Det er successive snitt med skjærarmoringenheter utover rundt søylen, som har radiell avstand mellom snittene lik s_r , og tangentiell avstand mellom skjærarmoringenheter på samme snitt lik s_t .



Figur 3.34: Gjennomlokkingsarmoring i et rektangulært nett. Figur hentet fra Sørensen [7].

Ofte benyttes vertikal skjærarmering som bøyer og T-hode bolter. Hvis det antas vertikal skjærarmering, kan ligning (3.87) omformes til å gi nødvendig skjærarmeringsareal ved å sette v_{Ed} inn for $v_{Rd,c}$. Nødvendig vertikal skjærarmeringsareal $A_{sw,nødv}$ i et snitt rundt søylen kan dermed finnes ved ligning (3.88) nedenfor:

$$A_{sw,nødv} = \frac{(v_{Ed} - 0,75 \cdot v_{Rd,c}) \cdot s_r \cdot u_1}{1,5 \cdot f_{ywd,ef}} \quad (3.88)$$

Når det er behov for skjærarmering, gir EC2 [4] punkt 9.4.3(2) krav til minste areal av én enkelt skjærarmeringsenhet fra formel gjengitt i ligning (3.89) nedenfor:

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

$$\Rightarrow A_{sw,min} \geq \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot s_r \cdot s_t}{f_{yk} \cdot (1,5 \cdot \sin\alpha + \cos\alpha)} \quad (3.89)$$

α er helningen til skjærarmeringen i forhold til platens plan

s_r er radiell senteravstand mellom snitt med skjærarmering (se figur 3.34 ovenfor)

s_t er tangentiell senteravstand mellom snitt med skjærarmering (se figur 3.34 ovenfor)

f_{ck} er karakteristisk trykkfasthet til betongen

f_{yk} er karakteristisk flytespenning/flytegrense til armeringsstålet

Når nødvendig skjærarmering langs det kritiske kontrollsnittet med omkrets u_1 er bestemt, må et ytre kontrollsnitt hvor det ikke er behov for skjærarmering bestemmes. EC2 punkt 6.4.5(4) definerer det ytre kontrollsnittet $u_{out,ef}$ som vist i ligning (3.90) nedenfor:

$$u_{out,ef} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} \quad (3.90)$$

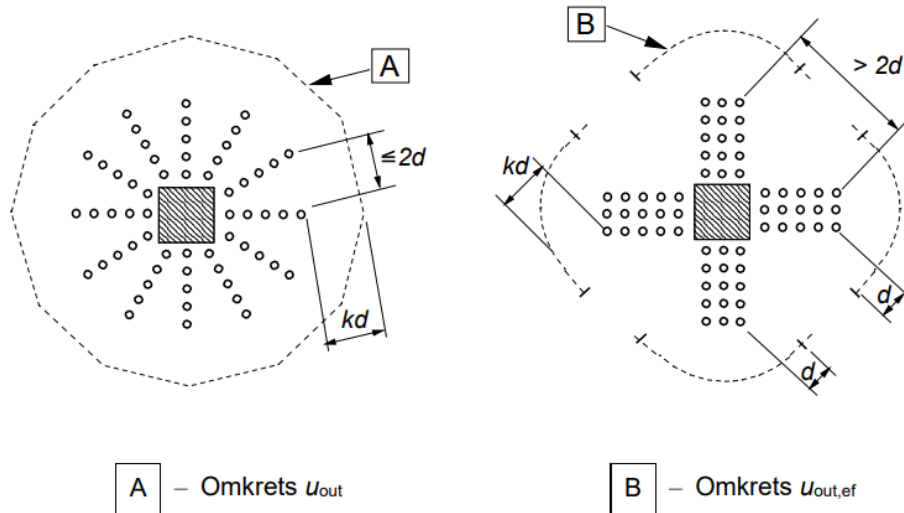
β er gitt fra ligninger og regler i EC2 som beskrevet ovenfor

V_{Ed} er dimensjonerende skjærkraft

$v_{Rd,c}$ er som gitt i ligning (3.86)

d er lik d_{eff} fra ligning (3.75)

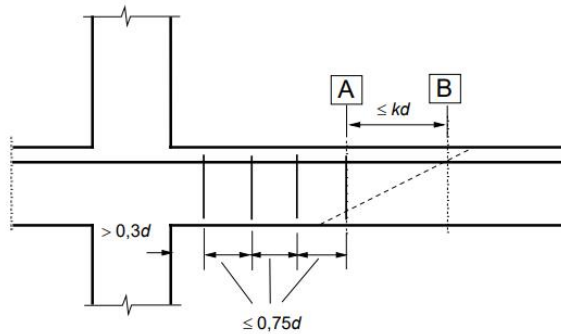
Videre gir EC2 [4] punkt 6.4.5(4) at når ytterste kontrollsnitt $u_{out,ef}$ er funnet, må det legges til skjærarmoring slik at ytterste snitt med skjærarmoring ikke er mer enn avstanden kd innenfor $u_{out,ef}$. Eventuelt kan det verifiseres at den først beregnede skjærarmoringen ligger i tilstrekkelig avstand innenfor $u_{out,ef}$. Figur 3.35 nedenfor er hentet fra EC2 og illustrerer dette kravet til ytterste snitt med skjærarmoring for en innvendig søyle i et flatdekke.



Figur 3.35: Omkrets ytterste kontrollsnitt u_{out} . Figur hentet fra EC2 [4].

Verdien for k er gitt i EC2 punkt NA.6.4.5(4) og er for Norge satt lik 1,0.

Generelle regler for plassering av skjærarmoring mot gjennomlokking gis i EC2 [4] punkt 9.4.3. Det skal ikke plasseres skjærarmoring nærmere søylen enn $0,3d$, siden skjærarmoring for nært søylen ikke vil få tilstrekkelig effekt. Videre skal skjærarmoringen fordeles i minst 2 rader. Senteravstanden mellom hver rad s_r , skal ikke overstige $0,75d$. Videre skal den tangentielle avstanden s_t , som vist i figur 3.34 ovenfor, ikke overstige $1,5d$ i området innenfor det kritiske kontrollsnittet u_1 . Mellom det kritiske kontrollsnittet u_1 og ut til det ytre kontrollsnittet $u_{out,ef}$, skal den samme avstanden ikke overstige $2,0d$. Dette kan også sees i figur 3.35 ovenfor. Nedenfor viser figur 3.36 kravene som er satt til radiell senteravstand s_r i EC2.



- A – ytre kontrollsnitt der skjærarmering er nødvendig
- B – første kontrollsnitt der skjærarmering ikke er nødvendig

Figur 3.36: Krav til radiell senteravstand mellom skjærarmeringsenheter. Figur hentet fra EC2 [4].

3.7.9 Skjærtrykkkapasitet

For å unngå trykkbrudd i betongen ved søylekanten eller kanten av en lastflate ved konsentrert last på plate, må skjærtrykkkapasiteten $v_{Rd,max}$ kontrolleres. Verdien som skal benyttes er fastsatt i det nasjonale tillegget i EC2 [4].

EC2 punkt NA.6.4.5(3) angir $v_{Rd,max}$ som vist i ligning (3.91) nedenfor:

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (3.91)$$

v er en faktor som reduserer trykkfastheten til betong som ligger i en trykksone og er samtidig påkjent av tverrstrekk. Den fastsettes i EC2 punkt NA.6.2.2(6) etter følgende uttrykk:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

f_{ck} er karakteristisk trykkfasthet for betong

f_{cd} er dimensjonerende trykkfasthet for betong gitt i ligning (3.1)

EC2 punkt 6.4.5(3) angir hvordan kontrollen mot skjærtrykkbrudd ved søylekanten utføres. Der angis at kontrollen skal utføres etter ligning (3.92) vist nedenfor:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rd,max} \quad (3.92)$$

β er gitt fra ligninger og regler i EC2[4] som beskrevet tidligere

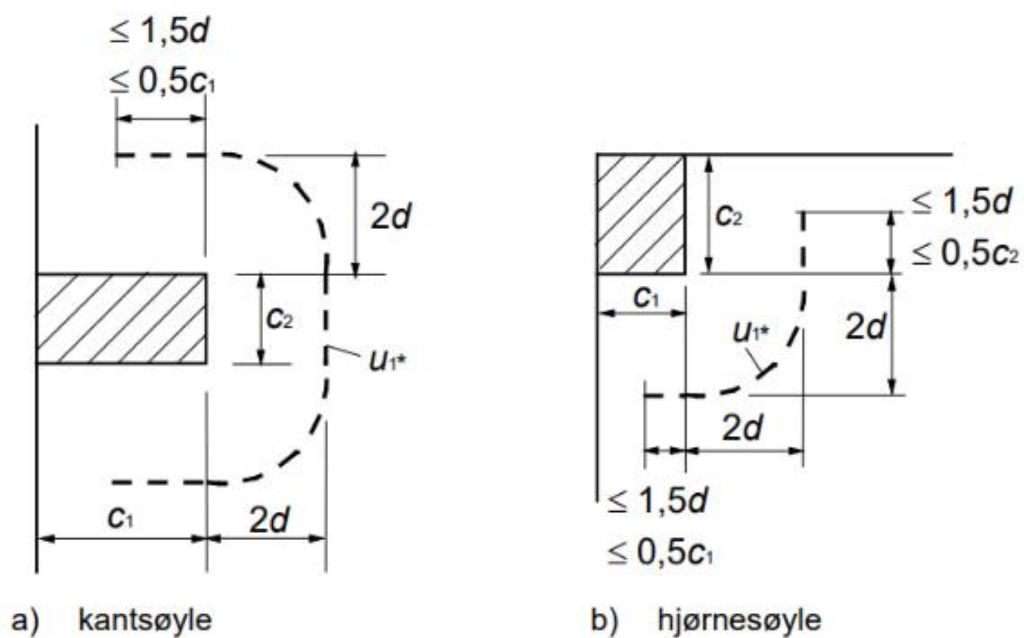
V_{Ed} er dimensjonerende skjærkraft

d er lik d_{eff} fra ligning (3.75)

u_0 er lik:

Innvendig søyle:	$u_0 = \text{søylens omkrets}$
Kantsøyle:	$u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$
Hjørnesøyle:	$u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$

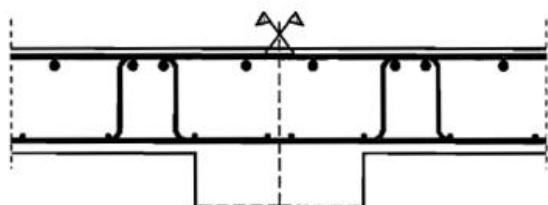
Forklaring på c_1 og c_2 er vist i figur 3.37 nedenfor.



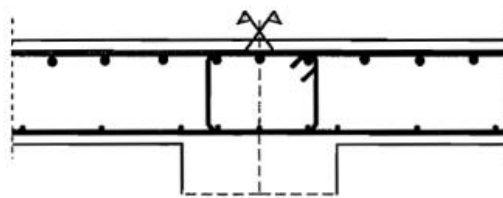
Figur 3.37: Redusert omkrets av kritisk kontrollsnitt ved kant- og hjørnesøyler. Figur hentet fra EC2 [4].

3.7.10 Gjennomlokkingsarmering

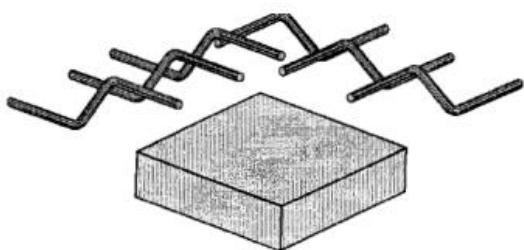
Sørensen [7] viser til forskjellige typer skjærarmering, illustrert i figur 3.38 nedenfor. Videre beskriver han at konvensjonell skjærarmering, slik som vist i figur 3.38 a, b, c og d er billige løsninger, men som til gjengjeld er arbeidskrevende å montere. Det finnes også fabrikkproduserte løsninger, som vist i figur 3.38 e og f. Disse kan være dyrere, men er betydelig enklere å montere ute på byggeplass.



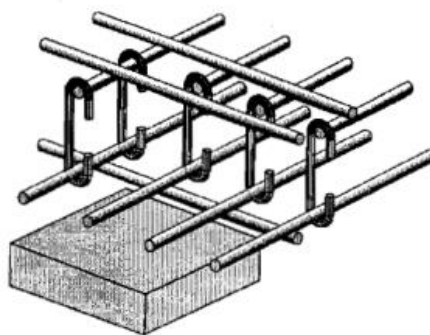
a) Conventional stirrup



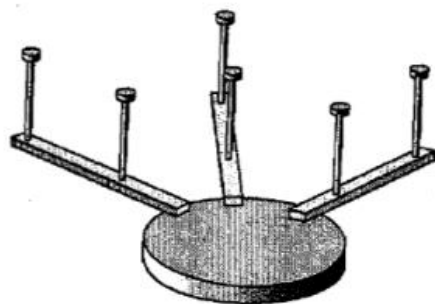
b) Closed links



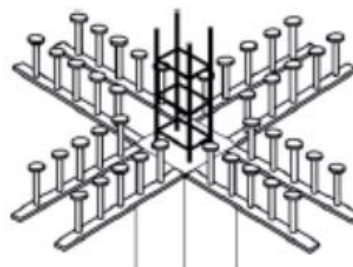
c) Bent up bars



d) Hooks



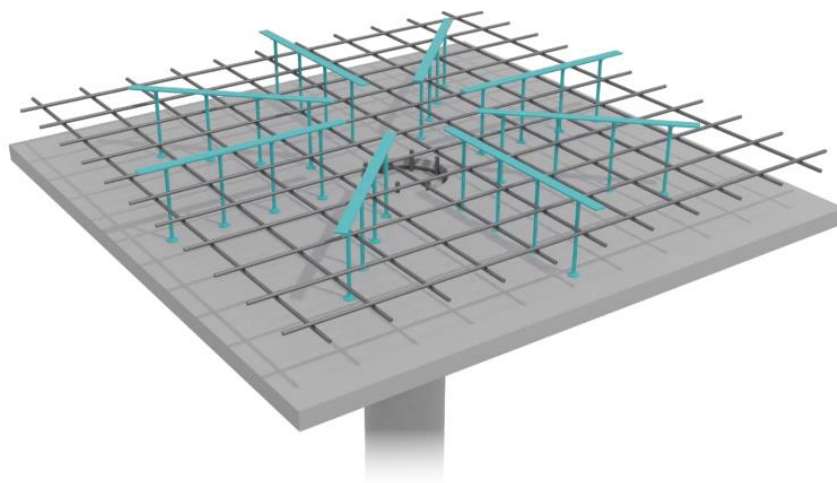
e) Stud-rails



f) Concentrated stud-rails

Figur 3.38: Ulike typer gjennomlokkingsarmering. Figur hentet fra Sørensen [7].

Et konkret eksempel på den siste typen skjærarmering i figur 3.38 e og f, er *PSB gjennomlokkingsarmering* levert fra Peikko [19]. Det er et system av skjærarmeringsenheter bygd opp av doble ankerhoder plassert på et flattstål for å holde innbyrdes avstand, og kan monteres både fra over- og underkant av flatdekket. Figur 3.39 nedenfor er en illustrasjon hentet fra Peikko, og viser PSB-systemet montert fra overkant rundt en innvendig søyle i et flatdekke.



Figur 3.39: Illustrasjon av Peikko PSB gjennomlokkingsarmering over søyle i flatdekke. Figur hentet fra Peikko [19].

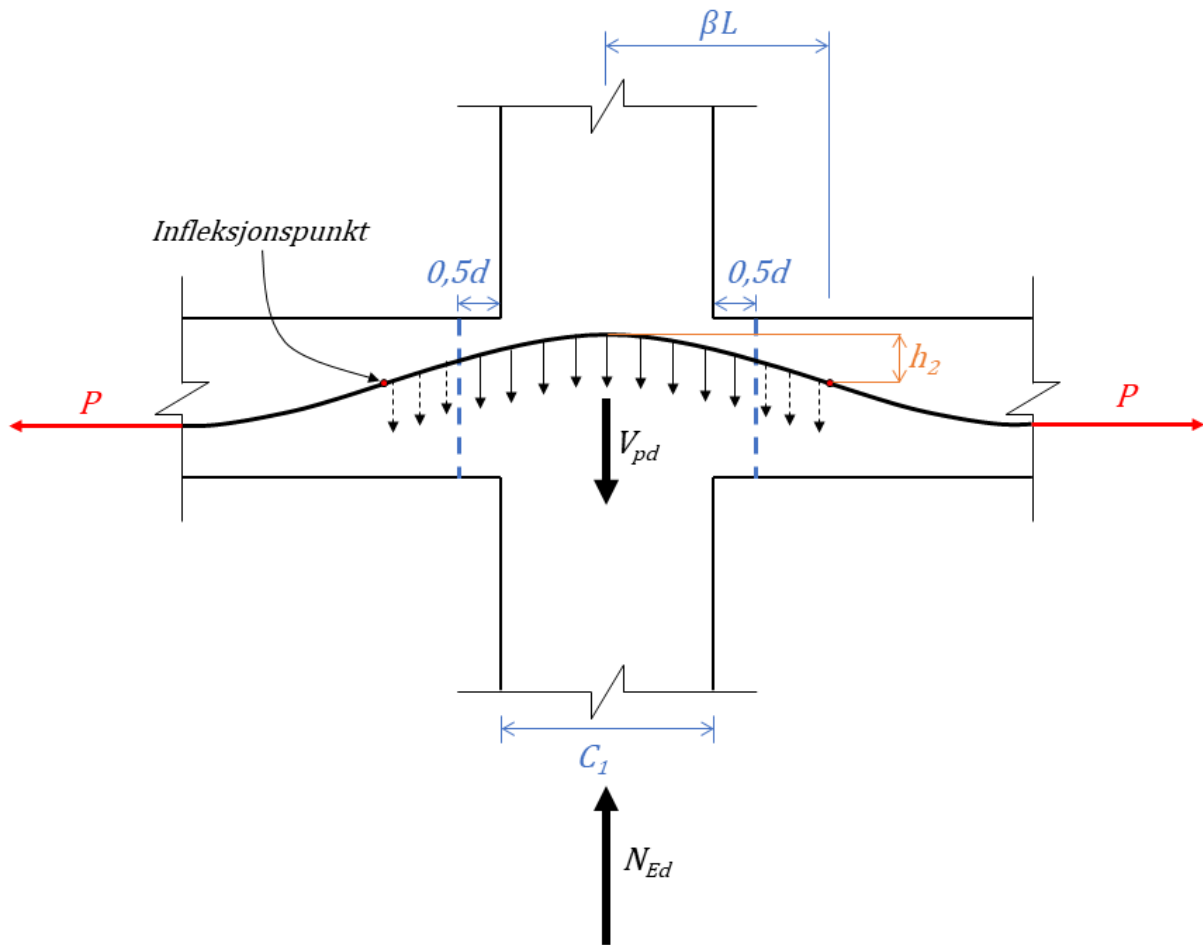
PSB er et eksempel på en ETA-godkjent (Europeisk Teknisk Godkjenning) gjennomlokkingsarmering. EC2 [4] punkt 6.4.5(5) angir at hvis det brukes spesialprodukter til skjærarmering bør den dimensjonerende skjærkapasiteten $v_{Rd,cs}$ bestemmes ved prøving i overensstemmelse med den relevante europeiske tekniske godkjenningen. For eksempelet med PSB leverer Peikko en egen teknisk veiledning, i tillegg til det aktuelle ETA-godkjenningsdokumentet, som grunnlag for dimensjonering.

3.7.11 Gjennomlokking i etteroppspent flatdekke

I etteroppspente flatdekker vil virkningen fra forspenningen kunne bidra til en økning av kapasiteten mot gjennomlokking. Den negative krumningen eller skråstillingen til spennkablene over søylene vil gi nedoverrettede krefter som vil virke over det kritiske kontrollsnittet. Dette vil redusere størrelsen på den dimensjonerende skjærkraften V_{Ed} som brukes for beregning av skjærspenningsfordelingen i kontrollsnittet [10].

EC2 [4] punkt 6.4.3(9) gir at det kan tas hensyn til den gunstige virkningen av den vertikale kraftkomponenten V_{pd} fra skråstilte spennkabler som krysser kontrollsnittet, der det er aktuelt. Collins og Mitchell [10] påpeker at små avvik fra den beregnede kabelprofilen vil kunne gi store forandringer på den vertikale kraftkomponenten V_{pd} , slik at bidraget fra spennkablene til skjærkraftkapasiteten må evalueres konservativt for å ta høyde for dette.

Dette blir tatt hensyn til ved at EC2 [4] punkt 9.4.3(2) gir krav om at det kun regnes med den vertikale kraftkomponenten av spennkabler som ligger innenfor en avstand $0,5d$ fra søylekanten. Figur 3.40 nedenfor viser hvordan krumningen på spennkabelen over søylen gir vertikale kraftkomponenter som til sammen gir et bidrag lik V_{pd} i det aktuelle kontrollsnittet begrenset av kravet i EC2.



Figur 3.40: Nedoverrettet kraft fra spennarmering over søyle innenfor gitt kontrollsnitt. Illustrert etter figur fra Collins og Mitchell [10].

Kan nå benytte ligning (3.18) fra tidligere, for å beregne den jevnt fordelte nedoverrettede kraften fra én spennkabel. Dette gir uttrykket for den fordelte nedoverrettede tverrkraften gitt ved ligning (3.93) nedenfor:

$$q_{pd} = \frac{8 \cdot P \cdot h_2}{(2 \cdot \beta \cdot L)^2} = \frac{2 \cdot P \cdot h_2}{(\beta \cdot L)^2} \quad (3.93)$$

Ved å multiplisere med lengden den virker over, som fra figur 3.40 blir $c_1 + d$, finnes så bidraget til $V_{pd,i}$ fra én enkelt spennkabel. Dette er gitt ved ligning (3.94) nedenfor:

$$V_{pd,i} = q_{pd,i} \cdot (c_1 + d) = \frac{2 \cdot P \cdot h_2}{(\beta \cdot L)^2} \cdot (c_1 + d) \quad (3.94)$$

Det totale bidraget V_{pd} over kontrollsnittet beregnes videre ved å summere bidraget fra alle spennkablene som krysser kontrollsnittet i sin lengderetning.

Når dimensjonerende skjærkraft skal beregnes må lastfaktoren $\gamma_P = 0,9$ multipliseres med V_{pd} , siden det er bidrag fra forspenningen som gir en gunstig virkning på konstruksjonen.

Dimensjonerende skjærkraft V_{Ed} , som brukes videre i beregning av skjærspenningsfordelingen langs kontrollsnittet, beregnes ved å trekke V_{pd} fra N_{Ed} som vist i ligning (3.95) nedenfor:

$$V_{Ed} = N_{Ed} - \gamma_P \cdot V_{pd} = N_{Ed} - 0,9 \cdot V_{pd} \quad (3.95)$$

Et annet bidrag fra forspenningen på skjærkraftkapasiteten kan belyses ved å se nærmere på ligning (3.86) og definisjonen av variabelen σ_{cp} . Denne er som nevnt en middelvei av normalspenninger som virker i y- og z-retning. Med spennkabler i begge retninger av et flatdekke, vil de bidra til normalspenninger som virker over kontrollsnittene rundt søylene. Kanstad [18] gir beskrivelse av hvordan dette bør behandles i beregninger av skjærkraftkapasiteten $v_{Rd,c}$, gitt i ligning (3.86).

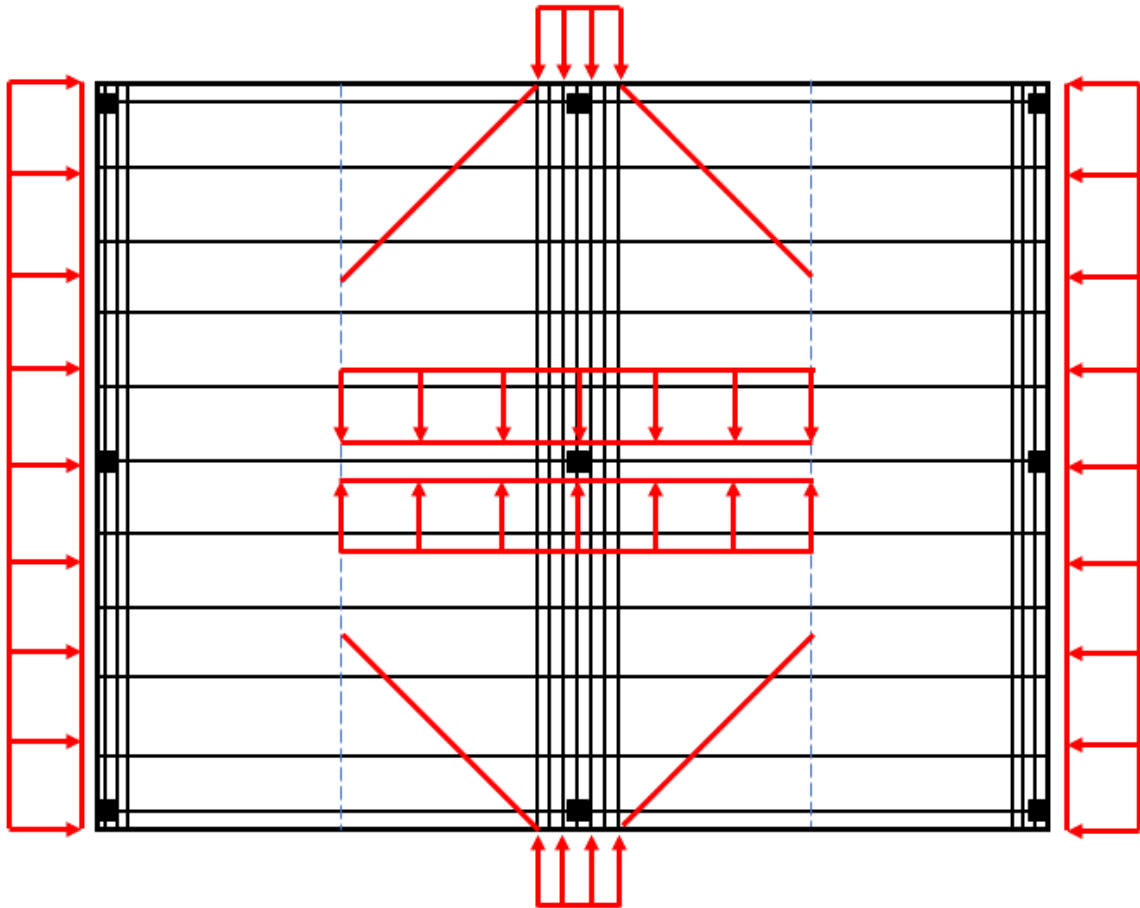
$N_{Ed,y}$ og $N_{Ed,z}$ som brukes for beregning av σ_{cy} og σ_{cz} , bestemmes på grunnlag av største spennkraft redusert for alle tap lik P'_0 . Denne må også her multipliseres med lastfaktoren $\gamma_P = 0,9$ siden forspenningen gir et gunstig bidrag til skjærkraftkapasiteten. Videre må spennkraften fra alle spennkabler i samme retning, over det aktuelle trykkarealet, summeres for å gi den totale kraften for hver retning. Dette kan oppsummeres i ligning (3.96) nedenfor:

$$N_{Ed,i} = (0,9 \cdot P'_0) \cdot \text{Antall spennkabler} \quad (3.96)$$

Normalspenning i hver retning gis så av ligning (3.97) nedenfor:

$$\sigma_{c,i} = \frac{N_{Ed,i}}{A_{c,i}} \quad (3.97)$$

Kanstad beskriver videre at trykkarealet $A_{c,i}$ for beregning av normalspenningen $\sigma_{c,i}$ avhenger av om kablene er fordelt eller konsentrerte i den aktuelle retningen. Ved fordelte kabler i hele bredden, kan den fulle bredden benyttes til beregning av trykkareal. Ved konsentrerte kabler regnes trykkarealet som arealet de konsentrerte kablene er fordelt over i forankringssonene ved aktiv og passiv ende. Videre kan det antas at trykkspenningen fordeler seg i 45° ut til hver side innover i dekket, til den når full feltbredde. Ved en innvendig søyle vil trykkarealet slik være lik feltbredden ganger tverrsnittshøyden. Figur 3.41 nedenfor viser disse prinsippene for bidraget til gjennomlokkingskapasiteten ved spenningsfordelingen fra konsentrerte og fordelte kabler i et flatdekke.



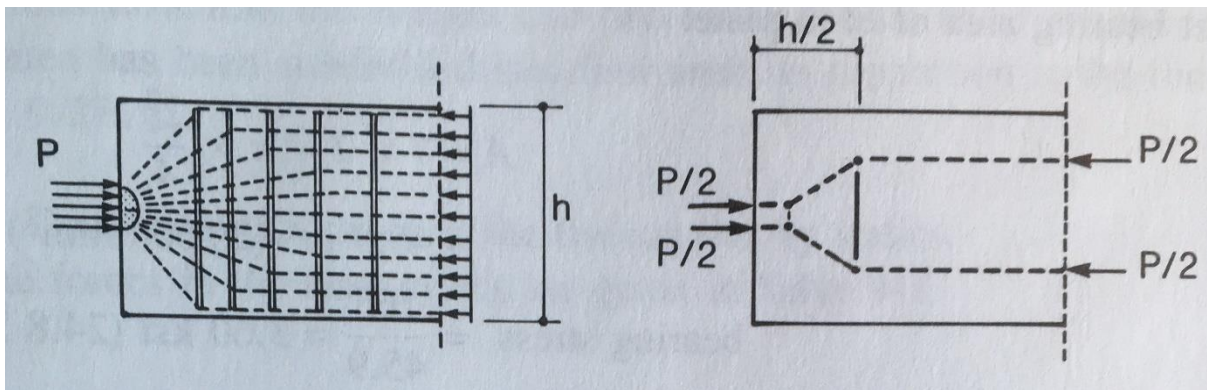
Figur 3.41: Prinsipp for bidrag fra konsentrerte og fordelt spennkabler til gjennomlokkingskapasiteten i et spennarmert flatdekke. Illustrert etter figur fra Kanstad [18].

3.7.12 Forankringssoner og D-områder

I begge ender av spennkablene, både ved aktiv og passiv forankring, vil det oppstå store trykkspenninger i betongen. Dette kommer fra at betongen påføres spennkraften som en konsentrert last gjennom hver av forankringsplatene. Collins og Mitchell [10] beskriver hva som skjer i en slik situasjon. Når betongen påføres store konsentrerte trykkrefter, oppstår det en kompleks spenningsfordeling rett innenfor lasten og et stykke innover i betongen, før det går over til en jevn spenningsfordeling i tverrsnittet. I området hvor den komplekse spenningsfordelingen er, vil det oppstå tverkkrefter på grunn av spredningen og de mange retningene som spenningene har. Strekkreftene på tvers er kritisk for et betongtverrsnitt på grunn av den lave strekkfastheten til betong. Derfor må tverrestrekkreftene og den nødvendige armeringen kunne beregnes for en slik situasjon.

Sørensen [7] benevner områder med komplekse spenningsfordelinger i betongkonstruksjoner, som diskontinuitetsområder, eller D-områder, og beskriver videre at dette er områder hvor elementær bjelketeori ikke lenger er gyldig. Krefter og spenninger i slike D-områder må dermed beregnes ved hjelp av andre metoder enn hva som er vanlig fra den elementære bjelketeorien. EC2 [4] punkt 5.6.4 åpner for å dimensjonere slike D-områder i bruddgrensetilstanden, ved hjelp av såkalte stavmodeller.

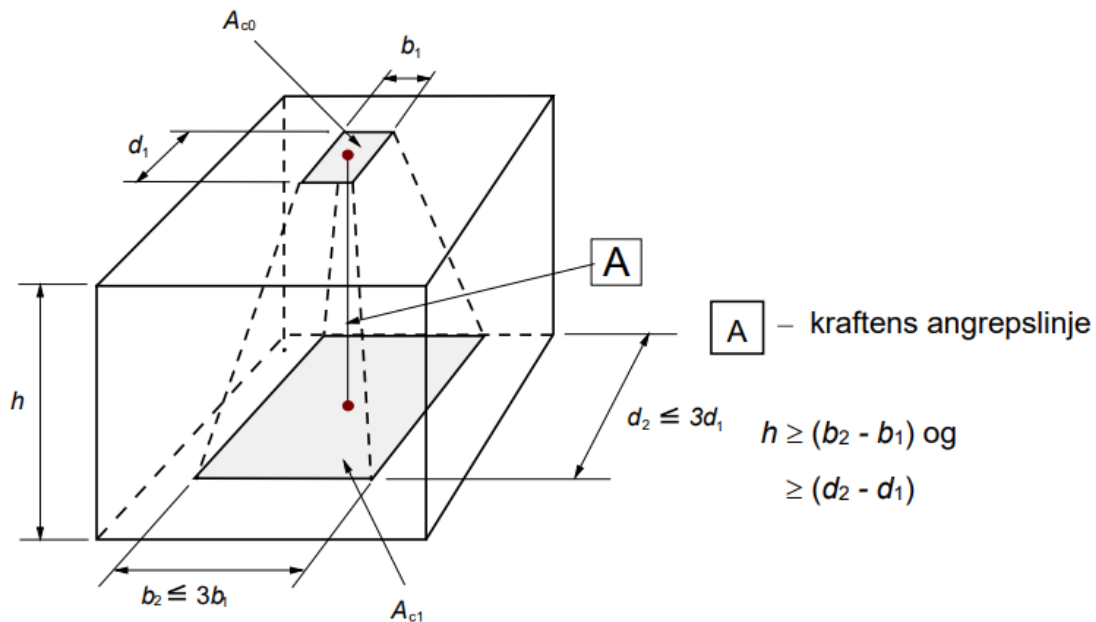
En stavmodell er en fagverksmodell bygget opp av trykkstaver i betong og strekkstaver med armering. Det er en forenklet modell av lastbæringen og beregnes ved å forlange likevekt med de påførte lastene i bruddgrensetilstand [7]. Collins og Mitchell [10] viser et eksempel på hvordan stavmodeller kan modelleres og brukes for å beregne kreftene i en forankringsone til en spennarmert betongbjelke. Dette er vist i figur 3.42 nedenfor, der de stiplede linjene representerer trykkstaver, mens de heltrukne linjene representerer strekkstaver.



Figur 3.42: Prinsipp for beregning med stavmodell for å finne tverrstrekk ved endeforankringer. Figur hentet fra Collins og Mitchell [10].

EC2 [4] punkt 5.6.4 gir at D-området kan antas å virke i en avstand lik tverrsnittshøyden h fra diskontinuiteten, og det kan dermed benyttes vanlig bjelketeori for å beregne krefter og spenninger fra dette punktet og innover i konstruksjonsdelen. Kapittel 6.5 i EC2 omhandler dimensjonering med stavmodeller, og gir detaljerte anvisninger for hvordan trykk- og strekkstaver og knutepunktene mellom dem skal beregnes. Det vil ikke bli vist metodene og teorien bak beregninger med stavmodeller i denne rapporten, og for nærmere detaljer henvises det til EC2. EC2 punkt 8.10.3 gir regler for beregning og dimensjonering av forankringssoner i etteroppspente konstruksjonsdeler. Der vises det til at reglene gitt i kapittel 6.5 i EC2 kan brukes for beregning av tverrstrekkrefter.

Selv om tverrstrekkrefter er viktige å ta hensyn til i en forankringsone, må det i tillegg kontrolleres at trykkreftene ikke blir så store at betongen vil knuses bak forankringsplatene, såkalt lokal knusning. Betongelementforeningen [20] beskriver at trykkspenningskapasiteten under konsentrerte laster kan være mye større enn den dimensjonerende verdien f_{cd} . Dette på grunn av den treksiale effekten som kommer av betongen som ligger rundt området som får trykkpåkjenning, i tillegg til eventuell armering som er innlagt mot tverrstrekkrefter. EC2 [4] punkt 6.7 angir hvordan trykkspenningskapasiteten under konsentrerte laster kan bestemmes. Figur 3.43 nedenfor er hentet fra EC2 og viser beregningsmodellen som brukes til dette.



Figur 3.43: Prinsipp for beregning av trykkapasitet for partielt belastet flate ved konsentrert last. Figur hentet fra EC2 [4].

Trykkapasiteten for en jevnt fordelt last på lastflaten A_{c0} kan bestemmes i henhold til EC2 [4] fra uttrykket gitt i ligning (3.98) nedenfor:

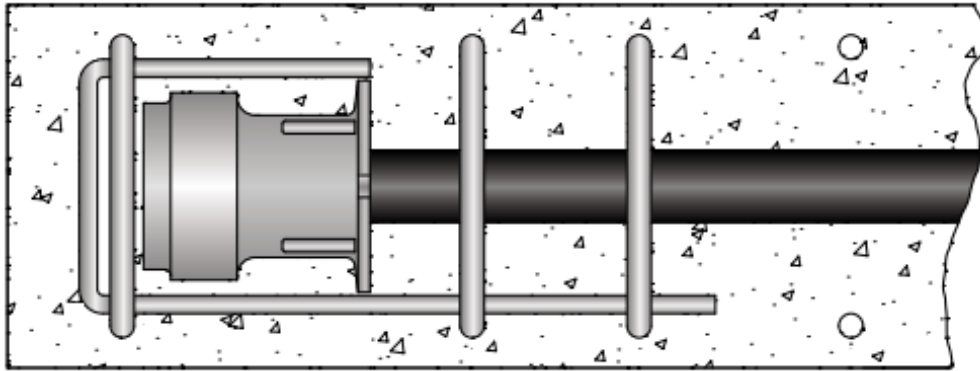
$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (3.98)$$

A_{c0} er belastningsflaten

A_{c1} er største beregningsmessige lastfordelingsflate med tilsvarende form som A_{c0}

f_{cd} er dimensjonerende trykkfasthet for betong gitt i ligning (3.1)

Dette viser at den treaksiale effekten fra omgivende betong kan gi trykkapasitet opp mot 3 ganger den dimensjonerende trykkfastheten. Når det i tillegg tas med eventuell armering mot tverrstrekkrefter, vil dette gi enda høyere trykkapasitet. Collins og Mitchell [10] viser til at de fleste armeringssystemer for etteroppspanning, leveres med ferdig montert spiral- eller bøylearmering bak forankringsplatene. Dette for å ta opp tverrstrekkrefter, i tillegg til å gi tilstrekkelig trykkapasitet mot lokal knusning. Et eksempel på en slik løsning er vist i figur 3.44 nedenfor, som er hentet fra KB Spenneteknikk AS [8].



Figur 3.44: Illustrasjon av spiral- og bøylearmering for forankringsplate på en uinjisert spennkabel. Figur hentet fra KB Spenneteknikk AS [8].

Den europeiske tekniske godkjenningen til et spennarmeringssystem er et viktig dokument som gir mange krav fra leverandørene for at systemet skal gi tilstrekkelig kapasitet. I forhold til kapasitet i forankringssoner finnes det ofte i disse dokumentene krav til plassering av forankringsplater i betongtverrsnittet, innbyrdes avstand mellom forankringsplater og eventuell tilleggsarmering.

EC2 [4] punkt 5.10.2.2 viser også til at lokal knusning bak spennankre for etteroppspente kabler bør forhindres i overensstemmelse med den aktuelle europeiske tekniske godkjenningen. Et viktig krav som stilles fra leverandørene av spennarmering, er krav til minste trykkfasthet i betongen før oppspenning kan utføres. Dette er også presisert i samme punkt i EC2 som nevnt ovenfor. Det å følge anvisninger i den europeiske tekniske godkjenningen til et spennarmeringssystem, er dermed en viktig forutsetning for å kunne oppnå tilstrekkelig kapasitet i forankringssonene.

3.8 Bruksgrensetilstand

Dimensjonering av et etteroppspent flatdekke innebærer, i tillegg til beregninger i bruddgrensetilstand, også kontroller som gjennomføres for bruksgrensetilstanden. Her er spenningsbegrensing, nedbøyning og risskontroll de viktigste kontrollene som bør gjennomføres.

3.8.1 Spenningsberegninger

Sørensen [7] beskriver at det for bruksgrensetilstand skilles mellom to ulike stadier ved beregning av spenninger i et betongtverrsnitt:

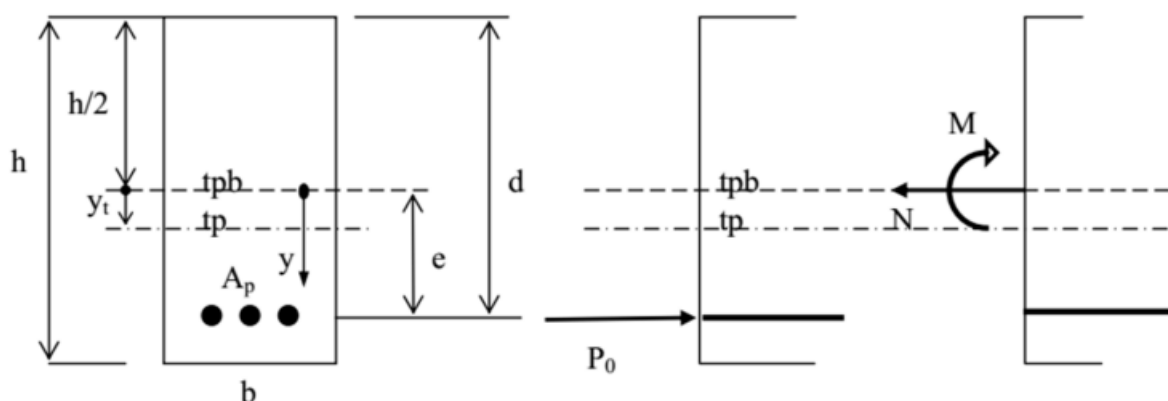
Stadium I: Uopprikket tverrsnitt

Stadium II: Opprikket tverrsnitt

EC2 [4] punkt 7.1(2) angir at betongtverrsnitt forutsettes uopprisset hvis bøyestrekkspenningen ikke overskrider $f_{ct,eff}$. Denne verdien kan settes lik f_{ctm} hvis beregningen av minimumsarmering er basert på samme verdi. Minimumsarmering for bjelker og plater beregnes ved hjelp av f_{ctm} etter regler gitt i EC2 kapittel 9. Opprissingen av betongtverrsnittet i et flatdekke vil dermed kunne sies å inntreffe hvis strekkspenningene i betongen overstiger verdien for midlere strekkfasthet f_{ctm} .

3.8.2 Beregning stadium I

For spenningsberegninger i stadium I benyttes en metode beskrevet i læreboken til Sørensen [7]. Det antas at bøyemoment og aksialkraft på det spennarmerte betongtverrsnittet virker i tyngdepunktsaksen for det rene betongtverrsnittet, tpb . For å beregne spenningene må beliggenheten til tyngdepunktsaksen for det armerte tverrsnittet bestemmes. Denne angis tp . Armeringstverrsnittet uttrykkes som et ekvivalent betongtverrsnitt, og til sammen utgjør armeringen og betongen da et transformert tverrsnitt. Figur 3.45 nedenfor viser den beskrevne situasjonen.



Figur 3.45: Betongtverrsnitt påkjent av moment og aksialkraft fra spennarmering i stadium I. Figur hentet fra Sørensen [7].

Det transformerte tverrsnittet er gitt ved ligning (3.99) nedenfor:

$$A_t = A_c + (\eta - 1)A_p \quad (3.99)$$

A_c er betongarealet

A_p er arealet av spennarmeringen

$\eta = \frac{E_p}{E_{cm}}$, der E_p og E_{cm} er E-moduler for henholdsvis spennarmering og betong

Beliggenheten til det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse er gitt ved avstanden y_t , som beregnes som vist i ligning (3.100) nedenfor:

$$y_t = \frac{(\eta - 1)A_P \cdot e}{A_t} \quad (3.100)$$

e er lik spennarmeringens eksentrisitet som vist i figuren ovenfor

Arealtreghetsmomentet om tverrsnittets tyngdepunktsakse, I_t , er gitt i ligning (3.101) nedenfor:

$$I_t = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot y_t^2 + (\eta - 1)A_P \cdot (e - y_t)^2 \quad (3.101)$$

Ved å anta trykk som negativt og strekk positivt blir aksialkraft og moment fra spennarmeringen, i betongtverrsnittets tyngdepunktsakse tpb :

$$N = -P_0$$

$$M = -P_0 \cdot e$$

Der P_0 er oppspenningskraften i spennarmeringen. Det vil si største spennkraft P_{max} redusert for alle korttidstap slik som låsetap, friksjon og elastisk deformasjon.

Dette gir så aksialkraft og moment i det transformerte tverrsnittets tyngdepunktsakse tp :

$$N = -P_0$$

$$M_t = M - N \cdot y_t = -P_0 \cdot (e - y_t)$$

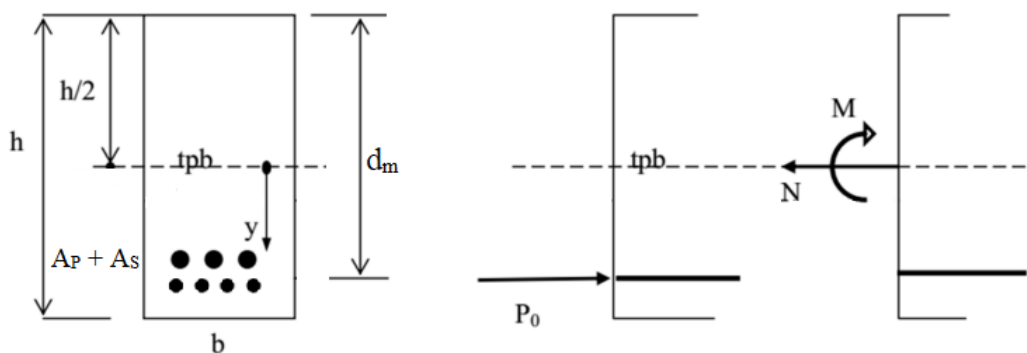
Med y definert positiv nedover som vist på figuren, kan spenningen i betongen σ_c uttrykkes som vist i ligning (3.102) nedenfor:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot (y - y_t) \\ \Rightarrow \sigma_c &= -\frac{P_0}{A_t} - \frac{P_0 \cdot (e - y_t) \cdot (y - y_t)}{I_t} \end{aligned} \quad (3.102)$$

Ved beregning av spenninger vil positive verdier markere strekkspenninger og negative verdier markere trykkspenninger.

Som nevnt i forbindelse med beregning av kryp og langtids E-modul vil det ved spenningsberegninger der langtidsvirkninger skal tas med, være hensiktsmessig å benytte en midlere E-modul som tar hensyn til alle kort- og langtidslaste. E_{middel} beregnes etter ligning (3.57) og benyttes dermed i stedet for E_{cm} i beregningen av η for bruk i ligning (3.99) og så videre i de andre beregningene.

Kanstad [18] gir at for tverrsnitt med både slakk- og spennarmering kan en forenklet metode benyttes ved håndregning av spenninger i stadium I. For et uopprisset tverrsnitt vil armeringen gi et veldig lite bidrag til tverrsnittsegenskapene, og en kan dermed anta mindre enn 10% feil ved å utelate slakk- og spennarmering fra beregningene. Det regnes dermed kun med et rent betongtverrsnitt. Figur 3.46 nedenfor viser denne situasjonen.



Figur 3.46: Betongtverrsnitt påkjent av moment og aksialkraft fra spennarmering i stadium I. Forenklet beregning av spenninger. Figur hentet fra Kanstad [18].

Arealtreghetsmomentet beregnes som vist i ligning (3.103) nedenfor:

$$I_c = \frac{bh^3}{12} \quad (3.103)$$

Videre kan spenningene beregnes med utgangspunkt fra det rene betongtverrsnittets tyngdepunktsakse som vist i en forenklet versjon av ligning (3.102). y defineres også her positivt nedover, og spenningene kan beregnes som vist i ligning (3.104) nedenfor:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_c} + \frac{M}{I} \cdot y \Rightarrow \sigma_c = -\frac{P_0}{A_c} + \frac{M}{I_c} \cdot y \quad (3.104)$$

M er her lik momentet fra ytre last pluss totalt forspenningsmoment i det aktuelle snittet:

$$M = M_{ytre\ last} + (-M_P)$$

3.8.3 Beregning stadium II

I et betongtverrsnitt i stadium II, utsatt for kun bøyemoment vil bøyestivheten være uavhengig av størrelsen på momentet. For et spennarmert tverrsnitt der det er kombinert moment og aksialkraft, vil bøyestivheten til tverrsnittet endre seg med størrelsen på momentet. Dette gir en ikke-lineær sammenheng mellom momentet og krumningen i tverrsnittet, og medfører kompliserte beregninger for å kunne finne spenningene i tverrsnittet.

Sørensen [7] beskriver en metode for å finne spenningene i et tverrsnitt i stadium II der det blant annet kreves å løse en 3.gradsligning for å finne trykksonehøyden. Metoden anses å være for omfattende til å gå inn på i denne rapporten, og det henvises derfor til boka til Sørensen for ytterligere detaljer rundt spenningsberegning for opprisset tverrsnitt påkjent av moment og aksialkraft.

3.8.4 Spenningsbegrensning

I EC2 [4] punkt 7.2(1) gis det et generelt krav til at trykkspenningen i betongen skal begrenses for å unngå riss i lengderetningen, mikroriss eller store krypdeformasjoner på betongkonstruksjonen. For å motvirke riss i lengderetningen gir EC2 punkt 5.10.2.2(5) krav om at betongens trykkspenning ved oppspenning skal begrenses til følgende:

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

$f_{ck}(t)$ er karakteristisk trykkfasthet for betongen på tidspunkt t når forspenningskraften påføres. Denne verdien kan beregnes ved hjelp av formler gitt i EC punkt 3.1.2.

Videre angis det i samme bestemmelse at hvis trykkspenningen overskrider $0,45 \cdot f_{ck}(t)$ på permanent basis, bør det tas hensyn til krypets ikke-linearitet. Dette kan i så fall hensyntas ved hjelp av formel gitt i EC2 punkt 3.1.4(4).

EC2 punkt 7.2(5) gir krav til største middelvei på spenningen i spennkablene. Denne skal ifølge EC2 punkt NA.7.2(5) ikke overstige følgende krav:

$$\sigma_{P,middel} \leq 0,75 \cdot f_{pk}$$

f_{pk} er karakteristisk strekkfasthet til spennarmeringen

3.8.5 Nedbøyning

Ved dimensjonering av et flatdekke som skal fungere som etasjeskiller og gulv i en bygning er nedbøyningskontroll viktig. EC2 [4] punkt 7.4.1(1) gir at en konstruksjonsdel eller konstruksjon ikke skal ha så stor deformasjon at dens funksjon eller utseende blir påvirket på en ugunstig måte. Et generelt krav til nedbøyning settes i EC2 punkt 7.4.1(4). Der angis det at beregnet nedbøyning δ for en plate, bjelke eller utkrager i lastkombinasjonen for tilnærmet permanente laster, ikke skal overskride følgende:

$$\delta \leq \frac{\text{Spennvidde, } L}{250}$$

Sørensen [7] gir at ved håndberegninger av nedbøyning over lang tid på en betongkonstruksjon er det vanlig å benytte en langtids E-modul, korrigert for kryp, samt å betrakte betongtverrsnittet som opprisset. N.B. [1] viser en forenklet metode for beregning av nedbøyninger av et flatdekke ved å betrakte fiktive bjelkestriper i begge retninger for å finne nedbøyning midt i et felt.

Det presiseres imidlertid i publikasjonen til N.B. at dette kun er en tilnærmet metode, som ikke tar hensyn til ulike rissdannelser som vil skje i betongen ved lastpåkjenning over tid, og heller ikke forandringene i momentfordeling og dekkektivhet som følge av rissdannelsene. Metoden er likevel fullt brukbar for å kunne beregne et anslag for nedbøyning av et flatdekke over lang tid. Siden denne rapporten senere vil beskrive bruk av et elementprogram til dimensjonering av et etteroppspent flatdekke, vil nedbøyninger bli beregnet i programmet og ikke ved hjelp av håndberegninger.

3.8.6 Risskontroll

Et generelt krav til opprissing settes i EC2 [4] punkt 7.3.1(1), hvor det fastslås at opprissing skal begrenses slik at ikke konstruksjonsdelens egentlige funksjon eller bestandighet skades eller konstruksjonen får et uakseptabelt utseende. EC2 punkt 7.3.1(5) gir at den beregningsmessige rissvidden w_k skal begrenses innenfor visse grenseverdier w_{max} ut fra hensyn til konstruksjonstype og planlagt funksjon.

Tabell NA.7.1N i det nasjonale tillegget gir de gjeldende grenseverdier for tillatte maksimale rissvidder i Norge. I denne tabellen skilles det mellom konstruksjoner som har spennarmering med eller uten heft, samt hvilken eksponeringsklasse som er satt til den aktuelle konstruksjonen. Beregning av rissvidder er forklart under kapittel 7.3.4 i EC2. Som for nedbøyninger nevnt ovenfor, vil det også her bli benyttet elementprogram for å beregne dannelsen og størrelse på riss i det etteroppspente flatdekket som blir beskrevet senere i rapporten. Metoder for håndberegning av rissvidder vil dermed ikke bli nærmere forklart her.

3.9 Armering og armeringsregler

EC2 [4] kapittel 8 gir generelle regler for slakk- og spennarmering i betongkonstruksjoner. Her gis det krav til blant annet minste avstand mellom armeringsstenger inne i betongtverrsnittet, slik at støping og komprimering av betongen skal kunne utføres på en god måte. I tillegg gis det en rekke krav og regler omkring heft, forankring og skjøting av slakkarmering i betongkonstruksjoner. Dette er krav som er viktige å ta hensyn til ved detaljprosjektering av armering. Siden hovedtemaet for denne rapporten er spennarmerte flatdekker, vil det ikke bli gått nærmere inn på krav og beregninger for slakkarmering behandlet i EC2 kapittel 8

3.9.1 Minimumsarmering

EC2 [4] kapittel 9.3 gir generelle konstruksjons- og armeringsregler for betongplater. EC2 punkt 9.3.1.1(1) gir krav til minste armeringsmengde i platens hovedretning lik uttrykket fra EC2 punkt NA.9.2.1.1(1). Dette uttrykket for minimumsarmering er gjengitt i ligning (3.105) nedenfor:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \geq 0,0013 \cdot b \cdot d \quad (3.105)$$

f_{ctm} er midlere strekkfasthet for betong gitt i EC2 Tabell 3.1

f_{yk} er karakteristisk flytespenning for vanlig armeringsstål. (vanligvis 500 N/mm²)

b er definert som midlere bredde av strekksonen i tverrsnittet. For platetverrsnitt kan denne bredden settes lik 1 meter og vil dermed gi ut en verdi for minimumsarmering per meter platebredde.

d er effektiv tverrsnittshøyde. For en plate med armering i begge retninger kan en midlere verdi benyttes, lik d_{eff} gitt fra ligning (3.75).

EC2 punkt NA.9.3.1.1(3) gir i tillegg at senteravstanden mellom armeringsstengene i en betongplate ikke skal overskride visse avstander.

Største senteravstand mellom armeringsstenger settes lik:

$$s_{max,slab} = 3h \leq 400 \text{ mm} \quad \text{for hovedarmering}$$

$$s_{max,slab} = 3,5h \leq 450 \text{ mm} \quad \text{for fordelingsarmering (gjelder énveis-plater)}$$

I områder med konsentrerte laster og største moment (felt- og støttemoment i et flatdekke), settes største senteravstand mellom armeringsstenger lik:

$$s_{max,slab} = 2h \leq 250 \text{ mm} \quad \text{for hovedarmering}$$

$$s_{max,slab} = 3h \leq 400 \text{ mm} \quad \text{for fordelingsarmering (gjelder énveis-plater)}$$

EC2 [4] punkt 9.1(3) gir at regler for minimumsarmering i en betongkonstruksjon er utarbeidet med tanke på å oppnå en duktil konstruksjonsoppførsel, samt å fordele rissdannelsen i betongen, slik at det helst blir mange små riss i stedet for noen få og store. Store rissvidder kan øke faren for korrosjon av armeringen inne i betongtverrsnittet betraktelig.

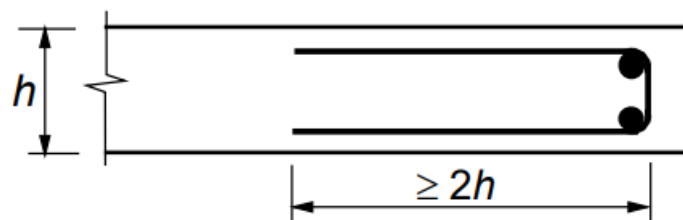
3.9.2 Armeringsregler for flatdekker

EC2 [4] kapittel 9.4 gir egne regler omkring armering av flatdekker. Blant annet gir EC2 punkt 9.4.1(2) at for innvendige søyler i et flatdekke, skal 0,5 ganger armeringsmengden A_t legges innenfor en bredde lik 0,125 ganger spennvidden til hver side for søylen. A_t er her definert som det armeringsarealet som er nødvendig for å oppta hele det negative momentet over bredden av de to platehalvdelen til hver side for søylen.

I tillegg gis det krav til at det ved innvendige søyler skal legges inn en underkantarmring bestående av minst 2 stenger i hver retning av flatdekket. Disse armeringsstengene bør gå gjennom søylen.

Videre gis det egne krav til skjærarmring ved konsentrerte laster under punkt 9.4.3 i EC2. Disse er allerede nevnt i forbindelse med gjennomlokkingsberegninger ovenfor.

Generelt for alle typer betongplater gir EC2 punkt 9.3.1.4 krav til armering ved frie kanter, det vil si kanter som ikke er understøttet. En figur i EC2 viser hvordan armering bør legges ved slike frie kanter. Denne er gjengitt i figur 3.47 nedenfor. Som regel kan den innlagte lengdearmeringen også fungere som kantarmring, i tillegg til innlagte bøyler som vist på figuren nedenfor.



Figur 3.47: Prinsipp for kantarmring ved frie dekkekanter. Figur hentet fra EC2 [4].

3.9.3 Eksponeringsklasser og overdekning

Som nevnt ovenfor er det nødvendig å motvirke korrosjon på armeringsstålet som ligger inne i betongen, slik at det oppnås en betongkonstruksjon med god bestandighet. EC2 [4] stiller flere krav til betongkonstruksjoner slik at bestandighet og levetid blir ivaretatt. Krav til rissvidder som er nevnt ovenfor, er et eksempel på krav som stilles med tanke på å motvirke korrosjon på armeringsstålet. Et annet sentralt krav er minste overdekning på armeringsstålet inne i betongkonstruksjonen. Overdekning er avstanden fra armeringen og ut til den ytre flaten på betongen. En liten overdekning øker faren for korrosjon på grunn av ytre miljøpåvirkninger på konstruksjonen.

For å ivareta at bygninger og andre betongkonstruksjoner utsettes for ulike ytre påvirkninger, deler EC2 [4] miljøpåvirkninger inn i forskjellige eksponeringsklasser. Tabell 4.1 i EC2 gir 6 forskjellige eksponeringsklasser. Tabell NA.4.1 i det norske nasjonale tillegget inneholder to ekstra klasser i forhold til den ordinære tabellen, for å ivareta hardere miljøpåvirkninger. Dette er spesielt med tanke på gjødselkjellere og andre konstruksjoner utsatt for særlig aggressivt miljø.

Betongoverdekning er gitt i EC2 punkt 4.4.1.1(2) som nominell overdekning, C_{nom} . Verdien for C_{nom} er gitt i ligning (3.106) nedenfor:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad (3.106)$$

ΔC_{dev} er et tillegg for å ta hensyn til eventuelle avvik under utleggingen av armering på byggeplass. Verdien for ΔC_{dev} er gitt i EC2 punkt NA.4.4.1.3(1) og settes lik 10 mm.

C_{min} er minste overdekning og gis fra formel under EC2 punkt 4.4.1.2(2). Denne er gjengitt i ligning (3.107) nedenfor:

$$C_{min} = \max\{C_{min,b} ; C_{min,dur} ; 10 \text{ mm}\} \quad (3.107)$$

$C_{min,b}$ er minste overdekning i forhold til heft. Verdien er gitt i EC2 Tabell NA.4.2

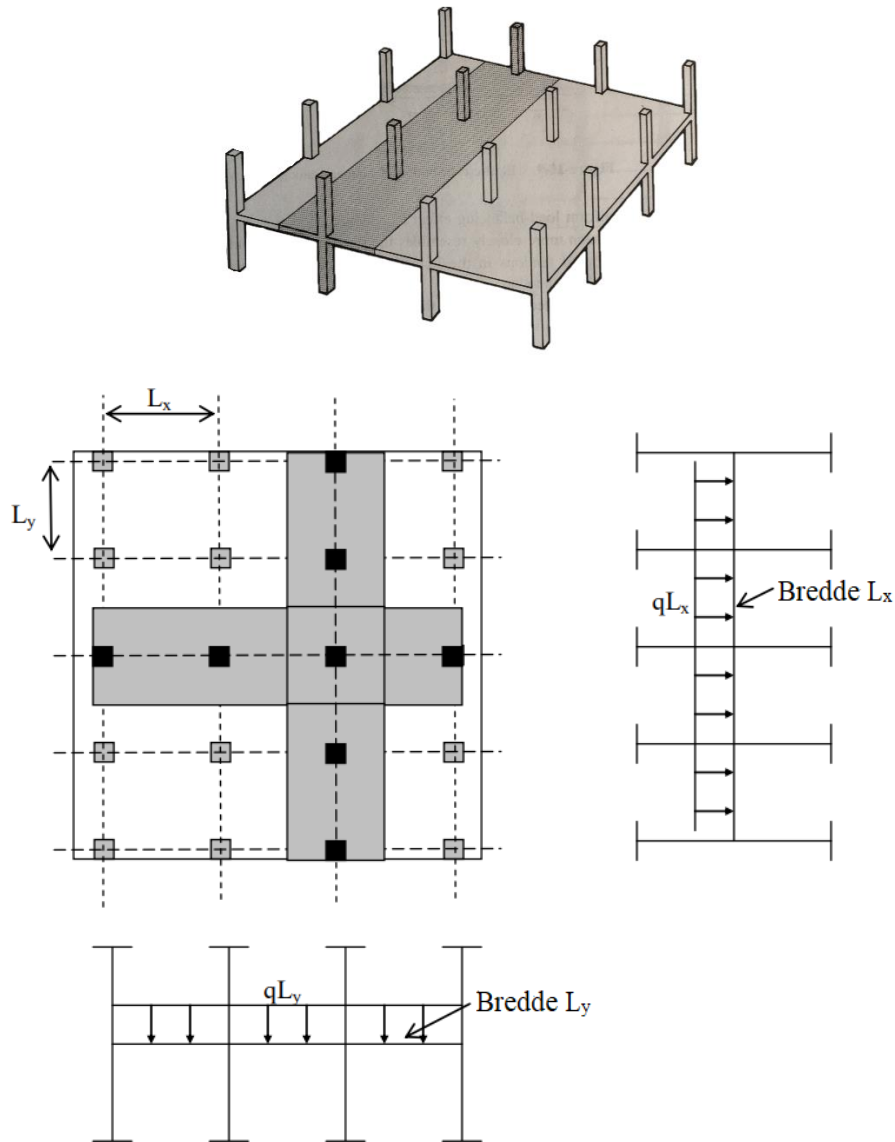
$C_{min,dur}$ er minste overdekning av hensyn til bestandighet av armeringsstål. Verdien er gitt i EC2 Tabell NA.4.4N og baserer seg på eksponeringsklassene fra EC2 Tabell 4.1 og NA.4.1, samt dimensjonerende levetid for konstruksjonen.

Sørensen [7] beskriver at uinjisert spennarmering er beskyttet mot korrosjon, så lenge spenntauene ligger i fettfylte plastrør. For slike armeringssystem vil endeforankringene være et kritisk punkt med tanke på å forhindre korrosjon i spennstålet.

3.10 Flatdekker og ekvivalent rammemetode

EC2 [4] Tillegg I gir egne bestemmelser for beregning av flatdekker spesielt. Under punkt I.1.1(2) gis det at flatdekker bør beregnes av anerkjente beregningsmetoder, som for eksempel bjelkeristmodell, flytelinjemodell, elementmetode eller ekvivalent rammemetode. For arbeidet med denne rapporten er de to sistnevnte aktuelle. Elementmetoden vil bli brukt ved en analyse av et flatdekke i et elementprogram. Sørensen [7] beskriver at ekvivalent rammemetode er den vanligste beregningsmetoden som benyttes for å bestemme lastvirkninger i et flatdekke ved håndregning.

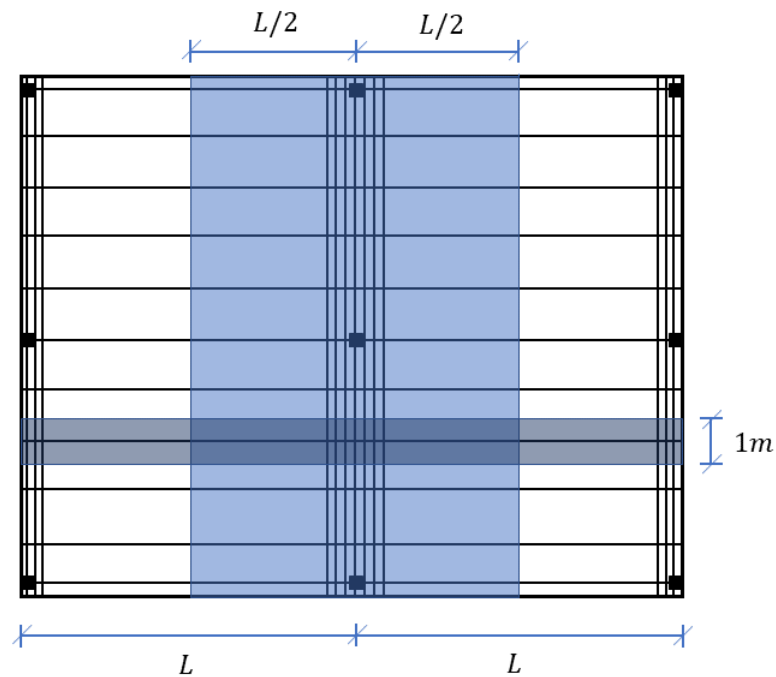
Metoden går ut på å dele det tredimensjonale flatdekket inn i todimensjonale rammer for hver retning av dekket. Disse ekvivalente rammene gis en platebredde lik spennvidden på tvers av rammens lengderetning. Figur 3.48 nedenfor viser prinsippet for denne inndelingen i ekvivalente rammer. Øverst i figuren vises en slik ramme markert med sin beregningsmessige bredde i et tredimensjonalt flatdekke. I figuren vises også hvordan søylene over og under flatdekket er tatt med for å illustrere et dekke som ligger i et fleretasjes bygg.



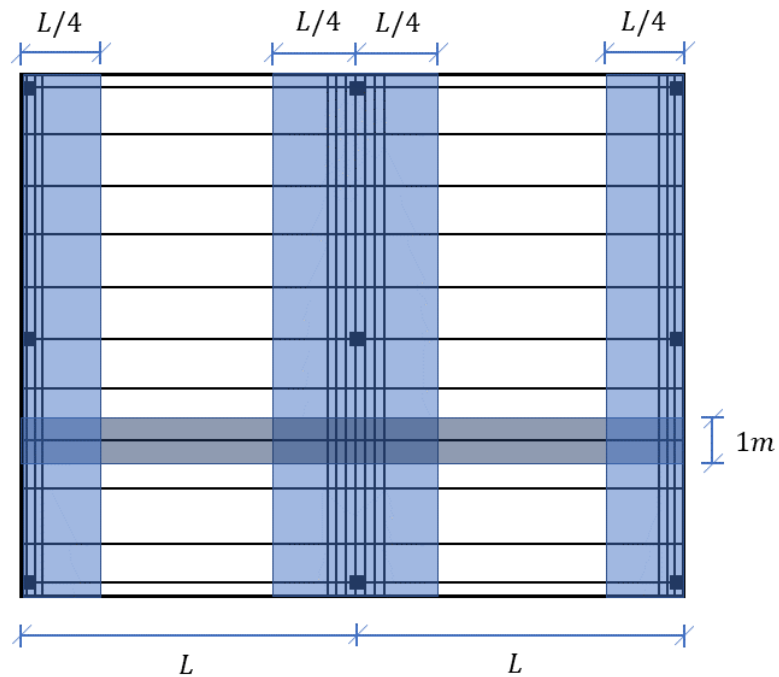
Figur 3.48: Prinsipp for ekvivalent rammemetode for flatdekker. Figurer hentet fra Sørensen [7] og Collins og Mitchell [10].

Kanstad [18] beskriver hvordan en ekvivalent rammemetode kan brukes for å beregne lastvirkninger i et etteroppspent flatdekke som har konsentrerte spennkabler i en retning og fordelte kabler i den andre. Dette er en nyttig metode ved håndregning av momentkapasitet for et etteroppspent flatdekke. Langs retningen til de konsentrerte spennkablene betraktes

det en fiktiv bjelke med lastbredde lik halve spennvidden til hver side for søylene. Trykksonebredden blir satt til en fjerdedel av spennvidden til hver side. I den andre retningen, langs de fordelte kablene, betraktes dette som en én-veis plate og dermed settes både lastbredde og trykksonebredde lik 1 m. Figur 3.49 nedenfor viser lastbredde og trykksonebredde ved konsentrerte og fordelte kabler.



Figur 3.49 a): Lastbredde for konsentrerte og fordelte spennkabler i flatdekke. Illustrert etter figur fra Kanstad [18].



Figur 3.49 b): Trykksonebredde for konsentrerte og fordelte spennkabler i flatdekke. Illustrert etter figur fra Kanstad [18].

3.11 FEM-Design

FEM-Design er et avansert elementprogram for konstruksjonsanalyse og 3D-modellering og baserer seg på elementmetoden. Elementmetoden er kort forklart en numerisk beregningsmetode som benyttes for å løse matematiske problem som beskrives av differensialligninger, og konstruksjonsberegninger er et eksempel på dette. For konstruksjonsberegninger går elementmetoden ut på å modellere og dele en konstruksjon inn i et endelig antall elementer, for så å finne de ukjente forskyvningene for hvert element. Fra forskyvningene bestemmes så tøyninger, spenninger og krefter i konstruksjonen [21].

FEM-Design utvikles og leveres fra StruSoft AB, som er et svensk selskap med flere års erfaring innen utvikling av forskjellige beregningsprogram og 3D-modellverktøy for byggebransjen. FEM-Design er et program som lar brukeren lage en komplett 3D-modell av en konstruksjon, for så å kjøre en elementanalyse av den modellerte konstruksjonen. Fra analyseresultatene kan så brukeren utføre dimensjonering av konstruksjonen i flere forskjellige materialer som betong, stål, tre og murverk. Alle beregninger inne i programmet utføres i henhold til gjeldende Eurokoder, med de aktuelle nasjonale tilleggene. FEM-Design kan brukes til analyser av alt fra en enkel bjelke til en stor og kompleks konstruksjon med mange tusen elementer [22].

FEM-Design gir også muligheter for modellering og beregning av etteroppspente kabler i spennarmerte betongkonstruksjoner, og er dermed svært aktuelt for arbeidet med denne bacheloroppgaven. En annen grunn for å bruke programmet i denne oppgaven er at det benyttes i stor grad av konsultantselskapet Norconsult, slik at det er et program som ekstern veileder er godt kjent med å bruke. Dette er en fordel ved behov for teknisk hjelp underveis i arbeidet. Studenten har i løpet av arbeidet med oppgaven lært seg noe av programmets funksjoner på egenhånd. I tillegg har studenten deltatt på kurs i regi av Norconsult for å lære grunnleggende modellering og analyse i FEM-Design. For å kunne få tilgang til programmet er det blitt gitt studentlisens fra StruSoft AB direkte. Versjonen av programmet brukt til bacheloroppgaven er FEM-Design 21 Student-versjon. Denne versjonen har akkurat samme funksjonalitet som den ordinære versjonen, men med noen få begrensninger i forhold til kommersiell bruk.

4 Dimensjoneringsgrunnlag

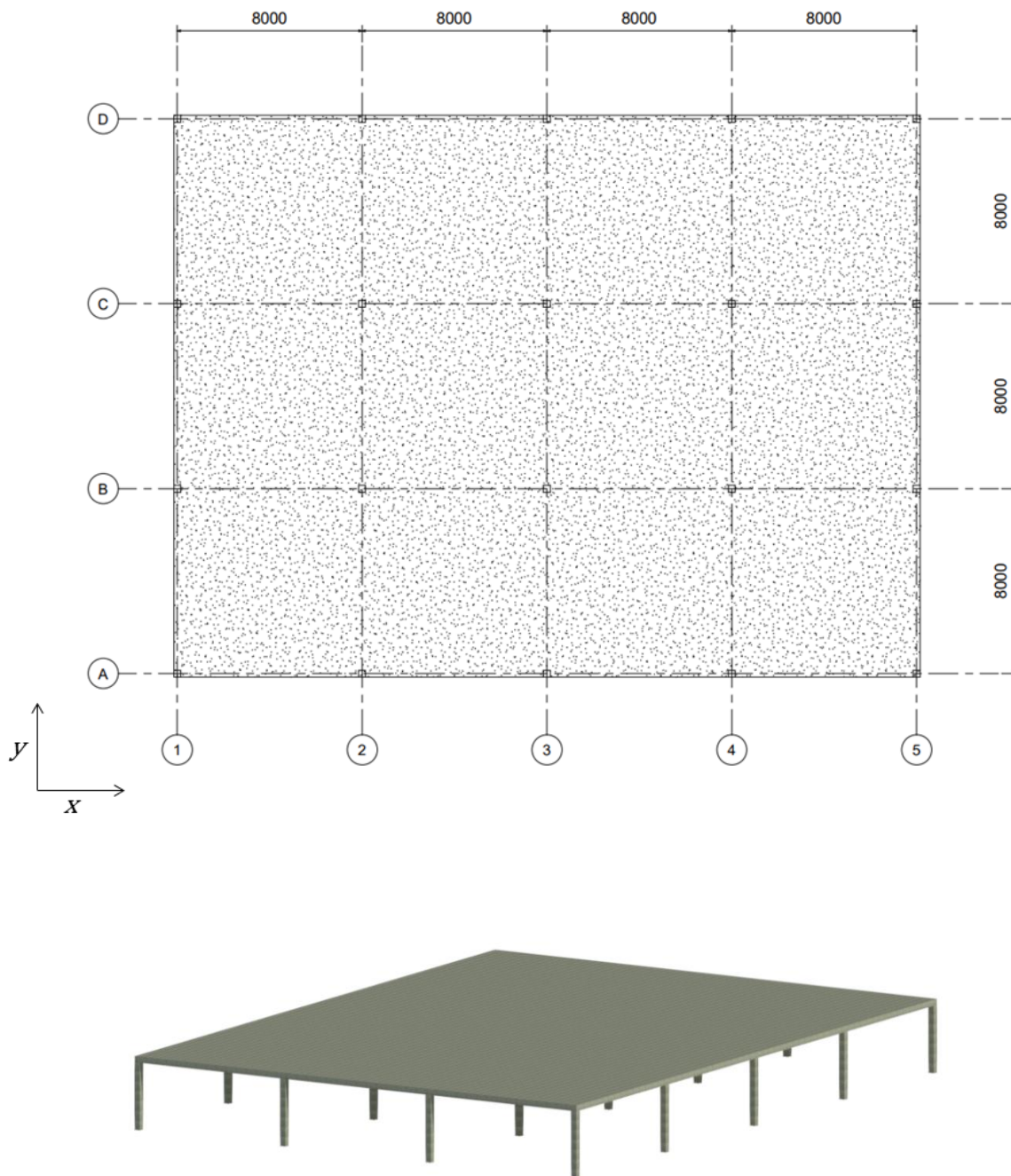
Med utgangspunkt i innledende teori, beregningsmetoder og regelverk skal det gjennomføres en dimensjonering av et etteroppspent flatdekke bygd opp med uinjiserte spennkabler i kombinasjon med slakkarmering. Dette utføres ved hjelp av elementprogrammet FEM-Design. Til slutt skal kapasitet i noen enkelte snitt av konstruksjonen verifiseres ved håndberegninger.

Rammene for dimensjoneringsoppgaven settes til å kun omhandle dimensjonering og kontroll av selve betongplaten. Det blir dermed ikke foretatt dimensjonering eller kontroll av kapasitet til søylene under dekket. Som påpekt i innledningen er det heller ikke et mål med oppgaven å foreta en optimalisering av et etteroppspent flatdekke.

4.1 Flatdekke/Modell

Utgangspunktet for dimensjoneringsoppgaven som beskrives i denne rapporten er en flatdekkekonstruksjon over én etasje. Det utarbeides en enkel 3D-modell av et flatdekke i kombinasjon med søyler i underkant. Selv om det er kun dekket som skal dimensjoneres er det valgt å ta med søyler i etasjen under. Dette for at det kan utføres en helhetlig dimensjonering for gjennomlokkingsbrudd med riktige søyletverrsnitt som utgangspunkt. Høyden på søylene er egentlig uvesentlig for denne oppgaven, men er gitt en høyde på 3 meter for visualiseringen sin del.

Størrelsen på flatdekket er tenkt å kunne gjenspeile et dekke som kunne vært bygd i virkeligheten. Det tenkes at flatdekket representerer et dekke som inngår i bæresystemet til et kontor- og/eller næringsbygg, og i samråd med veileder er det valgt størrelse og spennvidder ut fra denne antagelsen. Størrelsen på dekket er satt til å ha en grunnflate på 32 x 24 m, der spennviddene er satt til 8 m i begge retninger. For å holde god oversikt over ulike felt og søyler i flatdekket, er modellen bygd opp på bakgrunn av et aksesystem med rutenett i 8 x 8 m inndeling. Hver søyle får dermed en plassering i sitt eget aksekryss. Figur 4.1 nedenfor viser plan og 3D-visualisering av det aktuelle flatdekket. Det vil senere kunne bli referert til aksene fra plantegningen øverst i figur 4.1. Eksempelvis betyr da "søyle B3" søylen i aksekrysset mellom akse B og akse 3.



Figur 4.1: Plan og 3D-modell av flatdekket som skal dimensjoneres.

Platetykkelse settes lik 250 mm. Ved spennvidde 8 m gir dette et spennvidde/platetykkelse-forhold lik 32. Dette er godt innenfor anbefalingene gitt av KB Spenneteknikk [8] og representerer dermed en større platetykkelse enn gitt av anbefalingene. I samråd med veileder velges denne tykkelsen for å ha et greit spillerom i forhold til plassbehov for slakk- og spennarmering. Søylene er valgt til å være kvadratiske søyler med sidekanter 300x300 mm. Dette antas å være en typisk søyledimensjon brukt i en flatdekkekonstruksjon lik den som skal dimensjoneres i denne oppgaven.

4.2 Materialparametere

Her beskrives en del materialparametere som er nødvendige å inneha før dimensjonering av det aktuelle flatdekket skal utføres. Beregning av dimensjonerende materialparametere er vist i *Vedlegg C – Beregninger dimensjoneringsgrunnlag*.

4.2.1 Betong

Betongen som tenkes brukt til det aktuelle flatdekket er valgt til å være av kvalitet B45. I samråd med ekstern veileder er denne fasthetsklassen valgt for å gjenspeile en typisk fasthetsklasse som brukes i spennarmerte betongkonstruksjoner. EC2 [4] Tabell 3.1 gir relevante verdier for materialparametere til B45 betong, og disse er listet opp i tabell 4.1 nedenfor. For beregning av kryptall og svinntøyninger for betongen antas sementklasse N.

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet
Karakteristisk trykkfasthet	f_{ck}	45	N/mm ²
Midlere trykkfasthet	f_{cm}	53	N/mm ²
Karakteristisk strekkfasthet, 5%-fraktil	$f_{ctk,0.05}$	2,7	N/mm ²
Midlere strekkfasthet	f_{ctm}	3,8	N/mm ²
Elastisitetsmodul	E	36 000	N/mm ²
Trykkbruddtøyning	ϵ_{cu}	3,5	Promille

Tabell 4.1: Materialparametere for B45 betong. MERK! Alle verdier gjelder ved 28-døgn herding.

På bakgrunn av verdiene i tabell 4.1 over blir dimensjonerende verdier for trykk- og strekkfasthet som opplistet i tabell 4.2 nedenfor.

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	25,5	N/mm ²
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{ctd}	1,5	N/mm ²

Tabell 4.2: Dimensjonerende fastheter for B45 betong.

4.2.2 Spennarmering

Spennarmeringen som skal brukes er av typen *BBR VT Cona CMM Single 0,62" – Y1860S7*. Dette er et spenntausystem for bruk i etteroppspente betongkonstruksjoner, som leveres i Norge av firmaet KB Spenneteknikk AS [23]. Verdier for materialparametere til systemet er hentet i en brosjyre for det aktuelle spennsystemet fra Spenneteknikk sine nettsider [8], samt fra den tilhørende europeiske tekniske godkjenningen [24], heretter omtalt som ETA. Tabell 4.3 oppsummerer de mest relevante verdiene.

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1860	N/mm ²
Karakteristisk strekkfasthet ved 0,1%	$f_{p0,1k}$	1640	N/mm ²
Elastisitetsmodul	E	196 000 (195 000)	N/mm ²
Diameter spenntau	D_P	15,7	mm
Areal spenntau	A_P	150	mm ²
Ytre diameter plastrør	D_{ytre}	20	mm
Relaksasjonsklasse		2	
Relaksasjonstap ved 1000 timer og $0,7 f_{pk}$	ρ_{1000}	0,97 (2,5)	%
Friksjonskoeffisient	μ	0,05	rad ⁻¹
Utsiktet vinkelendring	k	0,01	rad/m
Låseglidning ved forankring	$\Delta_{lås}$	4	mm
Vekt	m	1,37	kg/m

Tabell 4.3: Materialparametere for BBR VT Cona CMM Single-system spennarmering.

Ferdig definerte spennkabler ligger inne i FEM-Design for bruk i modellering. Imidlertid var det ikke mulig å definere egne verdier for parameterne E-modul og relaksasjonstap i studentversjonen av programmet. Dermed er det verdiene inne i parentesene som ligger til grunn for beregningene av spennkrefter og spennkrafttap som gjøres videre i FEM-Design.

Dimensjonerende strekkfasthet gitt fra ligning (3.4): $f_{pd} = 1426 \text{ N/mm}^2$

Største spennkraft gitt fra ligning (3.41): $P_{max} = 221,4 \text{ kN}$

Største tillatte initielle oppspenningskraft gitt fra ligning (3.43): $P_{m0} = 209,1 \text{ kN}$

4.2.3 Slakkarmering

Til slakkarmering benyttes B 500 NC armeringsstål, som har en karakteristisk flytespenning lik 500 N/mm².

Dette gir dimensjonerende flytespenning lik:

$$f_{yd} = 434 \text{ N/mm}^2$$

4.3 Laster

For enkelhets skyld begrenses antall laster som tenkes påført flatdekket. De aktuelle lastene for situasjonen beskrevet i denne rapporten er egenlast av betongdekket, variabel nyttelast for kontorbygg og forspenningskraften fra spennarmeringen. Beregning av karakteristiske laster og lastkombinasjoner i brudd- og bruksgrensetilstand er vist i *Vedlegg C – Beregninger dimensjoneringsgrunnlag*.

4.3.1 Egenlast

EC1 [3] Tillegg A, Tabell A.1 gir tyngdetetthet for armert betong lik:

$$\gamma_{\text{Betong}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Med valgt platetykkelse gir dette en karakteristisk egenlast for betong lik:

$$g_k = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

4.3.2 Nyttelast

Ved å anta at flatdekket representerer en bygningsdel i et kontorbygg, faller dekket inn under **brukskategori B** gitt i EC1 Tabell NA 6.1. Dette gir en bestemt verdi for jevnt fordelt nyttelast i et kontorbygg.

EC1 Tabell NA.6.2 gir følgende verdi for karakteristisk nyttelast på gulv i kontorbygg, brukskategori B:

$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Kombinasjonsfaktorene ψ for nyttelast i de forskjellige lastkombinasjonene finnes i EC0 [2] Tabell NA.A1.1 for kontorbygg i **brukskategori B**. Disse er gjengitt i tabellen nedenfor:

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0,7	0,5	0,3

Tabell 4.4: Kombinasjonsfaktorer for kontorbygg i brukskategori B.

4.3.3 Spennkraft som ytre last

For det etteroppspente flatdekket som beskrives i denne rapporten settes spennkraften på som en ytre last. Ved beregning i bruddgrensetilstand benyttes største spennkraft redusert for alle beregnede kort- og langtidstap som dimensjonerende verdi for spennkraften. Denne benevnes P'_0 her.

$$P'_0 = P_{max} - \Delta P_{tap,korttid} - \Delta P_{tap,langtid}$$

For kontroll av oppspenning i bruksgrensetilstand vil denne verdien settes lik største spennkraft redusert kun for beregnede korttidstap. Denne benevnes P_0 her.

$$P_0 = P_{max} - \Delta P_{tap,korttid}$$

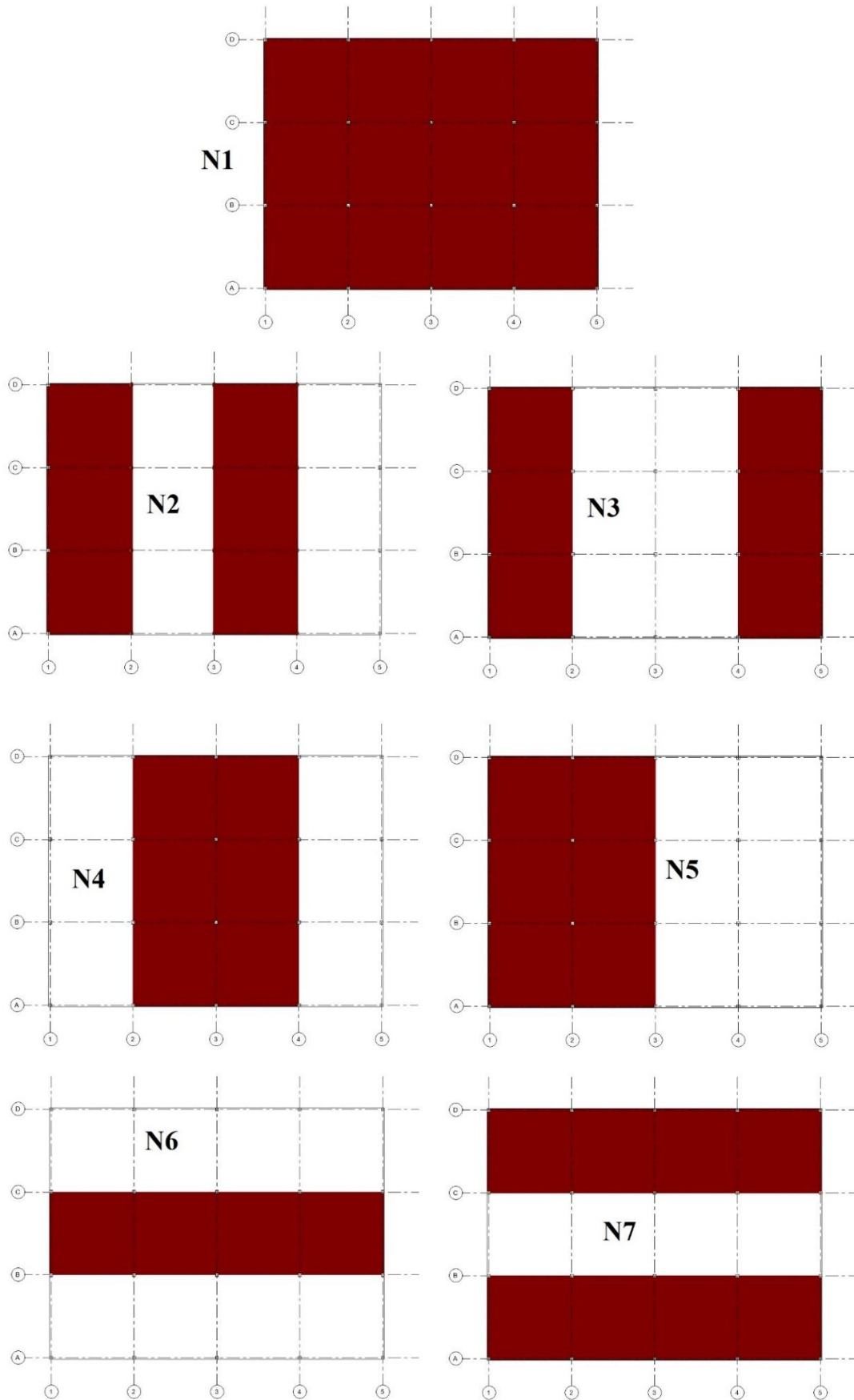
Lastfaktoren γ_P som multipliseres med spennkraften i lastkombinasjonene i bruddgrensetilstand, er tidligere beskrevet til å settes lik enten 0,9 eller 1,1, ut fra om spennkraften virker gunstig eller ugunstig på konstruksjonen. Det er imidlertid besluttet å sette γ_P lik 1,0 for dimensjoneringsoppgaven i denne rapporten. Dette er gjort i samråd med veileder og er kun ment for å redusere antall lastkombinasjoner som sjekkes i den statiske analysen. Dette for å få en bedre oversikt over resultatene som gis i FEM-Design. Konsekvensen av det er at for dimensjonerende lastvirkninger i bruddgrensetilstand, vil de gunstige lastvirkningene fra forspenningsmomentet bli forsterket med 10 %, mens de ugunstige lastvirkningene vil bli redusert med 10 %.

4.3.4 Lastkombinasjoner

For bruddgrensetilstand blir lastkombinasjonene gitt fra ligning (3.6a) og (3.6b) ovenfor. Ved å sette inn verdiene av de karakteristiske lastene, lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer blir de aktuelle lastkombinasjonene i bruddgrense da lik følgende:

$$\Rightarrow E_d = \max \begin{cases} 1,35G_k + 1,0P + 1,05Q_k = 8,4 \text{ kN/m}^2 + P'_0 \text{ kN} + 3,15 \text{ kN/m}^2 \\ 1,2G_k + 1,0P + 1,5Q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2 + P'_0 \text{ kN} + 4,5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Egenlasten til betongdekket legges automatisk inn i FEM-Design for alle modellerte konstruksjonselementer. For første tilfelle av nyttelast blir den påført over hele dekket, mens det i tillegg legges inn 6 forskjellige kombinasjoner av feltvis plassering av nyttelasten. Slik skal største positive og negative moment kunne bli generert i bruddgrensetilstanden. Figur 4.2 nedenfor viser de forskjellige tilfellene N1-N7 av nyttelastens plassering på flatdekket i bruddgrensetilstand.



Figur 4.2: Ulike kombinasjoner av feltvis nyttelastplassering på flatdekket.

I bruksgrensetilstand blir kombinasjonen tilnærmet permanent last benyttet for kontroll av nedbøyninger og rissvidder, siden EC2 [4] kapittel 7 anbefaler at denne lastkombinasjonen bør brukes både for nedbøyningsberegninger over lang tid, i tillegg til rissviddekontroll.

Ved å sette inn for karakteristiske laster og kombinasjonsfaktor ψ_2 inn i ligning (3.8), blir tilnærmet permanent last i bruksgrense lik følgende:

$$E_d = G_k + P + 0,3Q_k = \mathbf{6,25 \text{ kN/m}^2} + P'_0 \text{ kN} + \mathbf{0,9 \text{ kN/m}^2}$$

For denne lastkombinasjonen blir den tilnærmet permanente delen av nyttelasten påført jevnt fordelt over hele flatdekket. Dette gjøres for å holde antall lastkombinasjoner nede. Det anses også som realistisk med tanke på nedbøyninger over lang tid, at en viss andel permanent last vil virke over hele dekkearealet gjennom flatdekket sin levetid.

For kontroll av betongspenninger i oppspenningstilstanden benyttes en karakteristisk lastkombinasjon bestående kun av egenlast og lasten fra den umiddelbare påførte spennkraften etter oppspenning. Denne gis også fra ligning (3.8), men da uten nyttelast slik som vist nedenfor.

$$E_d = G_k + P = \mathbf{6,25 \text{ kN/m}^2} + P_0 \text{ kN}$$

4.4 Armering

For å kunne finne en fornuftig profil og geometri på spennkablene i flatdekket, må det først avklares en grunnarmering bestående av slakkarmering og tilhørende overdekningskrav. Det planlegges for en grunnarmering av flatdekket både i over- og underkant. Denne bestemmes fra krav til minimumsarmering. For å bestemme overdekning må det først antas en mulig stangdiameter på slakkarmeringen som skal brukes i tillegg til minimumsarmeringen, slik som over søylene. Dette kan måtte justeres underveis i dimensjoneringsprosessen, men første anslag er å benytte $\varnothing 25$ mm armeringsstenger til supplerende slakkarmering. Beregninger er vist i *Vedlegg C – Beregninger dimensjoneringsgrunnlag*.

4.4.1 Overdekning

Flatdekket skal fungere som etasjeskiller i et kontorbygg. Fra EC2 [4] Tabell 4.1 gir dette eksponeringsklasse XC1, som gjelder for betong i et tørt miljø, slik som inne i bygninger med lav luftfuktighet.

For å bestemme armeringsoverdekningen settes levetiden til bygget lik 50 år. Dette anses som å være en fornuftig antakelse for levetid til et kontorbygg.

Overdekningen blir bestemt av blant annet stangdiameteren, som i dette tilfellet er satt til største diameter lik 25 mm. Beregninger er vist i *Vedlegg C – Beregninger dimensjoneringsgrunnlag*. Ved bruk av ligning (3.104) og (3.105) gir dette en nominell overdekning lik:

$$C_{nom} = 35 \text{ mm}$$

4.4.2 Minimumsarmering

Beregninger av minimumsarmering er vist i *Vedlegg C – Beregninger dimensjoneringsgrunnlag*. Ved å anta $\varnothing 25$ mm slakkarmering i begge retninger i over- og underkant, med en nominell overdekning lik 35 mm, gir ligning (3.103) minste armeringsmengde lik:

$$A_{s,min} = 378 \text{ mm}^2 / m$$

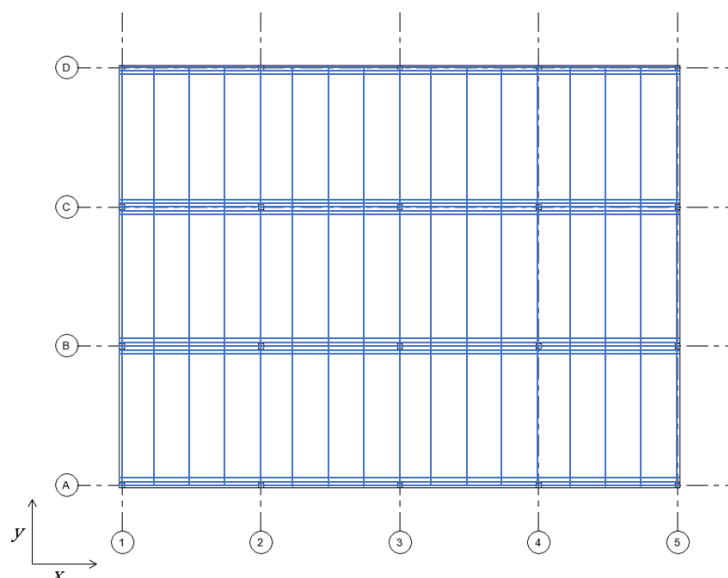
Velger $\varnothing 16$ mm armeringsstenger med senteravstand 400 mm. Dette gir minimumsarmering lik:

$$A_{s,min} = 503 \text{ mm}^2 / m$$

Det er valgt å benytte $\varnothing 16$ mm armering slik at minimumsarmering oppnås med en senteravstand på 400 mm. Dette for å ha bedre plass til ytterligere slakkarmering i områder som over søyler og i underkant av felt.

4.4.3 Spennkabelfordeling

Flatdekket blir spennarmert med en kombinasjon av konsentrerte og fordelte kabler som vist tidligere for Tilfelle IV i figur 2.7. I plan blir de konsentrerte spennkablene plassert langs søylestripene i x-retning, mens de fordelte kablene vil bli lagt i y-retning. De fordelte kablene legges over de konsentrerte kablene. Figur 4.3 nedenfor viser en illustrasjon over den planlagte spennkabelfordelingen i flatdekket.



Figur 4.3: Illustrasjon av planlagt spennkabelfordeling i flatdekket.

4.4.4 Spennarmeringsprofil

Maksimal eksentrisitet på spennarmeringsprofilene blir styrt av platetykkelsen i tillegg til dimensjonene og overdekningen på slakkarmeringen. Eksentrisitet over søylene for de konsentrerte kablene må også justeres ned lik ytre diameter til de fordelte kablene som går over. Utgangspunkt for dimensjonering er antatt slakkarmering i form av $\varnothing 25$ mm stenger, og overdekning lik 35 mm.

Vedlegg C – Beregninger dimensjoneringsgrunnlag viser hvordan eksentrisitetene for de konsentrerte og de fordelte spennkablene blir bestemt ut fra valgt dimensjon på slakkarmering og overdekning. Utgangspunktet for beregningen er at de fordelte spennkablene legges helt oppunder første lag slakkarmering i overkant over søylene, mens de føres helt ned til overkant av nederste lag slakkarmering ute i feltene. De konsentrerte spennkablene legges under de fordelte. De blir dermed lagt oppunder begge lag slakkarmering i overkant. Nede i felt vil de ligge over begge lag med slakkarmering.

Ved platetykkelse 250 mm og den antatte slakkarmeringen og overdekningen, blir maksimale eksentrisiteter for de konsentrerte og fordelte spennkablene lik følgende:

$$e_{konsentrert}^{OK} = e_{konsentrert}^{UK} = 30 \text{ mm}$$

$$e_{fordelt}^{OK} = e_{fordelt}^{UK} = 55 \text{ mm}$$

4.4.5 Antall spennkabler

I samråd med veileder settes et krav til maksimal nedbøyning i en gitt lastkombinasjon som utgangspunkt for å bestemme antall spennkabler. For dette tilfellet settes nedbøyningskravet likt det som er beskrevet i EC2 [4] punkt 7.4.1(4) og gjengitt tidligere i rapporten.

$$\delta \leq \frac{\text{Spennvidde, } L}{250}$$

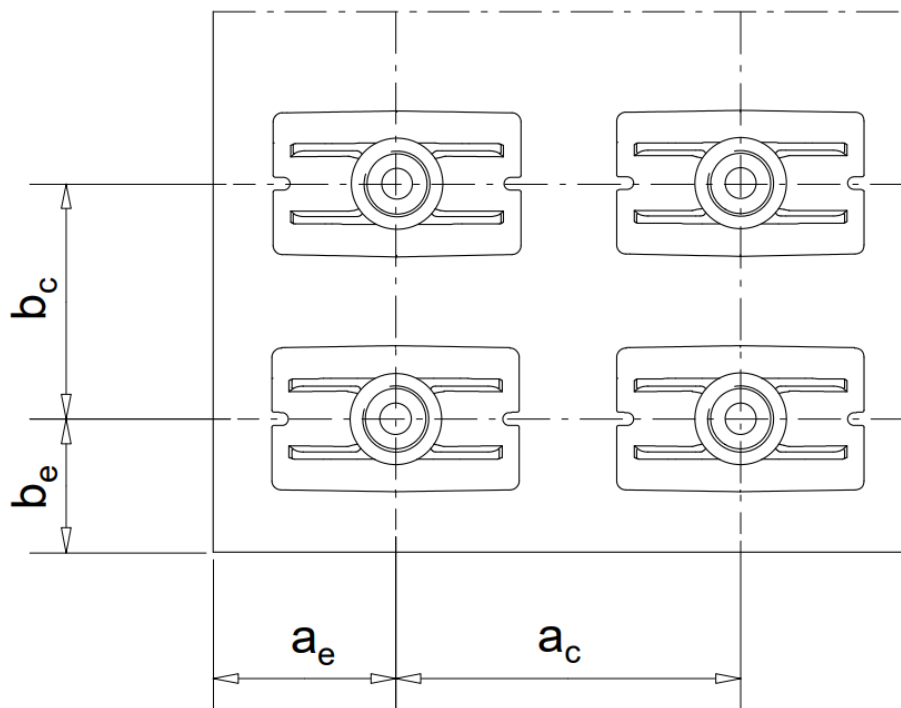
I motsetning til vanlig nedbøyningskontroll for tilnærmet permanente laster over lang tid, sjekkes det her i stedet mot en egen lastkombinasjon, der karakteristisk egenlast og full karakteristisk nyttelast i alle felt er lagt på flatdekket. Dette er kun et valg gjort for dette eksempelet, uten at det er grunnlagt fra bestemte prosedyrer. Spennkraften som legges inn som forspenningslast for denne kontrollen er spennkraft redusert for kun korttidstap. Det vil siden bli gjennomført en vanlig nedbøyningskontroll for lang tid der alle langtidsvirkninger som kryp- og svinn blir medregnet.

Kantavstander og innbyrdes avstand mellom de konsentrerte spennkablene fastsettes ut fra ETA til spennarmeringssystemet [24]. Figur 4.4 nedenfor er hentet fra den aktuelle ETA og viser hvordan parameterne for avstander er gitt. Parameterne a_e og a_c er gitt ved følgende verdier:

$$a_e = 78 + C_{nom} = 78 + 35 = 113 \text{ mm} \approx 115 \text{ mm}$$

$$a_c = 175 \text{ mm}$$

For flatdekket i dette tilfellet legges spennkablene og de tilhørende forankringsplatene i endene i bare ett lag eller én høyde. Kravet til b_e er gitt lik minst 80 mm fra ETA. Dette er dermed innfridd ved platetykkelse lik 250 mm og forankringsplater i ett lag..



Figur 4.4: Kantavstander og innbyrdes avstand mellom forankringsplater til spennkablene. Figur hentet fra aktuell ETA for spennarmeringssystemet [24].

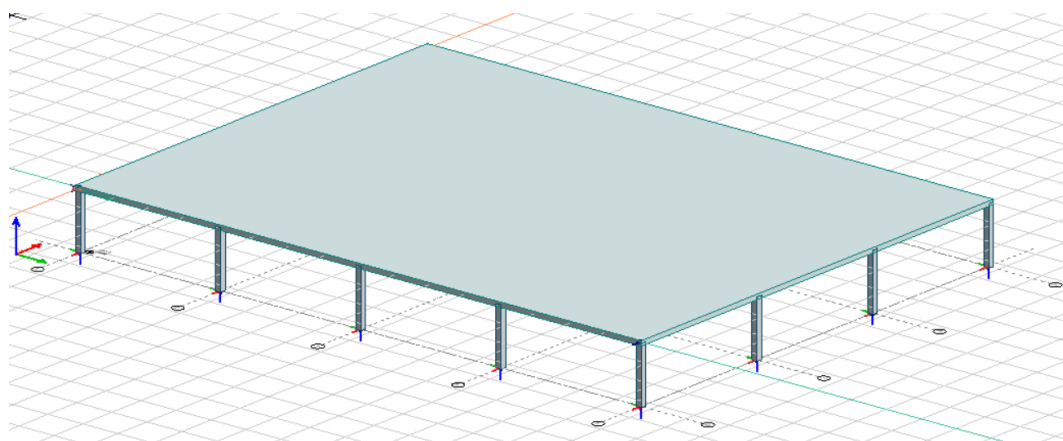
4.4.6 Tidspunkt for oppspenning

Krav til minste karakteristiske trykkfasthet på betongen før oppspenning kan skje er gitt fra leverandøren av spennarmeringssystemet, KB Spenneteknikk AS [8]. Minimum karakteristisk trykkfasthet skal være større eller lik 25 N/mm^2 ved tidspunkt for oppspenning. Formlene for trykkfasthet før 28 døgn gitt i EC2 [4] punkt 3.1.2 blir benyttet for å finne når en B45 betong oppnår den påkrevde fastheten. Ved en rask iterasjon blir det funnet at B45 betong oppnår en trykkfasthet på 25 N/mm^2 etter ca. 4 dager. Tidspunkt for påføring av spennkraft blir dermed satt til $t_0 = 4 \text{ døgn}$. Dette vil bli benyttet videre for beregning av blant annet kryptall.

5 Dimensjoneringsprosess og resultater

5.1 Modellering og elementnett

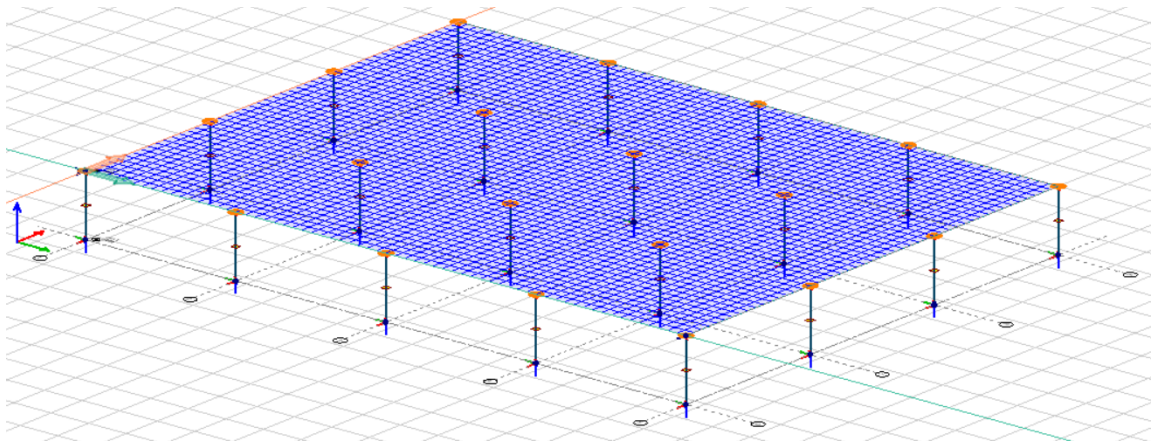
Modellen av flatdekket er bygget opp med de planlagte dimensjonene i FEM-Design. Alle søyler er leddet i både bunn og topp, slik at det ikke overføres momenter fra dekket til søylene. For avstivning av flatdekket er det satt på 3 faste punktvis opplager på modellen. 2 stykk i hjørne A1 (x- og y-retning) og 1 stykk i hjørne A5 (y-retning). Disse gir samme avstivende virkning som for eksempel skjærvegger eller vindkryss av stål, og det antas for dette tilfellet at sideveis stabilitet dermed ikke avhenger av rammevirkning mellom dekket og søylene. Figur 5.1 nedenfor viser 3D-modell av flatdekket i FEM-Design.



Figur 5.1: Ferdig modellert flatdekke i FEM-Design.

Når modellen er etablert settes lastene på, slik som beskrevet tidligere i rapporten og som vist på figur 4.2 ovenfor. FEM-Design gjennomfører automatisk generering av lastkombinasjoner som følger samme metode som gitt i ligningene (3.5-3.8). Lastkombinasjonene for bruksgrensetilstand etableres manuelt. Se *Vedlegg D – Lastkombinasjoner i FEM-Design* for en detaljert oversikt over alle lastkombinasjonene.

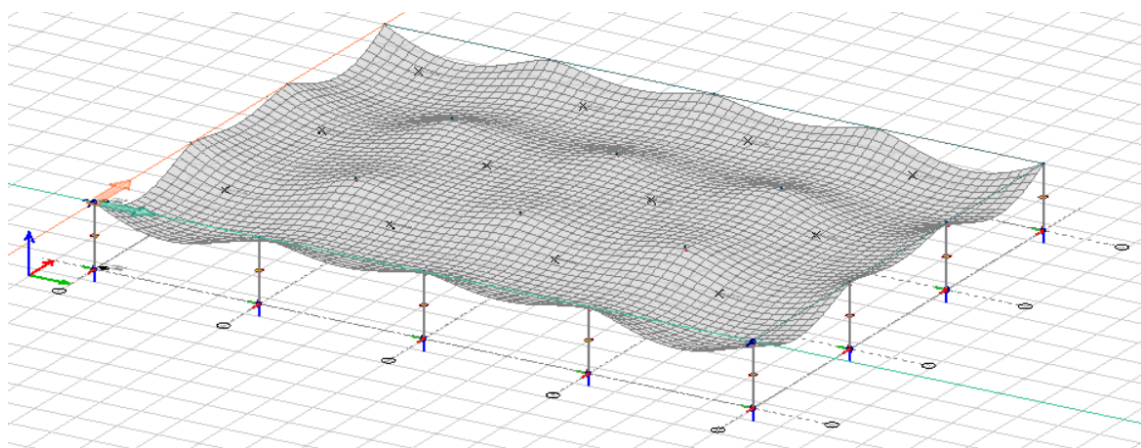
Når laster og lastkombinasjoner er opprettet, fortsettes prosessen i FEM-Design med å generere elementnett på modellen før programmet kan gjennomføre statiske beregninger ved hjelp av elementmetoden. Figur 5.2 nedenfor viser elementnettet ferdig generert på modellen. Størrelsen på elementrutene er satt automatisk av programmet til 0,5 x 0,5 m, som skal gi tilstrekkelig fin inndeling av nettet slik at realistiske verdier på lastvirkningene oppnås. Elementnettet på figuren er jevnt og uten spesielle forstyrrelser i inndelingen. Ifølge manualen til FEM-Design er dette en indikasjon på at 3D-modellen er korrekt modellert i knutepunktene [25].



Figur 5.2: Ferdig generert elementnett på modellert flatdekke i FEM-Design.

De oransje områdene over alle søylene markerer at FEM-Design foretar en korrigerende av kraftene som genereres innenfor de markerte områdene i den statiske analysen. Dette gjøres fordi knutepunktet mellom plate og søylene vil være såkalte *singulære punkter* i elementmodellen. Det betyr at i disse punktene blir de teoretiske verdiene for indre krefter beregnet til å bli uendelige store, slik at resultatene ikke harmoniserer med den virkelige kraftfordelingen over søylene. Programmet foretar i stedet en automatisk "utjevning" av de høye verdiene som oppstår i de singulære punktene, såkalt *peak smoothing*, slik at resultatene fra den statiske analysen kan brukes videre til dimensjonering. Metoden som ligger bak disse korrigeringene, kan studeres nærmere i manualen til FEM-Design [25].

Som en ekstra kontroll før de mer omfattende beregningene og analysene starter, blir det kjørt en egen statisk analyse med egenlasten til betongdekket som eneste last på modellen. Figur 5.3 nedenfor viser deformasjonene etter denne analysen. Fra figuren kan det vises at deformasjonene har en form som kan forventes ved kun egenlast, og at bærevirkningen mellom dekket og søylene slik kan fastslås til å fungere korrekt.



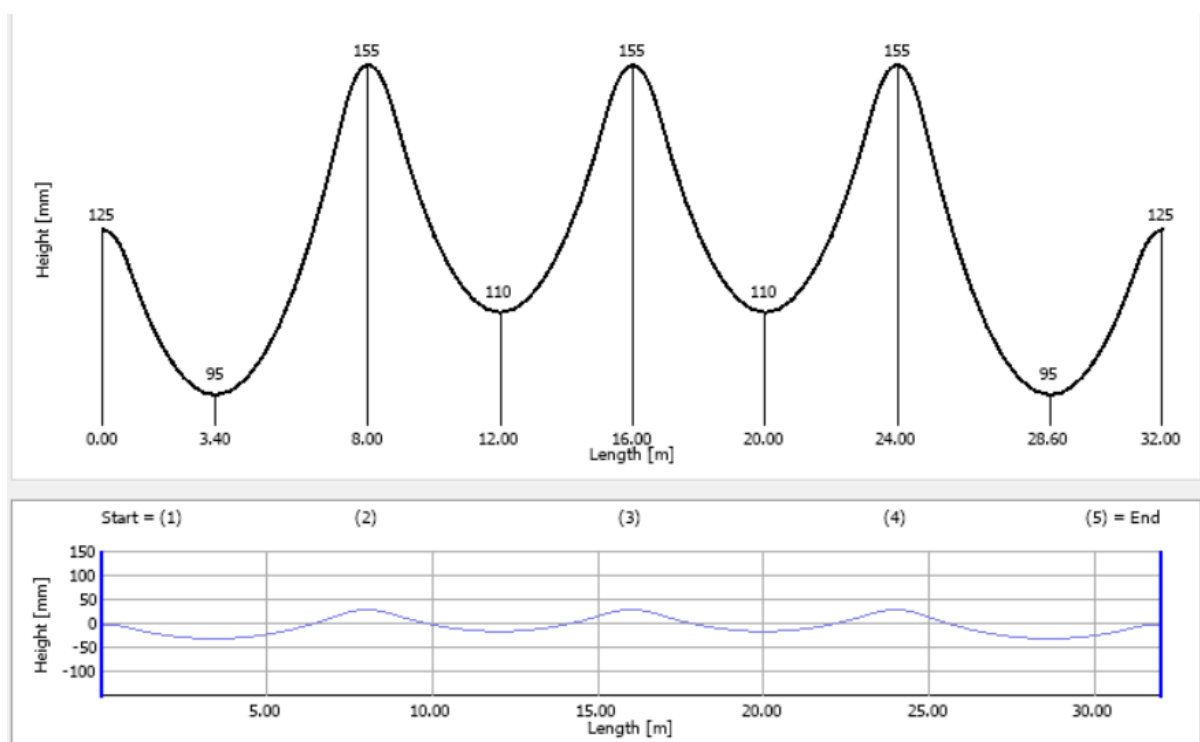
Figur 5.3: Deformasjoner fra kun egenlast på flatdekke etter statisk analyse i FEM-Design.

5.2 Spennarmering

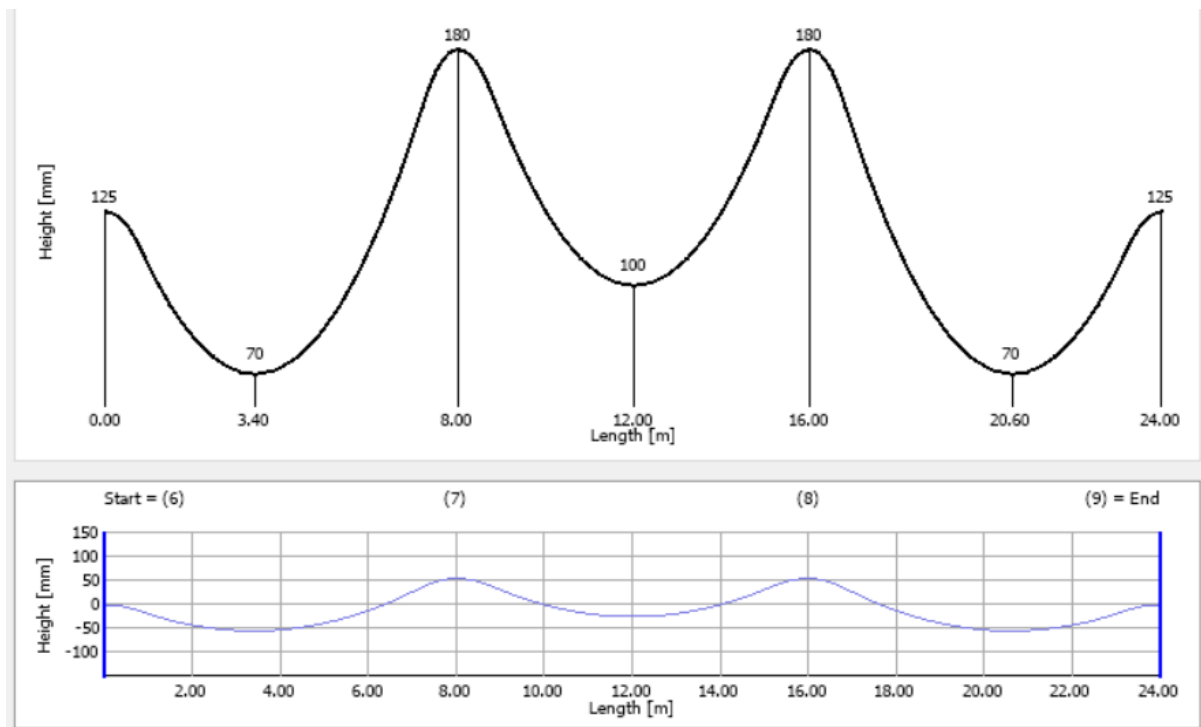
5.2.1 Spennarmeringsprofil

Profilen og geometrien til spennkablene blir lagt inn og justert fritt inne i innstillingsdialogen for spennkabler i FEM-Design. Her benyttes spillerommet gitt av de øvre og nedre grensene for eksentrisitet funnet i kapittel 4.4.4. I endefeltene er den maksimalt tillatte eksentrisiteten valgt, mens i de innvendige feltene er eksentrisiteten satt noe mindre for å oppnå en jevnere fordelt tverrkraft langs hele kablen. Det er ikke noe krav om å ha en jevnt fordelt tverrkraft, dette er kun et valg gjort i dette eksempelet.

Det er valgt å la spennkabelen følge en parabelformet profil. Dette for å lettere kunne foreta eventuell kontroll ved håndberegninger. Alle infleksjonspunkt ved overganger mellom positiv og negativ krumning er lagt inn lik $0,1 \cdot \text{Spennvidde } L$. Kablene legges inn med en aktiv og en passiv ende, slik at oppspenning av kablene tenkes utført fra ene enden. De endelige profilene til de konsentrerte og fordelte spennkablene er vist i figur 5.4 a) og b) nedenfor, med oppgitte mål fra underkant dekke. Oppspenning skjer fra venstre ende på begge figurene.



Figur 5.4 a): Profilen til de konsentrerte spennkablene.



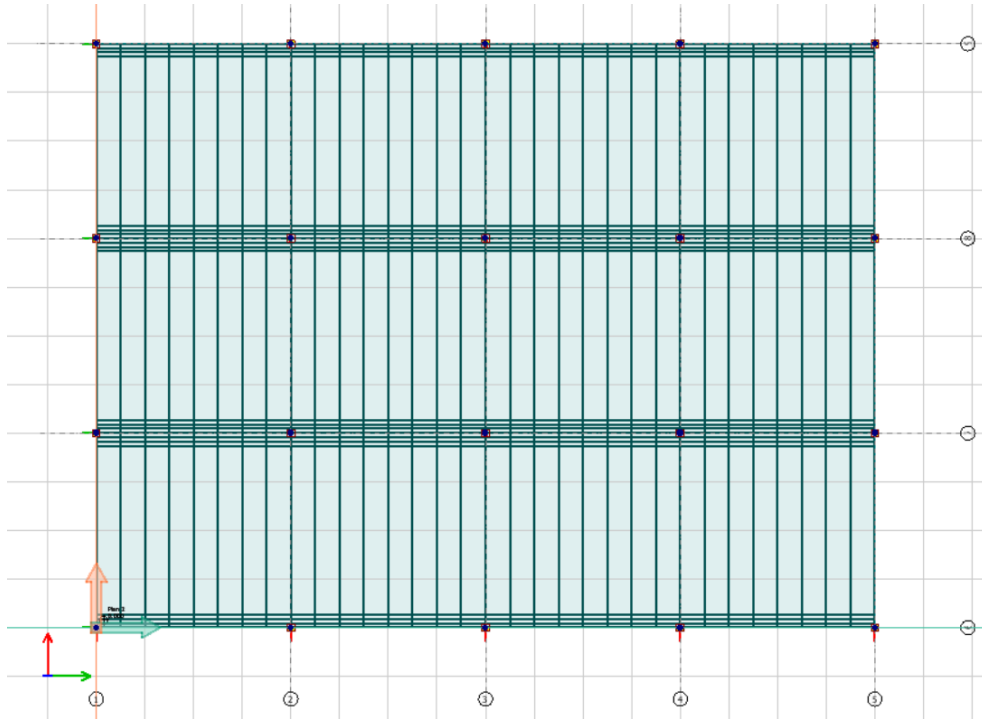
Figur 5.4 b): Profilen til de fordelte spennkablene.

5.2.2 Spennkabelfordeling

Som nevnt i kapittel 4.4.5 settes et krav til nedbøyning for å kunne bestemme antall spennkabler. Det benyttes samme krav til nedbøyning som EC2 gir for nedbøyningskontroll i bruksgrensetilstand. Dette er kun et valg gjort for dette eksempelet, og begrunnes med at det virker som et fornuftig valg også for bestemmelse av antall spennkabler. Alle spennvidder på flatdekket er lik 8m i begge retninger. Maks krav til nedbøyning blir da:

$$\delta \leq \frac{\text{Spennvidde}, L}{250} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm}$$

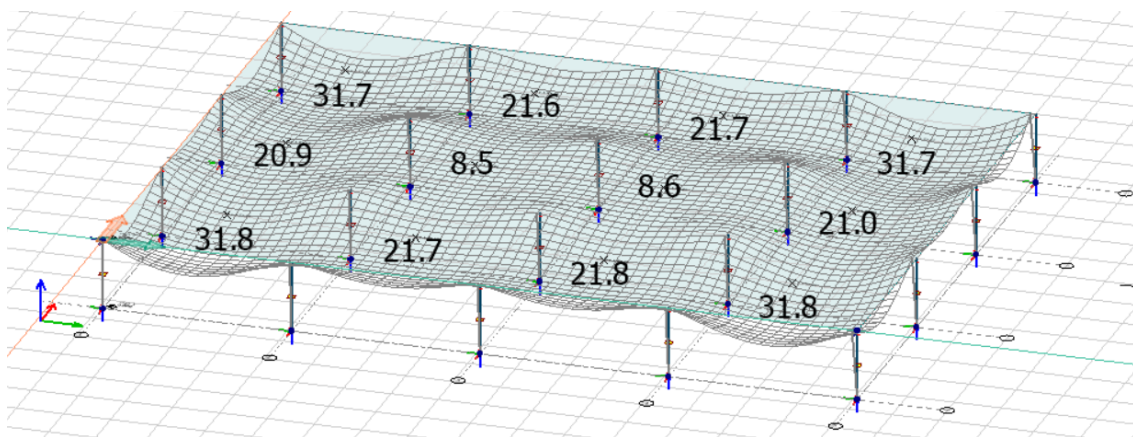
Dette kravet settes som tidligere nevnt for en lastkombinasjon med full karakteristisk egen- og nyttelast på hele flatdekket. De første spennkablene for hver retning på flatdekket legges ut og gis en spennkabel-profil som vist i figur 5.4 ovenfor. Programmet beregner automatisk ut korttidsstap av spennkraften. Etter noen få iterasjoner blir en fordeling av konsentrerte og fordelte spennkabler funnet slik at nedbøyningskravet blir innfridd. Figur 5.5 nedenfor viser den endelige konfigurasjonen av spennkabler som er lagt inn i modellen.



Figur 5.5: Endelig spennkabelfordeling og antall modellert i FEM-Design.

De konsentrerte kablene er lagt med 7 stykk langs de innvendige søylestripene og 4 stykk langs søylestripene ved kanten, totalt 22 stykk. Senteravstand mellom de konsentrerte kablene er satt lik minstekravet gitt fra parameteren $a_c = 175 \text{ mm}$. De fordelte kablene er lagt med senteravstand 1m. Dette gir et totalt antall i fordelt retning lik 33 stykk. Kantavstand fra alle ytre spennkabler til ytterkant betongdekke i planet er lik 150 mm, noe som er godt innenfor minstekravet gitt fra parameteren $a_e = 115 \text{ mm}$.

Denne konfigurasjonen gir en maksimal nedbøyning på 31,8 mm i hjørnefeltene på flatdekket som vist på figur 5.6 nedenfor. Denne nedbøyningen er innenfor kravet som er valgt, slik at antall og fordeling av spennkabler anses som tilstrekkelig.



Figur 5.6: Nedbøyning fra full karakteristisk egen- og nyttelast i alle felt, med valgt antall og fordeling av spennkabler.

5.2.3 Tap av spennkraft

Når alle spennkabler er lagt inn og gitt riktig plassering og profil kan de endelige spennkrafttapene beregnes. Dette gjør FEM-Design automatisk når brukeren legger inn parametere for låsegledning, vinkelendring, friksjon, kryptall og svinntøyning, samt antall kabler per meter platestripe. Fra parameterne gitt i tabell 4.3 beregner FEM-Design korttidstapene for hver spennkabel. Beregning av kryptall og svinntøyning gjøres også automatisk i programmet, på grunnlag av geometrien og forholdene rundt betongplaten. Programmet benytter akkurat samme formler som i EC2 [4] Tillegg B. Tidspunkt for oppspenning er tidligere satt til $t_0 = 4$ døgn. Det antas innendørs forhold med gjennomsnittlig luftfuktighet på 50%. Dette gir kryptall og svinntøyning som vist i tabell 5.1 nedenfor.

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet
Kryptall	$\varphi(\infty, t_0)$	2,43	
Svinntøyning	ϵ_{cs}	0,41	Promille

Tabell 5.1: Kryptall og svinntøyning beregnet for spennarmering oppspent ved $t_0 = 4$ døgn.

Tabell 5.2 nedenfor oppsummerer kort- og langtidstap for de konsentrerte og de fordelte kablene, beregnet i FEM-Design. Vedlegg E – Spennkabler i FEM-Design inneholder utskrift av verdier og diagrammer som gir kort- og langtidstap for begge typer spennkabler. FEM-Design oppgir alle verdier i diagrammene i enheten for spenning N/mm², mens verdiene i tabellen er omregnet til kraft i kN, for lettere å kunne brukes i håndberegninger.

Tap		Symbol	Konsentrerte kabler [kN]	Fordelte kabler [kN]
Korttids-tap	Friksjonstap	ΔP_{μ}	7,4	7,8
	Låsetap	$\Delta P_{lås}$	9,6	12,8
	Tap - elastisk deformasjon	ΔP_{el}	1,7	0,1
<i>Korttidstap totalt</i>		ΔP_i	18,7	20,7
Langtids-tap	Tap - kryp	ΔP_c	1,6	1,7
	Tap - svinn	ΔP_s	11,3	11,8
	Relaksasjonstap	ΔP_r	8,2	8,6
<i>Langtidstap totalt</i>		ΔP_{c+s+r}	21,1	22,1
Alle tap totalt		ΔP_{tap}	39,8	42,8

Tabell 5.2: Tap av spennkraft for konsentrerte og fordelte spennkabler.

Når tapene av spennkraft er bestemt kan spennkraft umiddelbart etter oppspenning P_0 og spennkraft redusert for alle tap P'_0 bestemmes. Dette er vist i tabell 5.3 nedenfor.

Tap	Symbol	Konsentrerte kabler [kN]	Fordelte kabler [kN]
Største spennkraft	P_{max}	221,4	221,4
- Kortidstap	ΔP_i	18,7	20,7
Spennkraft umiddelbart etter oppspenning	P_0	202,7	200,7
- Langtidstap	ΔP_{c+s+r}	21,1	22,1
Spennkraft redusert for alle tap	P'_0	181,6	178,6

Tabell 5.3: Største spennkraft og spennkrefter redusert for kort- og langtidstap for konsentrerte og fordelte spennkabler.

Største tillatte initielle oppspenningskraft gitt fra ligning (3.43) er $P_{m0} = 209,1 \text{ kN}$

Begge verdiene i tabellen for P_0 innfrir dermed kravet gitt i EC2 5.10.3(2).

5.3 Bruddgrensetilstand

5.3.1 Lastvirkning - moment

FEM-Design gir ut en rekke forskjellige resultater etter å ha kjørt den statiske analysen av flatdekket. Av lastvirkninger i bruddgrensetilstanden er det verdier for moment som anses som de mest viktige i denne rapporten, siden momentkontroll er en av hovedkontrollene for et flatdekke og momenter har stor betydning for bestemmelse av nødvendig armering. En av resultatvisningene i programmet setter sammen de maksimale verdier for lastvirkninger fra alle lastkombinasjonene i bruddgrensetilstanden, slik at de maksimale krefter og spenninger kan hentes ut i hvert punkt i flatdekket.

Det er hentet ut verdier for største positive og negative opptredende moment i flatdekket. Positivt moment betyr strekk i underkant, mens negativt moment gir strekk i overkant. Tabell 5.4 nedenfor oppsummerer de maksimale momentverdiene for x- og y-retning i flatdekket. Verdiene oppgis per meter platebredde. Figur 5.7 nedenfor viser et skjermbilde for de fire tilfellene med maksimalt opptredende momentverdi markert.

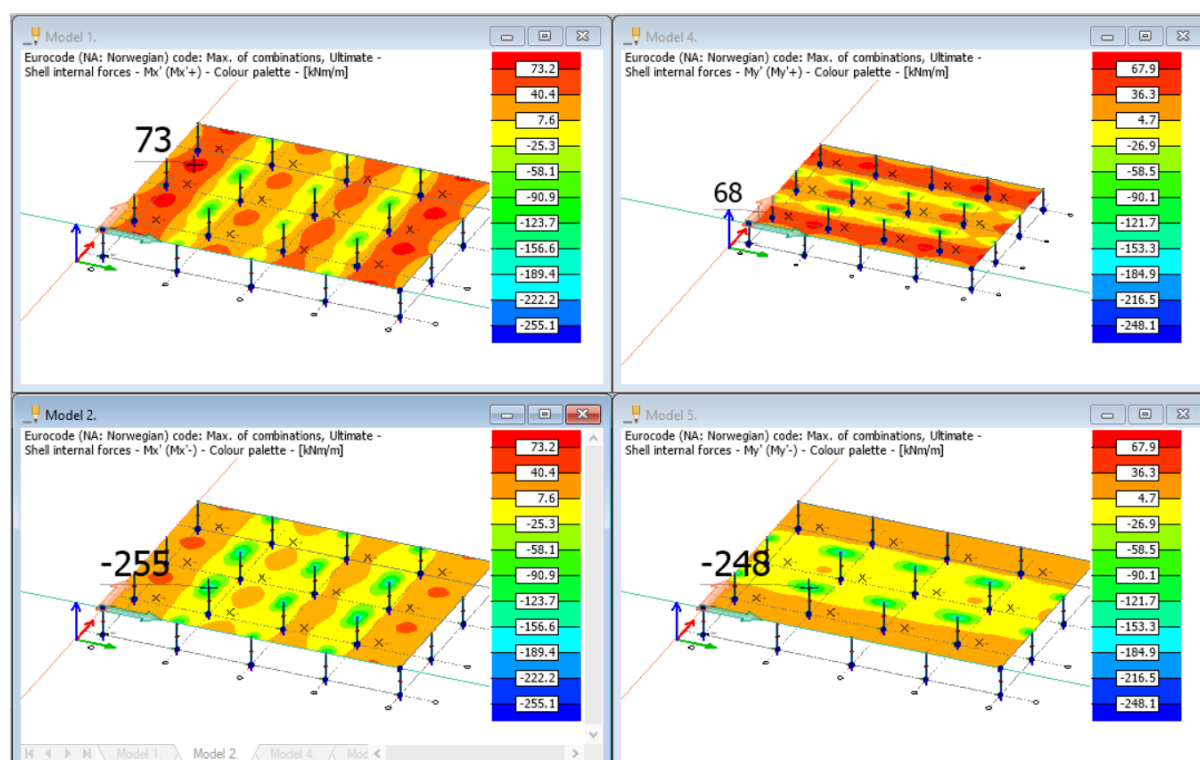
Det må bemerkes at momentverdiene vist nedenfor også inneholder momentvirkningen på grunn av spennkablene, siden spennkraften her betraktes som en ytre last på flatdekket. Det er ikke mulig å skille primær- og tvangsmoment fra hverandre i resultatvisningene FEM-Design, siden all virkning av spennkreftene betraktes som ytre last i programmet. Det er derfor unnlatt å vise egne diagrammer for momentforløp fra spennkablene.

M_x betyr her moment i x-retning om y-aksen.

M_y betyr her moment i y-retning om x-aksen.

	M_x [kNm/m]	M_y [kNm/m]
Positiv verdi	73	68
Negativ verdi	-255	-248

Tabell 5.4: Største positive og negative opptredende moment i flatdekket i bruddgrensetilstand.



Figur 5.7: Visualisering av maksimalt opptredende moment i x- og y-retning i flatdekket for bruddgrensetilstand.

5.3.2 Nødvendig lengdearmering

På grunnlag av kombinasjonen der maksimale lastvirkninger fra alle lastkombinasjonene settes sammen gir FEM-Design ut et forslag til slakkarmerings-mengder i flatdekket som ivaretar de mest ugunstige lasttilfellene. Programmet kan automatisk beregne og legge inn nødvendig armering, eller så kan brukeren selv manuelt legge inn armeringen på bakgrunn av de foreslåtte mengdene gitt av FEM-Design. Det er valgt å legge inn armering manuelt i dette tilfellet.

En grunnarmering av to lag $\varnothing 16$ -s400 mm armering i over- og underkant er først lagt inn på bakgrunn av beregnet minimumsarmering. Denne er senere blitt omgjort til å ha senteravstand 350 mm for å oppfylle nødvendig armeringsmengde beregnet av FEM-Design. I overkant langs søylestripene i x-retning er det i tillegg lagt inn $\varnothing 25$ mm og $\varnothing 20$ mm armering for å ta opp de største negative momentene over søylene. Samme er gjort i y-retning. Slakkarmering i overkant av søylene er fordelt langs en bredde tilsvarende kravet satt i EC2 [4] punkt 9.4.1.

I underkant oppfylles krav til nødvendig lengdearmering ved å legge til ekstra $\varnothing 16$ mm armeringsstenger i noen områder av flatdekket både i x- og y-retning. Utover grunnarmeringen er det derfor lagt til $\varnothing 16$ s200 og $\varnothing 16$ s400 i visse områder, hovedsakelig langs kanten på dekket. Det antas at det er mulig å benytte $\varnothing 16$ armeringsstengene i underkant av dekket for å ivareta kravet om minst 2 stenger i hver retning over innvendige søyler, som fastsatt i EC2 punkt 9.4.1(3).

Med at det ikke er behov for større dimensjon på lengdearmeringen i underkant av dekket, betyr det at spennkablene kunne blitt lagt med større eksentrisitet i underkant, og slik oppnådd en større løftekraft totalt sett. Ved å gå ned fra $\varnothing 25$ til $\varnothing 16$ kunne det gitt 18mm større eksentrisitet i bunn av profilene. I tillegg kunne nok overdekningen for underkantarmeringen også blitt justert noe ettersom største diameter på armeringsstengene spiller inn på den verdien også.

Det viser egentlig potensialet for å bygge slankere ved hjelp av spennarmering, noe som tidligere også er nevnt som en av hovedgrunnene til å gjøre nettopp det. Det er tidligere blitt fastslått at dette dimensjoneringsseksempelet ikke er en del av en optimaliseringsprosess, og det blir derfor ikke gjort ytterligere endringer på den planlagte spennarmeringen eller på platedimensjonene.

Skisser over innlagt lengdearmeringen er vist i *Vedlegg H – Oversikt slakkarmering*.

FEM-Design kjører automatisk kontroll av kapasiteten til flatdekket ut fra den innlagte armeringen. Det skal bemerkes at dette beregnes ut fra at FEM-Design betrakter betongplaten som satt sammen av skall-elementer. Det betyr at armeringen sjekkes opp mot både bøye- og torsjonsmomenter, samt aksial og skjærkrefter i hvert element. Etter at armeringen er lagt inn manuelt som beskrevet ovenfor og vist i skisser, kjøres denne kontrollen og gir en verdi for utnyttet kapasitet på totalt 97 % for all slakkarmering i flatdekket.

5.3.3 Kontroll av momentkapasitet

Største positive moment i x-retning opptrer 3 meter inn fra ytterkant i endefeltet mellom søyle C1 og C2 langs søylestripen i akse C. Dette vises øverst til venstre i figur 5.7.

Dimensjonerende lastkombinasjon som gir denne momentverdien er tilfellet *Bruddgrense 9* (se *Vedlegg D – Lastkombinasjoner i FEM-Design*) hvor nyttelast N2 er dominerende last.

Ettersom dette er stedet hvor det største momentet i underkant opptrer, velges også dette området for å bli kontrollert ved håndberegning av momentkapasiteten.

Søylestripen i akse C er en av stripene med konsentrerte spennkabler. Momentkapasiteten blir beregnet for en fiktiv bjelke i x-retning med konsentrerte spennkabler pluss all slakkarmering som ligger i strekksonen. Bredden på den fiktive bjelken settes totalt lik én spennvidde i y-retning, mens trykksonebredden blir halve denne bredden, slik som vist i figur 3.49 tidligere. Beregninger av momentkapasitet er vist i *Vedlegg F – Håndberegning momentkapasitet*.

Sluttresultatet fra beregning og kontroll av momentkapasitet i det aktuelle snittet er gitt nedenfor.

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$
$$546,5 \text{ kNm} \geq 500,5 \text{ kNm}$$

Dette gir en utnyttelsesgrad på 92 %. Det må merkes at den beregnede momentkapasiteten i håndberegningen betrakter spennarmeringen som en indre kraft, og denne virkningen kommer da i tillegg til slakkarmeringen i det aktuelle snittet som er benyttet i beregningene. Det er ikke tatt med virkningen av slakkarmering som ligger på trykksiden i tverrsnittet som betraktes i håndberegningen. Dette ville i så fall gitt en enda høyere momentkapasitet og samtidig en lavere utnyttelsesgrad.

Ettersom det benyttes uinjiserte spennkabler er det i håndberegningen tatt med en fast verdi for spenningsøkning over tid for spennkablene, lik 100 N/mm^2 . Denne verdien er som nevnt tidligere satt av EC2 [4]. Kanstad [18] gir at dette muligens er en konservativ verdi, og viser til at nøyaktige beregninger kan utføres for å finne tøyning i spennkablene etter lang tids deformasjoner. Mer nøyaktige beregninger av dette kan gi et litt høyere resultat for den gitte spenningsøkningen, og dermed gi en høyere verdi for momentkapasitet i bruddgrensetilstand. For dette eksempelet er det sett som tilstrekkelig å bruke den gitte verdien fra EC2.

5.3.4 Gjennomlokking

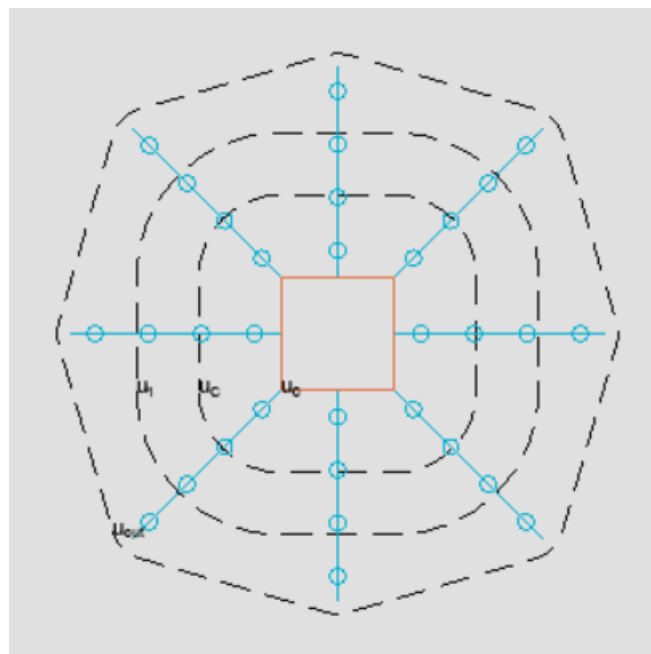
Kontroll av gjennomlokkingskapasitet og innlegging av gjennomlokkingsarmering kan gjøres automatisk av FEM-Design. Programmet utfører gjennomlokkingskontroll etter alle formler gitt i EC2 [4] kapittel 6.4, som også er beskrevet mer i detalj i kapittel 3.7.4-3.7.11 ovenfor. I tillegg må brukeren kontrollere at riktige parametere for det aktuelle kontrollsnittet er lagt riktig til grunn for beregningene inne i programmet. Som vist til tidligere er flatdekket modellert med leddete søyler og like spennvidder i begge retninger. Dette tilfredsstillende forutsetningene gitt i EC2 punkt 6.4.3(6) for å kunne bruke de forenklete verdiene for β -faktoren, som benyttes i beregningen av momentvirkningen på skjærspenningsfordelingen i kontrollsnittene. Figur 3.32 ovenfor viser de forenklete verdiene for β gitt i det norske nasjonale tillegget i EC2.

Det er for gjennomlokking valgt å la FEM-Design gjøre kontroll og beregning av eventuell skjærarmering automatisk. For å være sikker på at riktige β -verdier brukes, blir disse lagt inn før kontrollen starter. Automatisk beregning av gjennomlokkings-armering er også avhengig av at brukeren velger hvilken type gjennomlokkings-armering som skal brukes. Her gir programmet flere mulige valg, fra oppbøyde stenger og rette bøyer til T-hodestenger slik som Peikko sitt PSB-system. I samråd med veileder velges her å benytte PSB-systemet siden dette er en gjennomlokkings-armering som er vanlig å bruke ved bygging av betongdekker i Norge i dag.

Etter at verdier for β er lagt inn og type armering er valgt kjøres den automatiske gjennomlokkingskontrollen. Lastvirkningene som benyttes for kontrollen er satt sammen av maksverdiene fra alle lastkombinasjonene i bruddgrensetilstanden, likt som for beregning av nødvendig lengdearmering.

Resultatet fra kontrollen blir at kant- og hjørnesøyler langs akse 1 og 5 har tilstrekkelig kapasitet mot gjennomlokking uten bruk av armering. På langsiden langs akse A og D, må søylene A2 og A4, samt D2 og D4 armeres mot gjennomlokking. Alle innvendige søyler må armeres mot gjennomlokking, noe som er et forventet resultat siden de konsentrerte skjærkreftene vil bli størst rundt disse søylene.

Kapasiteten mot gjennomlokking er mest utnyttet for kantsøylene A2, A4, D2 og D4, med en utnyttelsesgrad på 97 %. Som et eksempel på resultatet fra gjennomlokkings-beregningene viser figur 5.8 nedenfor den beregnede fordelingen av nødvendig T-hodearmering over søyle B3, samt de forskjellige kontrollsnittene rundt søylen.



Figur 5.8: Beregnet nødvendig gjennomlokkingsarmering over søyle B3, utført av FEM-Design.

5.3.5 Kontroll av gjennomlokkingskapasitet

En verifikasjon av gjennomlokkingskontrollen gjort i FEM-Design utføres ved å foreta håndberegninger av skjærkrefter og kapasitet over søyle B3. Dette er en av de innvendige søylene som FEM-Design gir at må armeres for å oppnå tilstrekkelig kapasitet mot gjennomlokking. I tillegg er dette en av søylene med nest mest utnyttet kapasitet, lik 96 %. Det foretas håndberegning av dimensjonerende skjærspenning og skjærkapasitet uten skjærarmering $v_{Rd,c}$ i kontrollsnittet rundt søyle B3.

Verifikasjonen har som mål å se om FEM-Design har tatt høyde for virkningene av spennarmeringen på gjennomlokkingsberegningene, og det vil derfor ikke regnes videre på eventuell nødvendig skjærarmering eller gjennomlokkingskapasitet med skjærarmering. Beregninger er vist i *Vedlegg G – Håndberegning gjennomlokkingskapasitet*.

FEM-Design beregner dimensjonerende skjærspenning rundt søyle B3 lik:

$$v_{Ed} = 1,43 \text{ N/mm}^2$$

Håndberegninger gir dimensjonerende skjærspenning rundt søyle B3 lik:

$$v_{Ed} = 1,42 \text{ N/mm}^2$$

Dette bekrefter at reduksjonen i dimensjonerende skjærkraft på grunn av spennkablene er riktig håndtert av FEM-Design.

FEM-Design beregner en dimensjonerende verdi for skjærkapasitet uten skjærarmering lik:

$$v_{Rd,c} = 0,94 \text{ N/mm}^2$$

Håndberegninger gir dimensjonerende verdi for skjærkapasitet uten skjærarmering lik:

$$v_{Rd,c} = 1,12 \text{ N/mm}^2$$

Det tyder på at FEM-Design har foretatt en mer konservativ beregning enn hva håndberegninger viser. Ved innsyn i de detaljerte beregningsresultatene inne i FEM-Design merkes imidlertid at programmet har brukt verdi 0,15 for faktoren k_2 ved beregning av $v_{Rd,c}$, selv om programmet ble valgt til å benytte $k_2 = 0,18$ i gjennomlokkingskontrollen. Grunnen til dette vites ikke.

En rask kontroll av håndberegningene viser at ved bruk av $k_2 = 0,15$ blir resultatet veldig likt som gitt i FEM-Design, da ny dimensjonerende verdi blir $v_{Rd,c} = 0,945 \text{ N/mm}^2$. Den dimensjonerende skjærspenningskapasiteten uten skjærarmering er uansett for liten i forhold til dimensjonerende skjærspenning på grunn av skjærkraften, og det må derfor legges inn armering over søyle B3 uansett valg av faktor k_2 i beregningene.

5.3.6 Forankringssoner

Tverrstrekkreftene som oppstår i planet i flatdekket mellom forankringssonene til de konsentrerte og de fordelte spennkablene, er medregnet som aksialkrefter og tatt hånd om ved innleggingen av lengdearmering i flatdekket. Det antas at tverrstrekk normalt på platens plan rett bak endeforankringene på spennkablene, tas hånd om ved ferdigmontert spiralarmering levert med spennkablene, i tillegg til armerings-bøyer som er nødvendig å legge inn ved alle platens frie kanter ifølge EC2 [4] punkt 9.3.1.4.

Dette vil være naturlig å utføre en kontroll på forankringssonene ved detaljprosjektering av armeringen langs platekantene, i tillegg til å følge de krav og anvisninger gitt i den aktuelle ETA til spennarmeringssystemet. Det vil ikke bli gått videre inn på detaljprosjektering av slik armering i denne rapporten. Kapasitet mot lokal knusning av betongen bak forankringsplatene antas også ivaretatt ved hjelp av den samme armeringen som nevnt ovenfor. Det er uansett tatt noe høyde for at lokal knusning skal unngås, ved at betongen må ha trykkfasthet lik 25 N/mm^2 før oppspenning foretas. Dette er tatt hensyn til tidligere ved beregning av blant annet kryttall ut fra gitt oppspenningstidspunkt.

5.4 Bruksgrensetilstand

5.4.1 Spenningskontroll

Kontroll av trykkspenninger i betongen ved oppspenning av kablene er nevnt tidligere som en viktig kontroll i bruksgrensetilstand. Krav til største tillatte trykkspenning i betongen er gitt i EC2 som beskrevet tidligere og er gitt ved uttrykket nedenfor.

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

Kravet til trykkfasthet i betongen før oppspenning legges til grunn for dette kravet i dette tilfellet: $f_{ck}(t) \geq 25 \text{ N/mm}^2$. Det gir dermed største tillatte trykkspenning i betongen under oppspenningstilstanden som vist nedenfor

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c \leq 15 \text{ N/mm}^2$$

I FEM-Design kjøres en statisk analyse med lastkombinasjon bestående av kun egenlast og spennkraft i oppspenningstilstanden. Resultatet fra analysen gir største trykkspenning i betongen i flatdekket lik 13 N/mm^2 .

$$\sigma_c = 13 \text{ N/mm}^2 \leq 15 \text{ N/mm}^2$$

Det er som vist ovenfor mulig å utnytte trykkkapasiteten noe mer. Trykkspenninger i oppspenningstilstanden er dermed innenfor kravet.

I tillegg kjøres en statisk analyse med lastkombinasjon for tilnærmet permanente laster. Resultater fra denne analysen sjekkes opp mot kravet om hvorvidt krypets ikke-linearitet skal hensyntas. Dette er beskrevet i forbindelse med kontroller i bruksgrensetilstand tidligere, og verdien for største trykkspenning er gjengitt nedenfor.

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$$

I flatdekket benyttes betongkvalitet B45, og det gir krav til største trykkspenning lik nedenfor.

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot 45 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c \leq \mathbf{20,3 \text{ N/mm}^2}$$

Fra analysen i FEM-Design finnes største trykkspenning i betongen på permanent basis til å være lik 12,8 N/mm².

$$\sigma_c = 12,8 \text{ N/mm}^2 \leq \mathbf{20,3 \text{ N/mm}^2}$$

Krypets ikke-linearitet behøver dermed ikke å betraktes.

Største middelvei på spenningen i spennkablene sjekkes også i bruksgrensetilstanden. Dette kravet gjengis nedenfor.

$$\sigma_{P,middel} \leq 0,75 \cdot f_{pk}$$

Her benyttes spennarmering med $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$. Største middelspenning blir dermed:

$$\sigma_{P,middel} \leq 0,75 \cdot 1860 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{P,middel} \leq \mathbf{1395 \text{ N/mm}^2}$$

Fra Vedlegg E – Spennkabler i FEM-Design, som viser detaljer omkring spennkablene som er benyttet i FEM-Design, finnes verdier for middelspenning i spennkablene. Resultatene viser at middelspenning etter alle tap for de konsentrerte kablene er 1275,3 N/mm², mens den samme verdien er lik 1267,5 N/mm² for de fordelte kablene. Kravet om største middelspenning over tid for spennkablene er dermed overholdt.

Spennkablene vil få en økning av spenning på grunn av deformasjoner av flatdekket over tid, noe som også er beskrevet i forbindelse med beregning av momentkapasitet. Denne økningen er satt til en fast verdi lik 100 N/mm² i EC2. Ved å legge til denne økningen i spenning vil verdiene fremdeles ligge innenfor kravet.

5.4.2 Nedbøyning

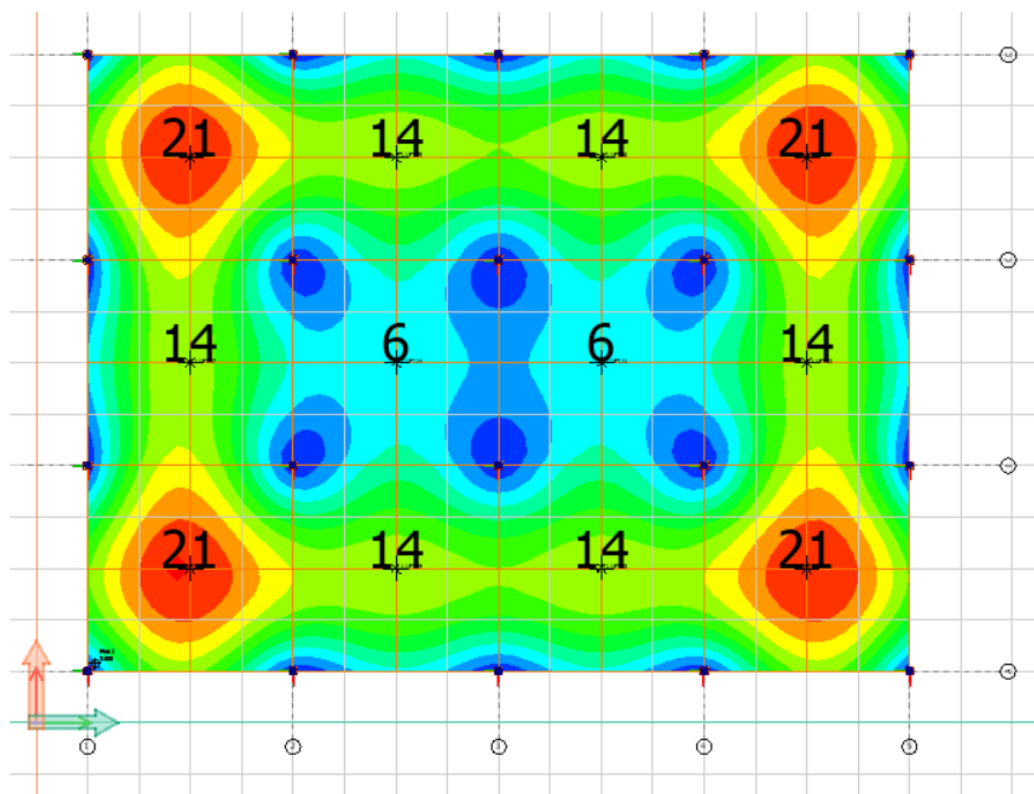
Det er foretatt deformasjonskontroll ved hjelp av en egen funksjon for dette i FEM-Design. Utgangspunkt for kontrollen er en statisk analyse med lastkombinasjonen for tilnærmet permanente laster, slik at nedbøyning av flatdekket over lang tid kan kontrolleres. Programmet gir brukeren mulighet til å beregne nedbøyning ved hjelp av en ikke-lineær analyse som inkluderer effekten av opprissing av betongen over tid.

Standard fra programmets side at lasten påføres gradvis i 5 trinn. For hvert lasttrinn blir nedbøyningen beregnet ut fra innlagt armering og redusert bøyestivhet til tverrsnittet. Etter siste lasttrinn fortsetter prosessen å iterere for å finne den endelige rissutviklingen som skjer etter at all last er påført. Denne prosessen fortsetter fram til differansen på nedbøyning mellom to steg er mindre enn 1%.

For å få en mest mulig realistisk beregning av nedbøyninger over lang tid, velges det å benytte analysen som tar med opprissing av betongen. Selve kontrollen av deformasjoner gjøres ved at brukeren legger inn hvilket krav som skal benyttes, og hvilke spennvidder som benyttes i forbindelse med det angitte kravet. Til kontroll av nedbøyning i dette tilfellet benyttes anbefalingen gitt i EC2. Dette er beskrevet tidligere som *Spennvidde/250*.

Det aktuelle flatdekket i denne rapporten har som tidligere vist, like spennvidder i begge retninger på 8 m. Dette gir et maksimalt krav til nedbøyning som vist nedenfor.

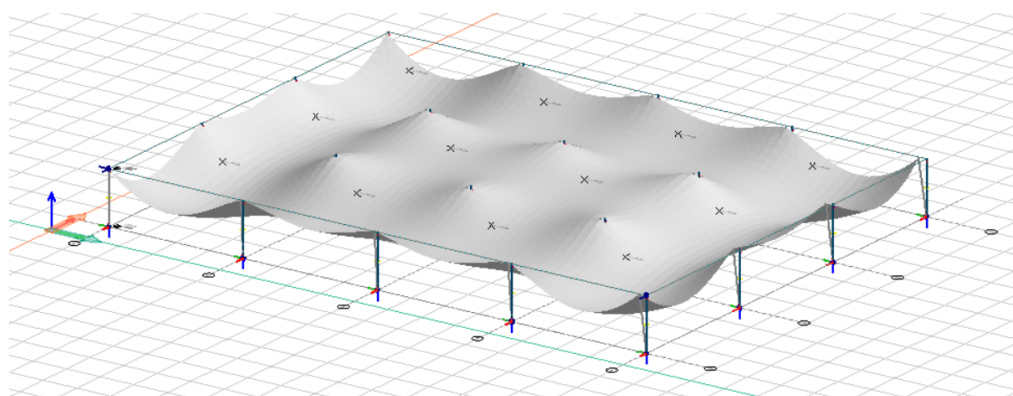
$$\delta_{maks} \leq \frac{8000 \text{ mm}}{250} = 32 \text{ mm}$$



Figur 5.9: Beregnet nedbøyning av flatdekket etter lang tid, inkludert effekt på grunn av rissutvikling i betongen.

Figur 5.9 ovenfor viser de beregnede verdier for nedbøyning av flatdekket over lang tid, der opprissing av betongen er tatt med. Fra figuren vises at største nedbøyning skjer i hjørnefeltene, med en maksimal verdi lik 21 mm. Dette tilsvarer 67 % av den maksimalt tillatte nedbøyningen og kontrollen av nedbøyning over lang tid gir dermed at denne er OK.

Figur 5.10 nedenfor viser en visualisering av de beregnede deformasjonene. Deformasjonene er oppskalert for å forsterke visualiseringen, og må ikke fortolkes som den reelle oppførselen til flatdekket.



Figur 5.10: Oppskalert visualisering av lang tids deformasjoner av flatdekket utført av FEM-Design.

5.4.3 Risskontroll

Kontroll av rissvidder gjøres ved å sammenligne beregnede verdier for rissvidder w_k , mot en fastsatt grenseverdi w_{max} . Verdien for w_{max} gis i EC2 [4] Tabell NA.7.1N. Flatdekket er klassifisert til eksponeringsklasse XC1 og grenseverdien for rissvidden er da gitt av uttrykket nedenfor.

$$w_{max} = 0,30 \cdot k_c$$

Faktoren k_c beregnes fra forholdet mellom nominell overdekning og overdekning basert på bestandighet.

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1,3 \quad [\text{EC2 NA.7.3.1(5)}]$$

For flatdekket beskrevet i denne rapporten blir faktoren $k_c = 1,3$, siden nominell overdekning er over dobbelt så stor som nødvendig overdekning med hensyn på bestandighet. Dette gir grenseverdi for w_{max} lik 0,4 som vist nedenfor.

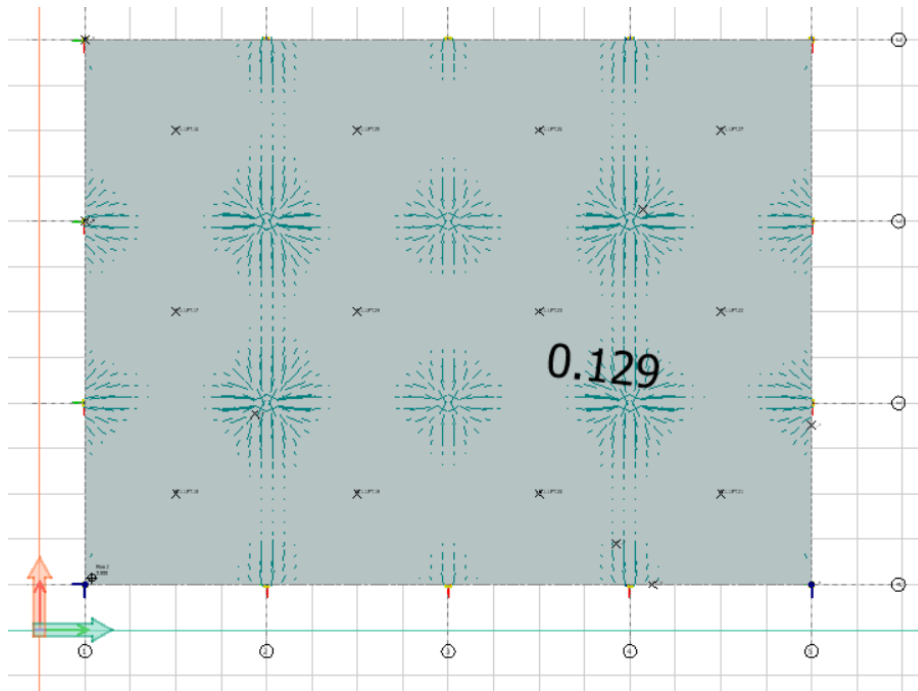
$$w_{max} = 0,30 \cdot 1,3 = 0,4$$

FEM-Design beregner rissvidder automatisk for alle lastkombinasjoner etter formler gitt i EC2 kapittel 7.3.4. Tabell NA.7.1N gir krav til maksimal rissvidde ved lastkombinasjonen tilnærmet permanent last. Etter analysen og beregninger gir FEM-Design opptredende rissvidder i topp og bunn av betongplaten, som vist i figur 5.11 nedenfor. I figuren er maksimal rissvidde markert med egen verdi.

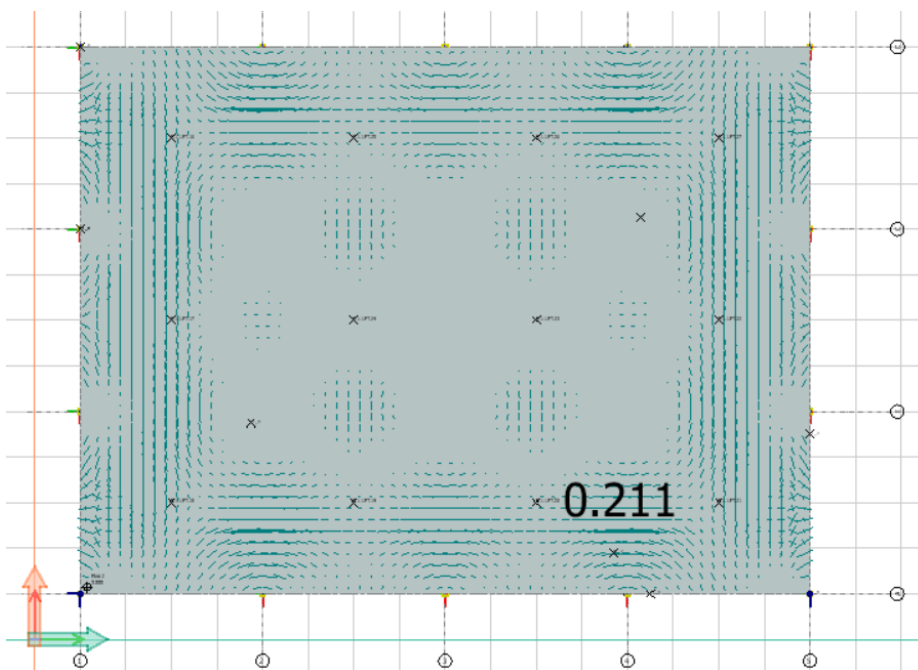
Resultatene viser en maksimal beregnet rissvidde lik 0,211 mm i bunn av flatdekket.

$$w_k = 0,211 \text{ mm} < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

Krav til maksimal rissvidde ved tilnærmet permanent last er dermed overholdt.



Figur 5.11 a): Rissvidder i overkant av flatdekket beregnet av FEM-Design.



Figur 5.11 b): Rissvidder i underkant av flatdekket beregnet av FEM-Design.

6 Diskusjon

6.1 Modell

Modellen som er brukt i dimensjoneringseksempelen er en veldig forenklet framstilling av et flatdekke. Det er valgt å modellere dekket som én plan flate uten utsparinger og hull for trappe- eller heissjakter eller tekniske installasjoner. I en reell situasjon vil det selvfølgelig ha vært flere slike utsparinger i dekket. Forenklingen er begrunnet ut ifra hovedmålene som er satt for bacheloroppgaven og den tilhørende problemstillingen, som er å lære prinsippene for dimensjonering av et etteroppspent flatdekke. For å oppnå en god forståelse for virkemåten til en slik konstruksjon er det dermed valgt å benytte en mest mulig enkel modell uten uregelmessigheter som hadde gjort tolkningen av analyseresultat mer kompleks.

Det er blitt presisert tidligere i rapporten at målet med dimensjoneringseksempelen ikke har vært optimalisering av en spennarmert flatdekkonstruksjon. Dette er vist til ved valg av spennvidde og tykkelse på flatdekket. Et spennvidde/tykkelses-forhold på 32 er, som tidligere vist, godt innenfor anbefalingene for et etteroppspent flatdekke. Dette tilsier at dekket nok er tykkere enn hva som hadde vært tilfelle i en reell situasjon. Dette sammen med at det ikke finnes utsparinger i dekket, gjør at modellen brukt i eksempelen representerer et flatdekke som trolig har en god del mer egenlast enn i virkeligheten.

Det må imidlertid nevnes at et dekke uten utsparinger vil ikke oppleve svekkelser i stivheten, siden det da er én hel plate. Ved for eksempel firkantede utsparinger ville det ha medført brå endringer i geometri ved hjørnene. Slike overganger ved hjørnene ville vært såkalte D-områder, som beskrevet i kapittel 3.7.12, der det oppstår en kompleks spenningsfordeling. Slike D-områder ville medført behov for ekstra armering rundt utsparingene, i tillegg til at det ville blitt en betydelig svekkelse av den totale platestivheten på grunn av utsparingen i seg selv. Denne betraktningen viser at litt større egenlast trolig blir mer enn oppveid på grunn av at det ikke er utsparinger i flatdekket, og vil slik sett ikke ha så stor betydning.

Modellen av flatdekket er laget med det hensynet at dimensjoneringseksempelen kun tar for seg selve betongplaten i flatdekket, og ikke analyse og dimensjonering av søylene. Søylene er dermed gitt ledd i begge ender, slik at det er null momentoverføring mellom betongdekket og søylene. Med null momentoverføring vil ikke noe av de ubalanserte momentene i dekket bli fordelt til søylene. Dette vil medføre generelt høyere momentverdier i platen nær søylene i flatdekket. Det kan antas at dette gjelder mest for kant- og hjørnesøylene, siden det på grunn av like spennvidder i begge retninger vil være mindre ubalansert moment over de innvendige søylene.

Noe større momentverdier i platen over søylene har trolig ikke veldig stor betydning for dimensjoneringen av lengdearmeringen. Dette grunngis med antagelsen om at søylene vil bidra med en forholdsvis liten stivhet til platen hvis det er momentstive knutepunkt. Hvis søylene skulle vært dimensjonert i dette eksempelen, ville momentoverføring fått en mye større betydning for disse, da søyler generelt er en slank konstruksjonsdel som blir mer utsatt

for knekking ved innføring av moment. For gjennomlokkingsberegninger er det på grunn av leddede knutepunkt valgt å benytte de forenklete verdiene for β -faktorene som gis i EC2 [4]. Slik er det ment å kompensere for manglende momentoverføring i den statiske modellen av flatdekket, og nødvendig gjennomlokkingsarmering blir beregnet mer likt som i en reell situasjon. Siden modellen er avstivet med punktvis opplager og har like spennvidder i begge retninger, gir også det anledning til å benytte forenklete verdier for β ut fra bestemmelsene i EC2.

Forenklingene gjort på modellen gjør at resultatene av den statiske analysen må betraktes i forhold til de valgene som er gjort. På grunn av de punktene diskutert ovenfor, som manglende utsparinger og leddede knutepunkt, vil derfor ikke resultatene for indre krefter og momenter være direkte overførbare til en reell situasjon.

6.2 Spennarmeringsfordeling og kabelprofiler

Prosessen med å bestemme nødvendig antall og fordeling av spennkabler ut fra et gitt nedbøyningskrav er gjort ved iterasjon og prøving og feiling. Det er ikke blitt undersøkt blant konsultantselskaper, som driver spesielt med spennarmerte konstruksjoner, hvordan dette eksakt gjøres i virkeligheten. Reduksjon av nedbøyninger er som nevnt tidligere en av grunnene til å bruke nettopp spennarmering i en flatdekkkonstruksjon. Derfor virker det naturlig at krav til nedbøyning må være et viktig kriterium når spennarmering skal benyttes i dekkekonstruksjoner.

Det ble vist til ved dimensjoneringen og beskrivelsen av nødvendig lengdearmering i flatdekket, at det ble tilstrekkelig med $\varnothing 16$ mm slakkarmering i underkant av dekket. Dette åpnet for å gi både de konsentrerte og de fordelte spennkablene en noe større eksentrisitet i bunn av profilene. En forandring av spennkablens profiler med større eksentrisitet i underkant ville gitt en noe større oppoverrettet tverrkraft. Dette ville ført til at egen- og nyttelast hadde blitt motvirket i større grad, og muligens så mye at det ville vært mulig å benytte en mindre dimensjon på noe av slakkarmeringen i flatdekket uten å gå ned på kapasitet.

Den ekstra plassen mellom slakkarmering og underkant av spennkabelprofilene kunne også blitt brukt for å redusere dekketykkelsen. Som tidligere nevnt viser dette potensialet for å bygge med slankere dekker ved hjelp av spennarmering. For dette aktuelle eksempelet ville en redusert dekketykkelse også gitt en redusert egenlast på flatdekket i forhold til dekket som faktisk er dimensjonert. En redusert dekketykkelse vil også gitt en mindre momentarm og følgende mindre trykksonehøyde, noe som helt klart ville redusert momentkapasiteten. Ved store nyttelaster ville det dermed vært bedre å utnytte spennkablens eksentrisitet maksimalt i stedet for å gå ned på dekketykkelse for å redusere egenlasten. Dette viser egentlig at hvilket bruksområde som er tiltenkt konstruksjonen, vil ha stor innvirkning på disse valgene.

6.3 Tap av spennkraft

Verdier for tap av spennkraft virker fornuftige uten store avvik som tyder på feil i beregningene gjort av FEM-Design. Ved sammenligning av de konsentrerte og de fordelte spennkablene vises det for eksempel et litt høyere friksjonstap for de fordelte kablene, selv om de har den korteste lengden. Dette har en naturlig forklaring ved at de fordelte spennkablene har en større variasjon i spennkabelprofilen enn de konsentrerte, og dermed en større total vinkelendring.

De fordelte spennkablene har et betydelig større låsetap enn de konsentrerte spennkablene. Dette kan forklares ved at de fordelte kablene har et større friksjonstap i utgangspunktet, og dermed et større stigningstall som virker inn på låsetapet. I tillegg er de fordelte kablene kortere enn de konsentrerte, slik at låseglidningen er større, sett relativt i forhold til spennkabel lengden.

Tap på grunn av elastisk deformasjon blir større for de konsentrerte spennkablene. Denne forskjellen kan begrunnes med at de konsentrerte kablene har en mye mindre innbyrdes senteravstand enn de fordelte. Ved suksessiv oppspenning av hver av de konsentrerte spennkablene vil de som spennes først oppleve en større sammentrykking og påfølgende slakking, enn hva som vil skje med de fordelte spennkablene som ligger lengre fra hverandre.

Tap på grunn av langtidsvirkninger er mer lik i størrelse for både konsentrerte og fordelte spennkabler. De fordelte spennkablene opplever noe større tap fra kryp, svinn og relaksasjon enn de konsentrerte opplever. Dette kan trolig forklares med lengdeforskjellen mellom dem. De fordelte spennkablene er kortere og har derfor en mindre total friksjon mellom plastrør og spenntau med lengden tatt i betraktning. Dette gjør at eventuelle tap på grunn av kryp og svinntøyning hos de fordelte kablene blir mindre motvirket av friksjon enn hos de fordelte kablene.

Det må merkes at den oppgitte verdien for relaksasjonstap for det aktuelle spennarmeringssystemet ikke var mulig å legge inn i FEM-Design. Den aktuelle verdien for ρ_{1000} var lik 0,97%, mens den brukt av FEM-Design var satt til 2,5%. Dette gir et noe høyere relaksasjonstap enn hva den aktuelle verdien fra leverandøren ville gitt, men det vil uansett være et resultat for relaksasjonstap som ligger på sikker side.

Det er tidligere nevnt hvordan deformasjon og nedbøyning av flatdekket over tid, vil føre til at de uinjiserte spennkablene får en ekstra tøyning og dermed en økning av spenningen i kabelen. Dette er tatt høyde for ved beregning av momentkapasitet ved å benytte en fast verdi lik 100 N/mm² for spenningsøkningen bestemt av EC2 [4]. I praksis må det kunne antas at spenningsøkningen vil "viske ut" en del av tapene som skjer i spennkablene. Økningen i spenning skjer som sagt over tid, slik at den vil ikke ha betydning før ut i levetiden til konstruksjonen. Nøyaktige beregninger, for å finne tøyningen i spennkablene etter lang tids deformasjoner, kunne vært utført for å finne ut hva den faktiske spenningsøkningen vil bli og dermed hvor mye av spennkrafttapene som blir motvirket av denne.

6.4 Bruddgrensetilstand

Alle lastkombinasjonene brukt for dimensjonering i bruddgrensetilstanden er, som nevnt tidligere, satt opp med en forenklet lastfaktor lik 1,0 på spennkreftene som ytre last. Sammenlignet med faktorene som EC2 [4] har satt for dimensjonerende lastvirkninger fra spennarmering, vil de gunstige virkningene bli noe større, mens de ugunstige virkningene vil bli noe mindre. FEM-Design betrakter alle spennkrefter som ytre last, noe som vil føre til større avvik på grunn av den forenklete lastfaktoren, enn hvis en sammenligner med en håndberegning av momentkapasitet der spennkraften regnes som en indre kraft og lastfaktoren kun gjelder tvangsmomentet.

Ut fra beregnet nødvendig lengdearmering i FEM-Design er det lagt inn slakkarmering i over- og underkant av flatdekket, slik at det oppnås en utnyttelse av slakkarmeringens kapasitet lik 97 %. Det må også her bemerkes at på grunn av den forenklete lastfaktoren, vil momentet fra egen- og nyttelast motvirkes i noe større grad enn ved den korrekte faktoren, slik at kapasitetene beregnet fra FEM-Design vil muligens være litt mer på usikker side tatt dette i betraktning. Det er foretatt en forenklet håndberegning av kapasiteten i et snitt ute i felt langs en søylestripe med konsentrerte spennkabler. Beregningen viser en utnyttelse på 92 % målt mot de faktiske momentverdier gitt fra FEM-Design i det aktuelle snittet. Håndberegningen tar ikke i betraktning armering som ligger på trykksiden av tverrsnittet, slik at den faktiske momentkapasiteten nok er høyere enn den beregnede.

FEM-Design har automatisk beregnet nødvendig skjærarmering mot gjennomlokking ut fra gitte kriterier. Det er allerede nevnt at gjennomlokkingsberegningene baserer seg på at flatdekket er modellert med null momentoverføring mellom dekket og søylene. I tillegg er det vist til at utformingen av flatdekk-modellen også gir anledning til å benytte de tilnærmede verdiene for β -faktorene fra EC2 [4]. Gjennomlokkingsberegninger viser en største utnyttelsesgrad på 97 % for noen av kantsøylene.

Hovedfokuset for gjennomlokkingsberegningene har vært å se på virkningene som oppstår fra de uinjiserte spennkablene i flatdekket. Ved en sammenligning mellom håndberegnet verdi for dimensjonerende skjærkapasitet uten skjærarmering og verdien beregnet fra FEM-Design viser denne tilnærmet samme verdi. Dette tyder dermed på at programmet har tatt høyde for normalspenningene i konstruksjonen forårsaket av spennarmeringen. Fra beregningene gjort i *Vedlegg G – Håndberegning gjennomlokkingskapasitet*, vises det at bidraget fra spennarmeringen på den dimensjonerende skjærspenningskapasiteten uten skjærarmering utgjør ca 6 % av den totale kapasiteten. Det var egentlig forventet at spennarmeringen skulle ha mer å si for skjærkapasiteten før beregningene ble utført. Det vil likevel være svært nyttig å ha med bidraget fra spennarmering i grensetilfeller hvor bidraget vil kunne medføre at skjærarmering kan utelates.

Det er også sett på virkningen av de nedoverrettede kreftene fra spennkablene over søylene, hvor kablene har en negativ krumning. Her viser beregningene gjort i *Vedlegg G – Håndberegning gjennomlokkingskapasitet* at for søyle B3 i flatdekket i eksempelet, utgjør den gunstige virkningen av de nedoverrettede kreftene en reduksjon av den dimensjonerende skjærkraften på omtrent 1,5 %. Dette virker også veldig lite. Det må samtidig merkes at det også her skulle vært brukt en lastfaktor lik 0,9 på grunn av den gunstige virkningen fra spennarmeringen. Dette får mindre å si akkurat i dette tilfellet når det uansett er snakk om en reduksjon som utgjør kun 1,5 % av den totale skjærkraften.

Selv om de nedoverrettede tverrkreftene fra spennkabler over søyler vil kunne utgjøre en veldig liten reduksjon i dimensjonerende skjærkraft, vil de likevel kunne gi et bidrag stort nok til å få betydning i visse grensetilfeller slik som nevnt ovenfor. Som påpekt tidligere i kapitlene om gjennomlokking, vil det være mulig at avvik oppstår i utførelsen av spennkablernes kurvatur over søylene. Dette betyr at det er best å ligge godt på sikker side ved beregning av en eventuell reduksjon av dimensjonerende skjærkraft på grunn av tverrkreftene fra spennkablene.

6.5 Bruksgrensetilstand

Fra spenningskontrollen i bruksgrensetilstand ved oppspenning vises det at det er mulig å utnytte trykkapasiteten i betongen noe mer. Dette tilsier at en kunne økt antall spennkabler noe, for å oppnå en enda større gunstig virkning på flatdekket. Dette ville gitt flere fordeler gjennom gunstige virkninger på blant annet momentkapasitet og gjennomlokking. I tillegg er det naturlig å tenke seg at nedbøyningene ville blitt redusert ytterligere med en høyere andel spennarmering i flatdekket.

Fra nedbøynings-analysen vises det at hjørnefeltene i flatdekket får størst nedbøyning. Dette vil være naturlig i en situasjon som i dimensjoneringseksempelet hvor spennviddene er like i alle retninger. Hjørnefeltene vil da ha lik belastning som alle de andre feltene, men kun ha to sidekanter som overfører stivhet fra nabofeltene slik at nedbøyningene motvirkes. Generelt vil alle endefeltene få større nedbøyning siden de har mindre hjelp av nabofeltene enn de innvendige feltene på flatdekket. Det hadde slik sett vært gunstig med en utførelse av flatdekket hvor det hadde vært brukt kortere spennvidder for alle ende- og hjørnefelt, slik at nedbøyningene hadde blitt mer jevnere fordelt over flatdekket.

Største nedbøyning målt etter lang tid er 21,6 mm på hjørnefeltene i flatdekket. I forhold til nedbøyningskravet for lang tids deformasjon, som er satt med utgangspunkt i EC2 [4] på $L/250$, så er dette godt innenfor kravet. Det aktuelle flatdekket kunne også slik sett blitt godkjent mot et strengere krav til nedbøyninger hvis det hadde vært aktuelt. Det skal merkes at nedbøyningen over lang tid er beregnet med hensyn til opprissing av betongtverrsnittet. Som nevnt ovenfor viser spenningskontrollen at trykkapasiteten i betongen kunne blitt utnyttet enda mer ved hjelp av flere spennkabler. En økning av spennarmeringen kunne potensielt ført til at betongtverrsnittet ikke hadde risset opp i hele tatt og slik fått økt bøyestivhet og dermed mindre nedbøyning over lang tid.

7 Konklusjon

Det er så langt som mulig prøvd å gjøre valg og tilnærmelser underveis i dimensjoneringsseksempelet slik at situasjonen skal ligne mest mulig på en reell dimensjonerings situasjon. Det er diskutert ulike forhold ved modellen i eksempelet, som avviker fra en reell situasjon. De viktigste avvikene belyst i diskusjonen er at utsparinger i dekket er utelatt, i tillegg til at plate-søyle forbindelser er utført uten momentoverføring. Dette medfører at den statiske analysen gir resultater for indre krefter som ikke uten videre kan overføres til en reell dimensjonerings situasjon.

Et tilfredsstillende oppsett med antall og fordeling av spennkabler i flatdekket er funnet på grunnlag av et bestemt nedbøyningskrav. Under spenningskontroll i bruksgrensetilstand er det funnet at trykkapasiteten i betongen kunne vært utnyttet i større grad med flere spennkabler enn hva som ligger til grunn for dimensjoneringen. Det er også belyst hvordan spennkablene som er modellert og brukt i eksempelet kunne vært gitt en litt større eksentrisitet i bunn av spennkabelprofilen, slik at løftekraften fra spennkablene kunne vært økt.

Etter å ha kjørt statiske analyser i elementprogrammet FEM-Design er ulike relevante lastvirkninger i bruddgrensetilstand funnet, og nødvendig slakkarmering er lagt inn på grunnlag av disse resultatene. Programmet gir til slutt en total kapasitet for slakkarmering lik 97 %. Det er også kjørt automatisk gjennomlokkingskontroll i FEM-Design der resultatet, etter at nødvendig skjærarmering er lagt inn, viser en utnyttelsesgrad på 97 %. Håndberegninger av momentkapasitet viser en utnyttelsesgrad i et enkelt snitt på 92 %. Det er blitt diskutert hvordan bruken av en forenklet lastfaktor på spennkreftene gir noe avvik på de beregnede kapasitetene i bruddgrensetilstanden. En verifikasjon av verdien for skjærspenningskapasitet uten skjærarmering, viser ved sammenligning at FEM-Design tar høyde for gunstige virkninger av spennkablene i flatdekket. Kontroller i bruksgrensetilstand gir at trykkspenninger i betongen, nedbøyningskrav og rissvidder er innenfor fastsatte krav i konstruksjonsstandard Eurokode 2.

På dette grunnlaget er konklusjonen at dimensjonering av et etteroppspent flatdekke med uinjiserte spennkabler er utført i henhold til relevant teori og gjeldende regelverk. Det er vist at et flatdekke med tykkelse 250 mm og spennvidder 8 m lar seg utføre med kombinert spenn- og slakkarmering uten spesielle problemer. Samtidig er det også vist at det kan gjøres forandringer på laststørrelse, dekketykkelse eller spennvidder, slik at fordelene med bruk av spennarmering kan utnyttes i enda større grad enn vist i eksempelet.

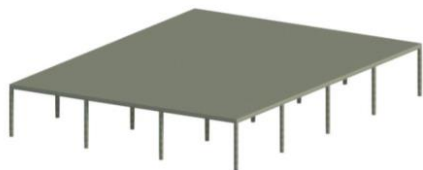
For videre arbeid anbefales det å fortsette med dimensjoneringsseksempelet ved å gjøre forandringer på modellen slik at den gjenspeiler virkeligheten i større grad, og utføre en optimalisering av den etteroppspente flatdekkonstruksjonen, ved å bygge videre på resultatene funnet i denne rapporten.

8 Referanser

1. Norsk Betongforening. Publikasjon nr.33 Flatdekker: Beregning og konstruktiv utforming. Oslo: Norsk Betongforening; 2004
2. CEN. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Oslo: Standard Norge; 2016.
3. CEN. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger. Oslo: Standard Norge; 2019.
4. CEN. NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2019. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Oslo: Standard Norge; 2018.
5. SINTEF Byggforsk. Byggdetaljblad 572.205 - Betong. Typer, egenskaper og bruksområder [Internett]. Oslo: SINTEF; Mars 2016 [Hentet 22.mars 23]. Tilgjengelig fra:
www.byggforsk.no/dokument/5157/betong_typer_egenskaper_og_bruksomraader
6. SINTEF Byggforsk. Byggdetaljblad 572.204 - Sement. Typer, egenskaper og bruksområder [Internett]. Oslo: SINTEF; Mars 2016 [Hentet 22.mars 23]. Tilgjengelig fra: www.byggforsk.no/dokument/589/sement_typer_egenskaper_og_bruksomraader
7. Sørensen SI. Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. 2.utgave. Bergen: Fagbokforlaget; 2020.
8. KB Spenneteknikk AS. Brosjyre BBR CONA VT Single spennetausystem [Internett]. Kongsvinger: KB Spenneteknikk AS; 2011 [Hentet 21. mars 2023]. Tilgjengelig fra: www.spenneteknikk.no/wp-content/uploads/2018/05/BBR-VT-CONA-Single-spenntausystem-24022011.pdf
9. Øverli JA. Analyse av spennarmerte konstruksjoner. [Kursinnlegg]. Praktisk prosjektering med spennarmering i bygg. Trondheim: Norsk Betongforening og Rådgivende Ingeniørers Forening; 2022.
10. Collins MP, Mitchell D. Prestressed concrete structures. New Jersey: Prentice Hall; 1991.
11. Kahn S, Williams M. Post-tensioned concrete floors. Oxford: Butterworth-Heinemann Ltd; 1995.
12. Klokkervold J, Aure L. Integrert styrkeberegning og klimagassoptimalisering av flatdekker med ulike armeringsløsninger [Masteroppgave]. Trondheim: NTNU; 2021.
13. Larsen PK. Konstruksjonsteknikk: Laster og bæresystemer. 2.utgave. Bergen: Fagbokforlaget; 2021.

14. Standard Norge. Eurokoder [Internett]. Oslo: Standard Norge; 2023. [Hentet 24. mars 2023]. Tilgjengelig fra: www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/
15. Kanstad T. Verifikasjon av resultater; håndregning. [Kursinnlegg]. Praktisk prosjektering med spennarmering i bygg. Norsk Betongforening og Rådgivende Ingeniørs Forening; 2022.
16. Bell K. Konstruksjonsmekanikk: Del II – Fasthetslære. Bergen: Fagbokforlaget; 2017.
17. Stemland H. Forspenning av flatdekker med uinjiserte kabler [Rapport]. Trondheim: Institutt for betongkonstruksjoner, SINTEF, Avdeling FCB, Forskningsinstituttet for cement og betong; Mars 1983.
18. Kanstad T. Kontroll i bruks- og bruddgrensetilstand. [Kursinnlegg]. Praktisk prosjektering med spennarmering i bygg. Norsk Betongforening og Rådgivende Ingeniørers Forening; 2022.
19. Peikko. PSB® gjennomlokkingsarmering — Armering til forsterkning av betongdekket i søyletrykksonen [Internett]. Drammen: Peikko Norge AS; 2023. [Hentet 14.april 2023]. Tilgjengelig fra: www.peikko.no/produkter/produkt/psb-gjennomlokkingsarmering/
20. Betongelementforeningen. Betongelementboken 2016: Bind B – Avstivning og kraftoverføring. Oslo: Betongelementforeningen; 2016.
21. Bell K. Matrisestatikk: Statistiske beregninger av fagverk, rammer og buer. 4.utgave. Bergen: Fagbokforlaget; 2022.
22. StruSoft AB. Structural Analysis Software, FEM-Design [Internett]. Malmö: StruSoft AB; 2023. [Hentet 21. april 2023]. Tilgjengelig fra: strusoft.com/software/3d-structural-analysis-software-fem-design/
23. KB Spenneteknikk AS. Forside nettside [Internett]. Kongsvinger: KB Spenneteknikk AS; 2023 [Hentet 21. april 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.spennteknikk.no/>
24. OiB. European Technical Assessment ETA – 06/0165 for BBR CONA VT CMM spenntausystem [Europeisk teknisk godkjenningedokument, Internett]. Wien, Sveits: OiB; 2018. [Oppdatert 08.06.2018; Hentet 27. Mars 2023]. Tilgjengelig fra: www.bbrnetwork.com/fileadmin/userdaten/Zulassungen%20EU/CONA%20CMM%20mono/BBR_ETA-06-0165_CMM_EN_Rev5_0419.pdf
25. StruSoft AB. FEM-Design WIKI [Internett]. Malmö: StruSoft AB; 2022. [Hentet 21.april 2023]. Tilgjengelig fra: wiki.fem-design.strusoft.com/xwiki/bin/view/Main/

Etteroppspente flatdekker for moderne norske betongbygg



En student ved bygg- og miljøteknikk ved NTNU har i løpet av våren 2023 studert prinsippene for dimensjonering av etteroppspente flatdekker. Bruken av uinjiserte spennkabler i slike konstruksjoner gir rasjonelle dekkeløsninger for dagens norske bygninger.

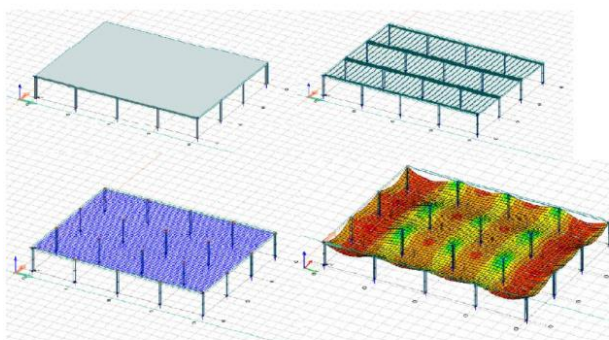
Tekst og bilder: Ola Ludvig Stavrum, NTNU

Bachelorprosjektet oppsto som et samarbeid mellom studenten og konsultentselskapet Norconsult. De ønsket mer kompetanse på fagfeltet og stilte villig opp som ekstern samarbeidspartner på prosjektet. Gjennom vinteren og våren har studenten arbeidet seg igjennom en god del teori omkring beregningsmetoder og regelverk for å lære prinsippene bak dimensjonering av et etteroppspent flatdekke. Både eksterne og interne veiledere har gitt gode råd underveis når ulike tekniske løsninger har blitt diskutert.

Et flatdekke er blitt dimensjonert og beregnet av studenten ved hjelp av elementprogrammet FEM-Design. Dimensjoneringen har tatt utgangspunkt i en modell av et flatdekke, som er utarbeidet med tanke på å ligne et typisk dekke i et norsk kontorbygg med bæresystem av betong.

Det er benyttet et spennarmeringssystem bestående av uinjiserte spennkabler lagt konsentrert langs søylestripene og fordelt i tverretningen. Kontroller i brudd- og bruksgrensetilstand viser tilfredsstillende kapasitet både for moment og gjennomløkking. Dette viser at studenten har oppnådd hovedmålet med prosjektet, da resultatet er et ferdig dimensjonert spennarmert flatdekke.

Resultatene viser imidlertid at det likevel er mulig å gi spennkablene en høyere løftekraft slik at slakkarmeringsmengdene kan reduseres ytterligere. Dette har gitt studenten tro på at det videre fremover kan være mulig å optimalisere modellen av flatdekket, slik at en kan komme fram til en løsning som dagens byggherrer og entreprenører kan være villig å satse på.



Skjermbilder fra modellering og statisk analyse i FEM-Design.

FAKTA

ETTEROPPSPENT FLATDEKKE

Grunnflate: 32 x 24 m

Spennvidder: 8 m

Platetykkelse: 250 mm

Spennarmering: BBR VT CONA CMM
Single-system, 150 mm²

Institutt for bygg- og miljøteknikk

Dimensjonering av etteroppspent flatdekke med uninisert spennarmering

Design of post-tensioned flat slab with unbonded tendons

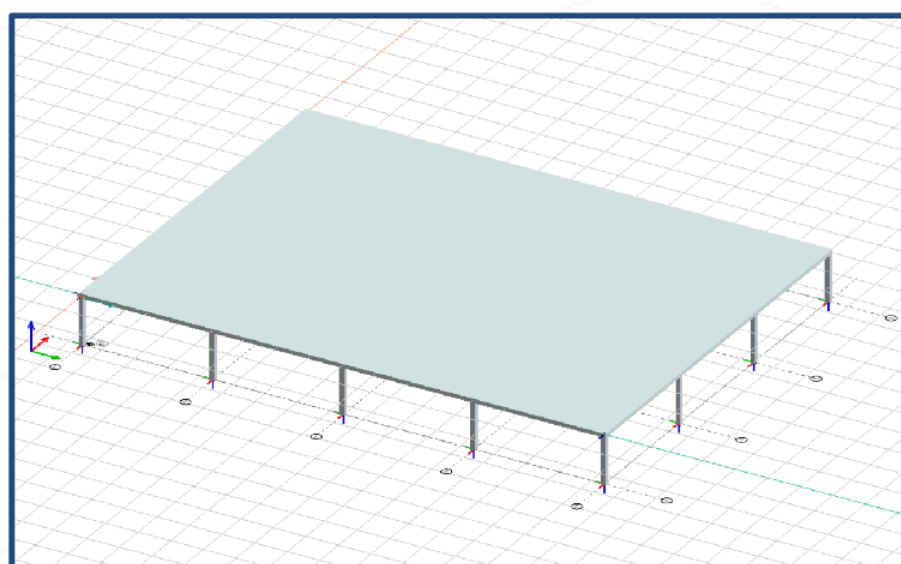
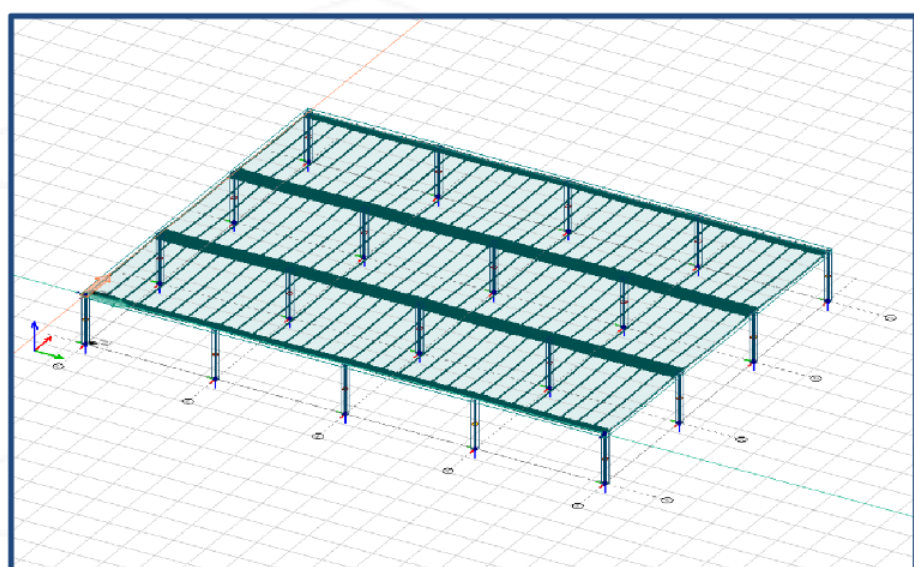
Prosjektnr 2023-44 Ola Ludvig Stavrum

Intern veileder: Jan Arve Øverli, Arne Mathias Selberg

Ekstern kontakt: Norconsult

Problemstilling:

- Lære prinsippene for dimensjonering av etteroppspent flatdekke med uninisert spennarmering

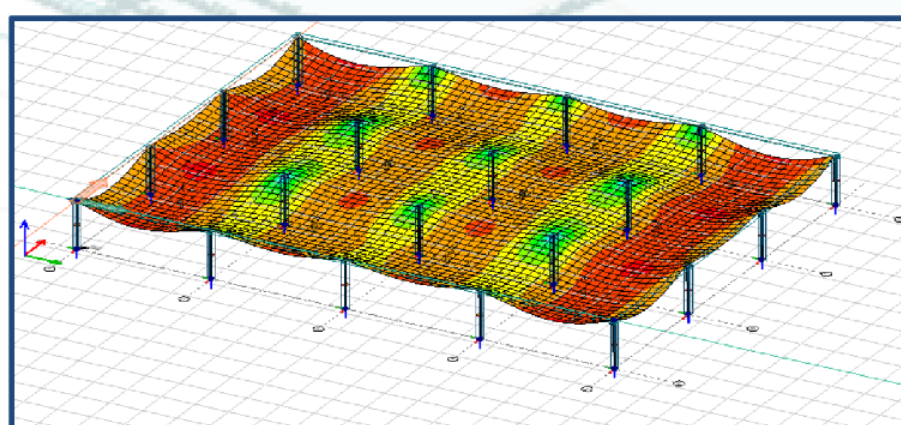
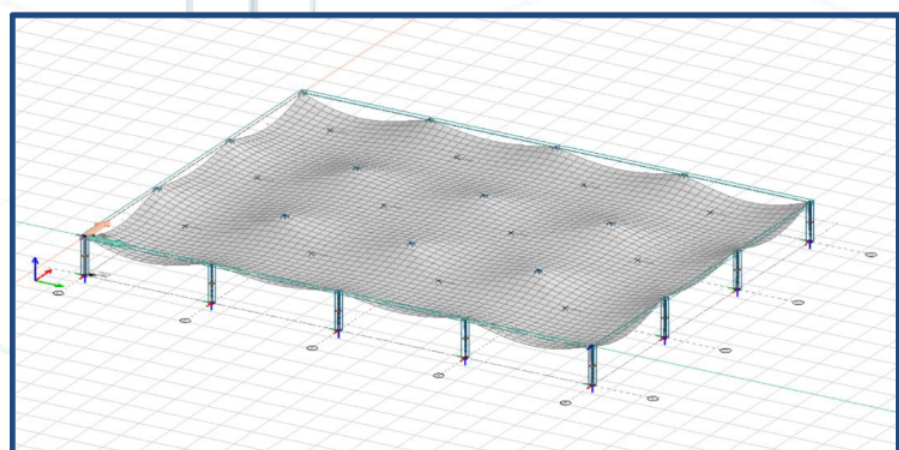


Prosjektbeskrivelse:

- Studere relevant teori for dimensjonering av etteroppspent flatdekke
- Utføre eksempel på dimensjonering ved hjelp av elementprogrammet FEM-Design

Resultat:

- Tilstrekkelig kapasitet for moment og gjennomlokking i bruddgrensetilstand
- Spenninger, rissvidder og nedbøyninger innenfor krav i bruksgrensetilstand



Konklusjon:

- Dimensjonering utført etter relevant teori og gjeldende regelverk

Vedlegg C – Beregninger dimensjoneringsgrunnlag

Materialparametere

Betong

Dimensjonerende trykkfasthet er gitt ved ligning (3.1)

$$f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{EC2 Tabell 3.1}]$$

$$\gamma_c = 1,5 \quad [\text{EC2 Tabell NA.2.1N}]$$

$$\alpha_{cc} = 0,85 \quad [\text{EC2 NA.3.1.6(1)}]$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 45}{1,5} = \mathbf{25,5 \text{ N/mm}^2}$$

Dimensjonerende strekkfasthet er gitt ved ligning (3.2)

$$f_{ctk,0.05} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{EC2 Tabell 3.1}]$$

$$\gamma_c = 1,5 \quad [\text{EC2 Tabell NA.2.1N}]$$

$$\alpha_{ct} = 0,85 \quad [\text{EC2 NA.3.1.6(2)}]$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 2,7}{1,5} = \mathbf{1,5 \text{ N/mm}^2}$$

Spennarmering

Dimensjonerende strekkfasthet/stålspenning er gitt ved ligning (3.4)

$$f_{p0,1k} = 1640 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{Tabell 4.3}]$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad [\text{EC2 Tabell NA.2.1N}]$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1640}{1,15} = \mathbf{1426 \text{ N/mm}^2}$$

Største spenning påført spennkabelen bestemmes ved ligning (3.42)

$$\sigma_{P,max} = \min\{0,8 \cdot f_{pk} ; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\} = \min\{0,8 \cdot 1860 ; 0,9 \cdot 1640\}$$

$$\Rightarrow \sigma_{P,max} = \min\{1488 ; 1476\} \Rightarrow \mathbf{\sigma_{P,max} = 1476 \text{ N/mm}^2}$$

Største spennkraft er gitt i ligning (3.41).

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

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{P,max} = 150 \text{ mm}^2 \cdot 1476 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 10^{-3} = \mathbf{221,4 \text{ kN}}$$

Spenning i spennkabelen umiddelbart etter oppspenning og låsing bestemmes fra ligning (3.44)

$$\sigma_{pm0} = \min\{0,75 \cdot f_{pk} \ ; \ 0,85 \cdot f_{p0,1k}\} = \min\{0,75 \cdot 1860 \ ; \ 0,85 \cdot 1640\}$$

$$\Rightarrow \sigma_{pm0} = \min\{1395 \ ; \ 1394\} \Rightarrow \sigma_{pm0} = \mathbf{1394 \text{ N/mm}^2}$$

Maksimal kraft som påføres betongen umiddelbart etter oppspenning og låsing av spennkabelen i den aktive enden bestemmes fra ligning (3.44)

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

$$P_{m0} = A_p \cdot \sigma_{pm0} = 150 \text{ mm}^2 \cdot 1394 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 10^{-3} = \mathbf{209,1 \text{ kN}}$$

Slakkarmering

Dimensjonerende flytespenning er gitt ved ligning (3.3)

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{EC2 Tabell C.1}]$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad [\text{EC2 Tabell NA.2.1N}]$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = \mathbf{434 \text{ N/mm}^2}$$

Laster

Karakteristisk egenlast for armert betong gis av følgende:

$$\gamma_{\text{Betong}} = 25 \text{ kN/m}^3 \quad [\text{EC1 Tabell A.1}]$$

$$\text{Platetykkelse flatdekke} = 250 \text{ mm}$$

$$g_k = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_{\text{dekke}} = \frac{25 \text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,250 \text{ m} = \mathbf{6,25 \text{ kN/m}^2}$$

Lastkombinasjoner

For lastkombinasjoner i bruddgrense blir disse gitt fra ligning (3.6a) og (3.6b).

$$E_d = \max \begin{cases} 1,35G_k + \gamma_P P + 1,5\psi_0 Q_k \\ 1,2G_k + \gamma_P P + 1,5Q_k \end{cases}$$
$$\Rightarrow E_d = \max \begin{cases} 1,35 \cdot 6,25 + 1,0 \cdot P'_0 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 3,0 = \mathbf{11,6 \text{ kN/m}^2} + P'_0 \text{ kN} \\ 1,2 \cdot 6,25 + 1,0 \cdot P'_0 + 1,5 \cdot 3,0 = \mathbf{12 \text{ kN/m}^2} + P'_0 \text{ kN} \end{cases}$$

Lastkombinasjonen tilnærmet permanent last i bruksgrensetilstand er gitt fra ligning (3.8).

$$E_d = G_k + P + \psi_2 Q_k = 6,25 + P'_0 + 0,3 \cdot 3,0 = \mathbf{7,15 \text{ kN/m}^2} + P'_0 \text{ kN}$$

Lastkombinasjonen for kontroll av oppspenningstilstanden i bruksgrensetilstand blir den samme som ovenfor, men uten nyttelasten og med spennkraften redusert for kun korttidstap.

$$E_d = G_k + P + \psi_2 Q_k = 6,25 + P_0 = \mathbf{6,25 \text{ kN/m}^2} + P_0 \text{ kN}$$

Eksponeringsklasse og overdekning

Eksponeringsklasse og levetid:

XC1

[EC2 Tabell 4.1]

50 års dimensjonerende brukstid

Minste overdekning gis fra ligning (3.107)

$$C_{min,b} = 25 \text{ mm (antatt } \varnothing 25)$$

[EC2 Tabell NA.4.2]

$$C_{min,dur} = 15 \text{ mm} - \text{XC1 og 50 års brukstid}$$

[EC2 Tabell NA.4.4N]

$$C_{min} = \max \{C_{min,b}, C_{min,dur}, 10 \text{ mm}\}$$

$$\Rightarrow C_{min} = \max\{25\text{mm}, 15\text{mm}, 10\text{mm}\} = \mathbf{25 \text{ mm}}$$

$$\Delta C_{dev} = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

[EC2 NA.4.4.1.3]

Nominell overdekning gis fra ligning (3.106)

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \Rightarrow C_{nom} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = \mathbf{35 \text{ mm}}$$

Minimumsarmering

Ø25 mm armeringsstenger

35 mm overdekning

$$d_x = 250 - 35 - \frac{\emptyset 25}{2} = 203 \text{ mm} , \quad d_y = 250 - 35 - \emptyset 25 - \frac{\emptyset 25}{2} = 178 \text{ mm}$$

Midlere effektiv tverrsnittshøyde gis fra ligning (3.75)

$$d = d_{eff} = \frac{(d_x + d_y)}{2} = \frac{203 + 178}{2} = \mathbf{191 \text{ mm}}$$

Minimumsarmering gis fra ligning (3.105)

$$f_{ctm} = 3,8 \text{ N/mm}^2$$

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

$b = 1000 \text{ mm}$ (platestripe 1m)

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \geq 0,0013 \cdot b \cdot d$$

$$\Rightarrow 0,26 \cdot \frac{3,8}{500} \cdot 10^3 \cdot 191 \geq 0,0013 \cdot 10^3 \cdot 191$$

$$\Rightarrow 378 \geq 248 \Rightarrow \mathbf{A_{s,min} = 378 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Minste senteravstand for platearmering:

$$s_{max,slab} = 3h \leq 400 \quad [\text{EC2 NA.9.3.1.1(3)}]$$

$$\Rightarrow s_{max,slab} = 3 \cdot 250 \leq 400 = 750 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \mathbf{s_{max,slab} = 400 \text{ mm}}$$

Velger Ø16 mm armeringsstenger med senteravstand 400 mm:

$$A^{\emptyset 16} = \pi \cdot \frac{16^2}{4} = 201 \text{ mm}^2$$

$$s = s_{max,slab} = 400 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_{s,min} = \frac{A^{\emptyset 16}}{s} = \frac{201 \text{ mm}^2}{0,4 \text{ m}} = \mathbf{503 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} > \mathbf{378 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} \quad \mathbf{OK}$$

Eksentrisiteter spennkabler

$$C_{nom} = 35 \text{ mm}$$

Slakkarmering i overkant: 2 lag $\varnothing 25 \text{ mm}$ armeringsstenger

Slakkarmering i underkant: 2 lag $\varnothing 25 \text{ mm}$ armeringsstenger

Eksentrisiteter OK over søyler:

Konsentrerte kabler legges oppunder begge lag slakkarmering i overkant.

$$e_{konsentrert}^{OK} = \frac{h_{dekke}}{2} - C_{nom} - 2 \cdot D^{\varnothing 25} - \frac{D_{ytte}}{2} = \frac{250}{2} - 35 - 2 \cdot 25 - \frac{20}{2}$$
$$\Rightarrow e_{konsentrert}^{OK} = 30 \text{ mm}$$

Fordelte kabler legges helt oppunder første lag slakkarmering i overkant.

$$e_{fordelt}^{OK} = \frac{h_{dekke}}{2} - C_{nom} - D^{\varnothing 25} - \frac{D_{ytte}}{2} = \frac{250}{2} - 35 - 25 - \frac{20}{2}$$
$$\Rightarrow e_{fordelt}^{OK} = 55 \text{ mm}$$

Eksentrisiteter UK midt i felt:

Konsentrerte kabler legges ned rett over begge lag slakkarmering i underkant.

$$e_{konsentrert}^{UK} = \frac{h_{dekke}}{2} - C_{nom} - 2 \cdot D^{\varnothing 25} - \frac{D_{ytte}}{2} = \frac{250}{2} - 35 - 2 \cdot 25 - \frac{20}{2}$$
$$\Rightarrow e_{konsentrert}^{UK} = 30 \text{ mm}$$

Fordelte kabler legges ned rett over første lag slakkarmering i underkant.

$$e_{fordelt}^{UK} = \frac{h_{dekke}}{2} - C_{nom} - D^{\varnothing 25} - \frac{D_{ytte}}{2} = \frac{250}{2} - 35 - 25 - \frac{20}{2}$$
$$\Rightarrow e_{fordelt}^{UK} = 55 \text{ mm}$$

Vedlegg D – Lastkombinasjoner i FEM-Design

Forklaring: - PTC T0: spennkraft etter umiddelbare tap

- PTC T8: spennkraft etter alle tap både kort- og langtidstap

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	Bruddgrense 1	Ultimate	1.350	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T8 (Post tensioning)
			1.050	Nyttelast N1
2	Bruddgrense 2	Ultimate	1.350	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T8 (Post tensioning)
			1.050	Nyttelast N2
3	Bruddgrense 3	Ultimate	1.350	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T8 (Post tensioning)
			1.050	Nyttelast N3
4	Bruddgrense 4	Ultimate	1.350	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T8 (Post tensioning)
			1.050	Nyttelast N4
5	Bruddgrense 5	Ultimate	1.350	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T8 (Post tensioning)
			1.050	Nyttelast N5
6	Bruddgrense 6	Ultimate	1.350	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T8 (Post tensioning)
			1.050	Nyttelast N6
7	Bruddgrense 7	Ultimate	1.350	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T8 (Post tensioning)
			1.050	Nyttelast N7
8	Bruddgrense 8	Ultimate	1.202	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T8 (Post tensioning)
			1.500	Nyttelast N1
9	Bruddgrense 9	Ultimate	1.202	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T8 (Post tensioning)
			1.500	Nyttelast N2
10	Bruddgrense 10	Ultimate	1.202	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T8 (Post tensioning)
			1.500	Nyttelast N3
11	Bruddgrense 11	Ultimate	1.202	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T8 (Post tensioning)
			1.500	Nyttelast N4
12	Bruddgrense 12	Ultimate	1.202	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T8 (Post tensioning)
			1.500	Nyttelast N5
13	Bruddgrense 13	Ultimate	1.202	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T8 (Post tensioning)
			1.500	Nyttelast N6
14	Bruddgrense 14	Ultimate	1.202	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T8 (Post tensioning)
			1.500	Nyttelast N7
15	Bruksgrense 1 Tilnærmet permanent last	Quasi-permanent	1.000	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T8 (Post tensioning)
			0.300	Nyttelast N1
16	Bruksgrense 2 Oppspenning	Characteristic	1.000	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T0 (Post tensioning)
17	Bruksgrense 3 Oppsett av spennkabler	Characteristic	1.000	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	PTC T0 (Post tensioning)
			1.000	Nyttelast N1

Vedlegg E – Spennkabler i FEM-Design

Forklaring: - PTC T0: spennkraft etter umiddelbare tap

- PTC T8: spennkraft etter alle tap både kort- og langtidstap

P.1.Spennkabel konsentrert.10 Post-tensioned cable details

General data

Strand type: Y1860S7-15,7-F1-C1

Strand No.: 1

Jacking stress: 1476.0 N/mm²; 0.794 * f_{pk}

Jacking side: Start

Curvature c.: 0.050

Wobble c.: 0.010 1/m

Anchorage set slip: 4.0 mm

Elastic shortening loss: 11.6 N/mm²; 0.006 * f_{pk}

Creep stress loss: 10.6 N/mm²; 0.006 * f_{pk}

Shrinkage stress loss: 75.2 N/mm²; 0.040 * f_{pk}

Relaxation stress loss: 54.8 N/mm²; 0.029 * f_{pk}

Length (projected): 32.000 m

Length (real): 32.003 m

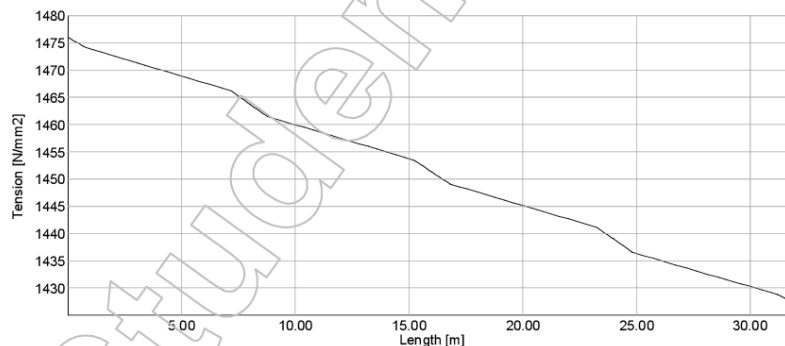
Stress T0 at Begin: 1395.1 N/mm²; 0.750 * f_{pk}

Stress T0 at End: 1415.4 N/mm²; 0.761 * f_{pk}

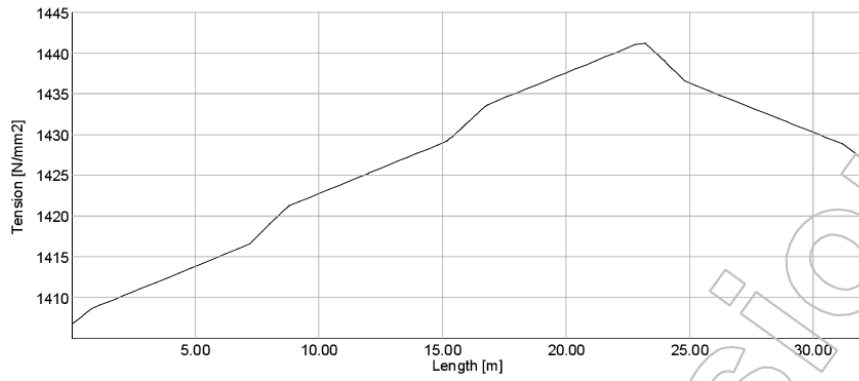
Stress T0 avg: 1415.9 N/mm²; 0.761 * f_{pk}

Stress T8 avg: 1275.3 N/mm²; 0.686 * f_{pk}

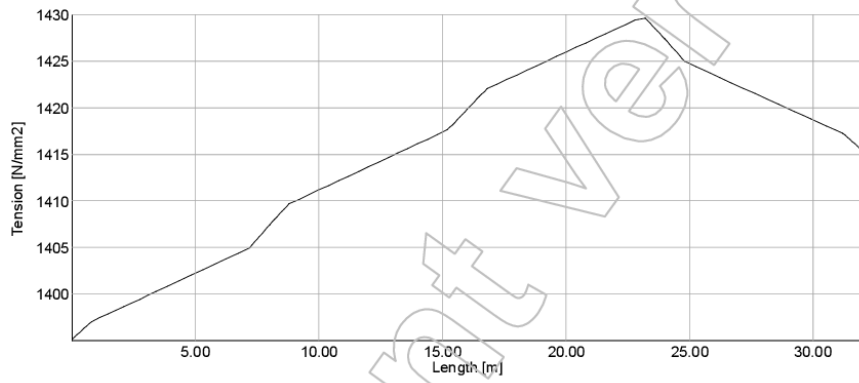
Stress function with friction losses



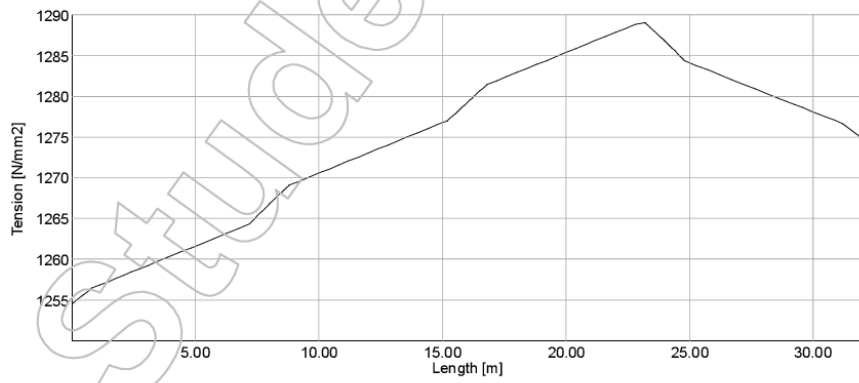
Stress function with anchorage set slip losses



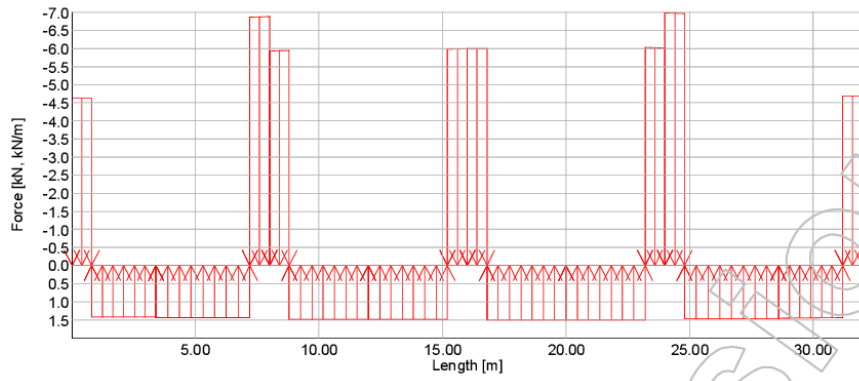
Stress function with elastic shortening losses (T0)



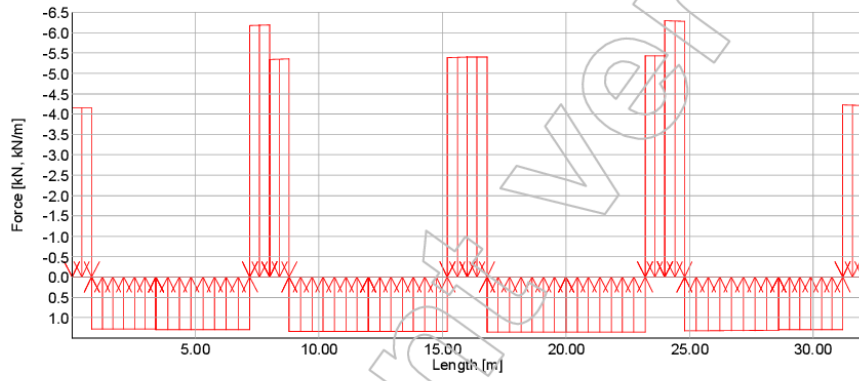
Stress function with all time dependent losses (T8)



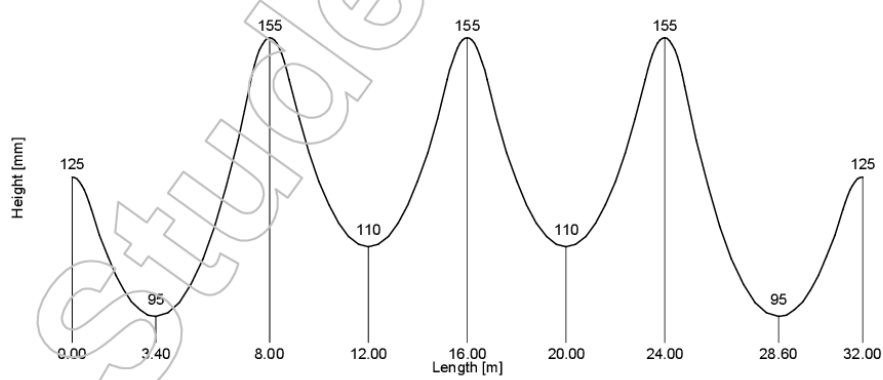
Equivalent force for PTC (T0)



Equivalent force for PTC (T8)



Manufacturing



P.1.Spennkabel fordelt.14 Post-tensioned cable details

General data

Strand type: Y1860S7-15,7-F1-C1

Strand No.: 1

Jacking stress: 1476.0 N/mm²; 0.794 * f_{pk}

Jacking side: Start

Curvature c.: 0.050

Wobble c.: 0.010 1/m

Anchorage set slip: 4.0 mm

Elastic shortening loss: 0.6 N/mm²; 0.000 * f_{pk}

Creep stress loss: 11.1 N/mm²; 0.006 * f_{pk}

Shrinkage stress loss: 78.9 N/mm²; 0.042 * f_{pk}

Relaxation stress loss: 57.2 N/mm²; 0.031 * f_{pk}

Length (projected): 24.000 m

Length (real): 24.007 m

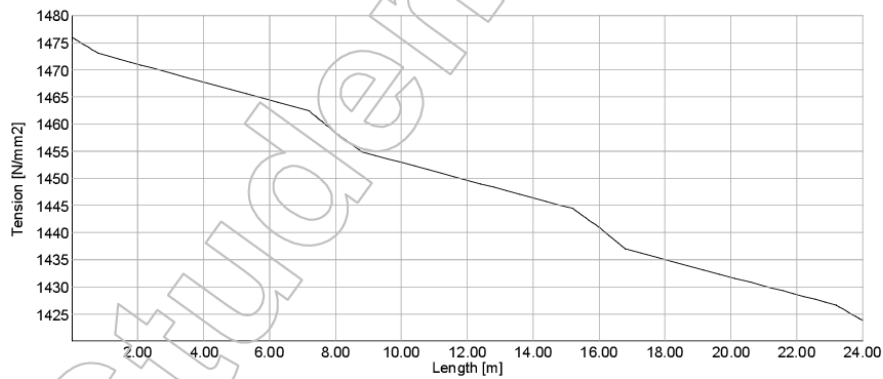
Stress T₀ at Begin: 1390.4 N/mm²; 0.748 * f_{pk}

Stress T₀ at End: 1423.2 N/mm²; 0.765 * f_{pk}

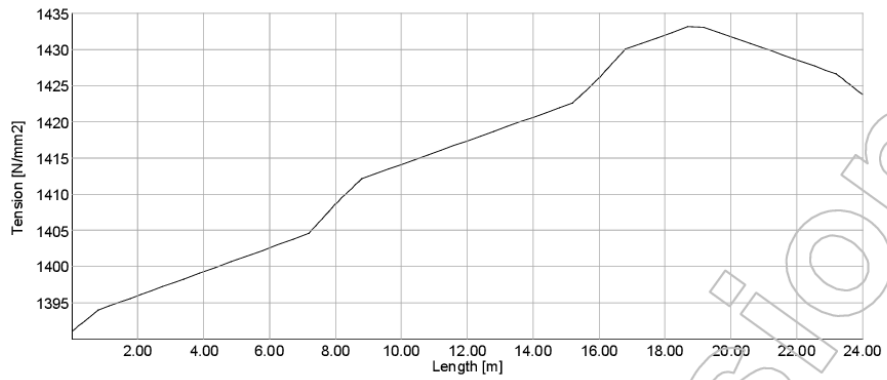
Stress T₀ avg: 1414.7 N/mm²; 0.761 * f_{pk}

Stress T₈ avg: 1267.5 N/mm²; 0.681 * f_{pk}

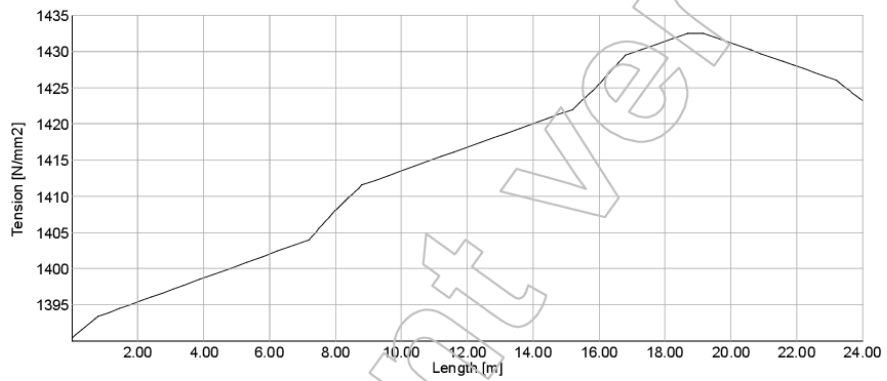
Stress function with friction losses



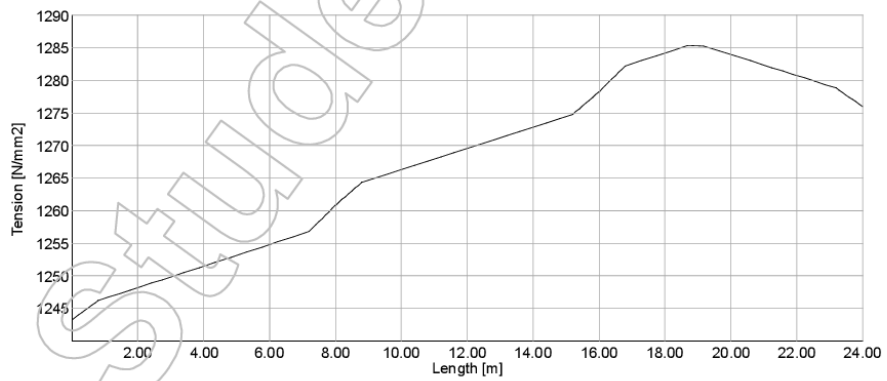
Stress function with anchorage set slip losses



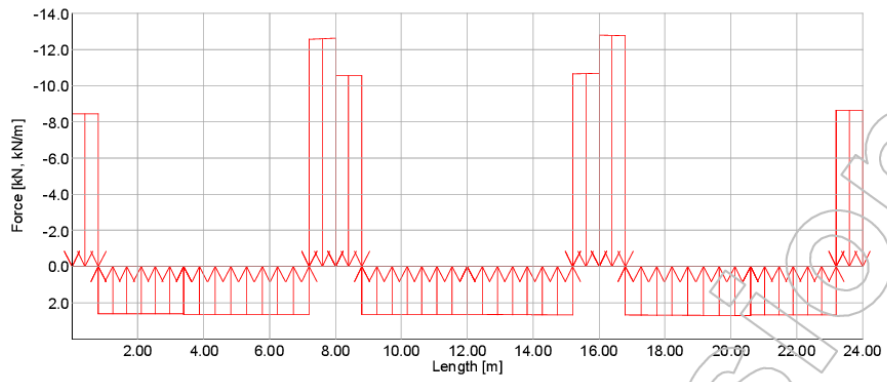
Stress function with elastic shortening losses (T0)



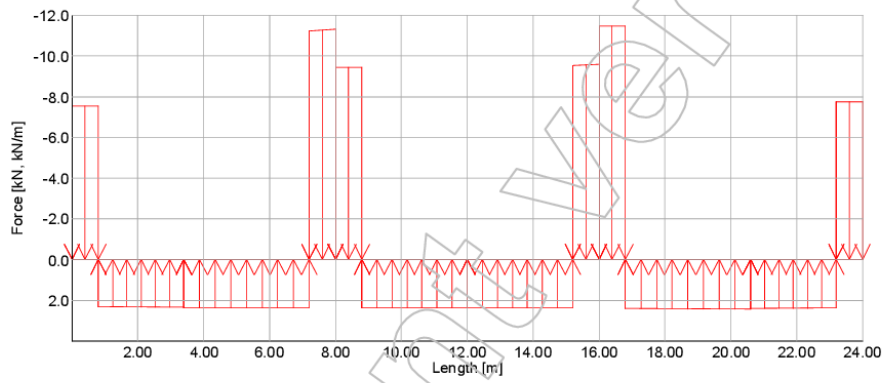
Stress function with all time dependent losses (T8)



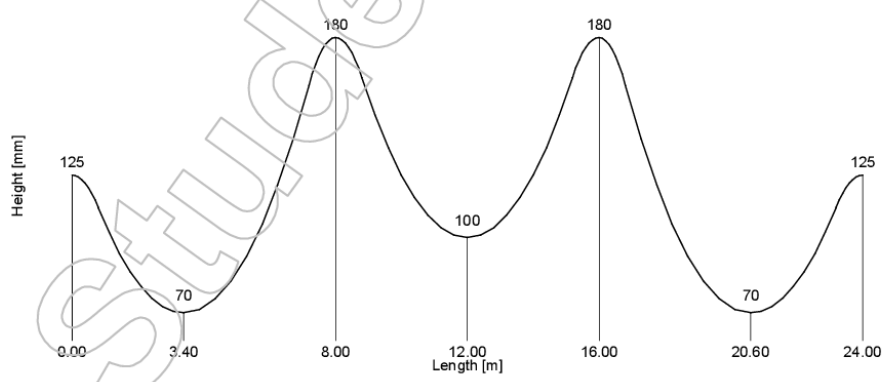
Equivalent force for PTC (T0)



Equivalent force for PTC (T8)



Manufacturing



Vedlegg F – Håndberegning momentkapasitet
Momentkapasitet i snitt x = 3m i søylestripe langs akse C, med
konsentrerte spennkabler:

Lastbredde: $b = 8000 \text{ mm}$

Trykksonebredde: $b_t = \frac{8000}{2} = 4000 \text{ mm}$

Areal slakkarmering: $A_s = (\phi 16 \text{ s} 350) \cdot b = \frac{201 \text{ mm}^2}{0,35 \text{ m}} \cdot 8 \text{ m} = 4594 \text{ mm}^2$

Kraft i slakkarmering: $S_d = f_{yd} \cdot A_s = 434 \cdot 4594 \cdot 10^{-3} = 1993,8 \text{ kN}$

Antall spennkabler: $n = 7 \text{ stk}$

Areal 1 spennkabel: $A_p = 150 \text{ mm}^2$

Spennkraft redusert for alle tap: $P'_0 = 181,6 \text{ kN}$

Kraft i spennarmering gitt fra ligning (3.67):

$$S_p = (P'_0 + \Delta\sigma_{ULS} \cdot A_p) \cdot \frac{n}{\gamma_s} = (181,6 + 100 \cdot 150 \cdot 10^{-3}) \cdot \frac{7}{1,15} = 1196,7 \text{ kN}$$

Effektiv tverrsnittshøyde slakkarmering:

$$d_s = h_{dekke} - C_{nom} - \frac{\phi 16}{2} = 250 - 35 - 8 = 207 \text{ mm}$$

Avstand fra UK dekke til tyngdepunkt konsentrerte spennkabler ved snitt x = 3 meter:

$$C = 96 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde spennkabler:

$$d_p = h_{dekke} - C = 250 - 96 = 154 \text{ mm}$$

Midlere effektiv tverrsnittshøyde gitt fra ligning (3.68):

$$d_m = \frac{S_d \cdot d_s + S_p \cdot d_p}{S_d + S_p} = \frac{1993,8 \cdot 207 + 1196,7 \cdot 154}{1993,8 + 1196,7} = 187 \text{ mm}$$

Faktor for trykksonehøyde gitt fra ligning (3.72):

$$\alpha = \frac{S_P + f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_t \cdot d_m} = \frac{(1196,7 + 1993,8) \cdot 10^3}{0,8 \cdot 25,5 \cdot 4000 \cdot 187} = 0,209$$

Momentkapasitet gitt fra ligning (3.70):

$$M_{Rd} = 0,8(1 - 0,4\alpha)\alpha f_{cd} b d_m^2 = 0,8 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,209) \cdot 0,209 \cdot 25,5 \cdot 4000 \cdot 187^2 \cdot 10^{-60}$$

$\Rightarrow M_{Rd} = 546,5 \text{ kNm}$

Dimensjonerende moment langs lastbredden 8m i snitt x = 3m i søylestripe langs akse C:

$$M_{Ed} = 500,5 \text{ kNm} \quad (\text{Integrert verdi fra FEM-Design langs lastbredden på 8m})$$

$$M_{Rd} = 546,5 \text{ kNm} > M_{Ed} = 500,5 \text{ kNm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{OK!}$$

Rissmoment for fiktiv bjelke med konsentrerte spennkabler langs akse C:

Areal betongtverrsnitt i bredde 8 meter: $A_c = 8000 \cdot 250 = 2 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$

Andre arealmoment betongtverrsnitt: $I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{8000 \cdot 250^3}{12} = 1,0417 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$

Maks y-verdi for største bøyespennning: $y = y_{maks} = \frac{h_{dekke}}{2} = \frac{250}{2} = 125 \text{ mm}$

Spennkraft umiddelbart etter oppspenning: $P_0 = 202,7 \text{ kN}$

Midlere strekkfasthet B45 betong: $f_{ctm} = 3,8 \text{ N/mm}^2$

Rissmoment gitt fra ligning (3.74):

$$M_{Riss} = \frac{I_c}{y} \cdot \left(f_{ctm} + \frac{P_0}{A_c} \right) = \frac{1,0417 \cdot 10^{10}}{125} \cdot \left(3,8 + \frac{202,7 \cdot 10^3 \cdot 7}{2 \cdot 10^6} \right) = 375,8 \text{ kNm}$$

Krav til momentkapasitet og rissmoment gitt i ligning (3.73):

$$M_{Rd} \geq 1,15 \cdot M_{Riss} \Rightarrow 546,5 \geq 1,15 \cdot 375,8 \Rightarrow 546,5 \text{ kNm} \geq 432,2 \text{ kNm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{OK!}$$

Vedlegg G – Håndberegning gjennomlokkingskapasitet Dimensjonerende skjærspenning i kontrollsnitt rundt søyle B3:

(MERK! Alle formler gjengitt fra EC2 kapittel 6.4 oppgis med ortogonale retninger referert i planet som y- og z-retning. For beregningene nedenfor benyttes x- og y-retning som benevnning av henholdsvis y- og z-retning.)

Armering i x-retning:

$$\varnothing 16 \text{ s}350 \text{ mm} = 574 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}, \quad C_{nom} = 35 \text{ mm}, \quad d^{\varnothing 16} = 207 \text{ mm}$$

$$\varnothing 25 \text{ s}180 \text{ mm} = 2727 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}, \quad C_{nom} = 35 \text{ mm}, \quad d^{\varnothing 25} = 202,5 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde i x-retning:

$$d_x = \frac{A_s^{\varnothing 16} \cdot d^{\varnothing 16} + A_s^{\varnothing 25} \cdot d^{\varnothing 25}}{A_s^{\varnothing 16} + A_s^{\varnothing 25}} = \frac{574 \cdot 207 + 2727 \cdot 202,5}{574 + 2727} = 203,3 \text{ mm}$$

Armering i y-retning:

$$\varnothing 16 \text{ s}350 \text{ mm} = 574 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}, \quad C_{nom} = 60 \text{ mm}, \quad d^{\varnothing 16} = 182 \text{ mm}$$

$$\varnothing 25 \text{ s}150 \text{ mm} = 3272 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}, \quad C_{nom} = 60 \text{ mm}, \quad d^{\varnothing 25} = 177,5 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde i y-retning:

$$d_y = \frac{A_s^{\varnothing 16} \cdot d^{\varnothing 16} + A_s^{\varnothing 25} \cdot d^{\varnothing 25}}{A_s^{\varnothing 16} + A_s^{\varnothing 25}} = \frac{574 \cdot 182 + 3272 \cdot 177,5}{574 + 3272} = 178,2 \text{ mm}$$

Midlere effektiv tykkelse av platen gitt fra ligning (3.75):

$$d = d_{eff} = \frac{(d_x + d_y)}{2} = \frac{203,3 + 178,2}{2} = 191 \text{ mm}$$

Omkrets kontrollsnitt rundt søyle B3 gitt fra ligning (3.77):

$$c = c_1 = c_2 = 300 \text{ mm}$$

$$u_1^{Rekt.} = 4 \cdot \pi \cdot d + 4 \cdot c = 4 \cdot \pi \cdot 191 + 4 \cdot 300 = 3600 \text{ mm}$$

Aksialkraft i søyle B3: $N_{Ed} = 862,1 \text{ kN}$ (hentet fra analyse i FEM-Design)

Effektiv bredde i x- og y-retning for beregning av aktuelle spennkabler med gunstig virkning:

$$b_{eff} = c_1 + d = 300 + 191 = 491 \text{ mm} \quad (\text{se figur 3.40})$$

Antall konsentrerte spennkabler innenfor effektiv bredde i x-retning: $n_x = 3 \text{ stk}$

Antall fordelte spennkabler innenfor effektiv bredde i y-retning: $n_y = 1 \text{ stk}$

Spennvidde lik i både x- og y-retning: $L = L_x = L_y = 8 \text{ m}$

Infleksjonspunkt over søyler plassert likt i både x- og y-retning: $\beta = 0,1$

Nedoverrettet reaksjonskraft fra konsentrerte spennkabler i x-retning gitt fra ligning (3.94):

Pilhøyde mellom topp- og infleksjonspunkt: $h_{2,x} = 9 \text{ mm}$ (Hentet ut fra FEM-Design)

Spennkraft i x-retning etter alle tap hentet fra tabell 5.3:

$$P_x = P'_{0,Konsentrert} = 181,6 \text{ kN}$$

$$V_{pd,x} = \left[\frac{2 \cdot P_x \cdot h_{2,x}}{(\beta \cdot L)^2} \cdot (c + d) \right] \cdot n_x = \left[\frac{2 \cdot 181,6 \cdot 0,009}{0,8^2} \cdot 0,491 \right] \cdot 3 = 7,5 \text{ kN}$$

Nedoverrettet reaksjonskraft fra fordelte spennkabler i y-retning gitt fra ligning (3.94):

Pilhøyde mellom topp- og infleksjonspunkt: $h_{2,y} = 16 \text{ mm}$ (Hentet ut fra FEM-Design)

Spennkraft i y-retning etter alle tap hentet fra tabell 5.3:

$$P_y = P'_{0,Fordelt} = 178,6 \text{ kN}$$

$$V_{pd,y} = \left[\frac{2 \cdot P_y \cdot h_{2,y}}{(\beta \cdot L)^2} \cdot (c + d) \right] \cdot n_y = \left[\frac{2 \cdot 178,6 \cdot 0,016}{0,8^2} \cdot 0,491 \right] \cdot 1 = 4,4 \text{ kN}$$

Total nedoverrettet reaksjonskraft fra spennkabler over søyle B3:

$$V_{pd} = V_{pd,x} + V_{pd,y} = 7,5 + 4,4 = 11,9 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft ved søyle B3 gitt fra ligning (3.95):

$$V_{Ed} = N_{Ed} - \gamma_P \cdot V_{pd} = N_{Ed} - 1,0 \cdot V_{pd} = 862,1 - 1,0 \cdot 11,9 = 850,2 \text{ kN}$$

Faktor for momentoverføring gitt fra figur 3.32: $\beta = 1,15$ (innvendig søyle)

Dimensjonerende skjærspenning i kontrollsnitt ved søyle B3 gitt fra ligning (3.79):

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}} = 1,15 \cdot \frac{850,2 \cdot 10^3}{3600 \cdot 191} = 1,42 \text{ N/mm}^2$$

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet uten skjærarmering i kontrollsnitt rundt søyle B3:

(MERK! Alle formler gjengitt fra EC2 kapittel 6.4 oppgis med ortogonale retninger referert i planet som y- og z-retning. For beregningene nedenfor benyttes x- og y-retning som benevnning av henholdsvis y- og z-retning.)

Effektiv platetykkelse gitt fra ligning (3.75) og beregnet ovenfor: $d = d_{eff} = 191 \text{ mm}$

Faktor for tilslagsstørrelse og fordeling (benytter faktor $k_2 = 0,18$):

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

Faktor for skalaeffekter:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \Rightarrow 1 + \sqrt{\frac{200}{191}} = 2,023 \leq 2,0 \Rightarrow k = 2,0$$

Effektiv bredde for beregning av armeringsforhold etter figur 3.33:

$$b_{eff} = c_1 + 6d = c_2 + 6d = 300 + 6 \cdot 191 = 1446 \text{ mm}$$

Strekkarmeringsareal innenfor effektiv bredde i x-retning:

$$A_{sL,x} = (A_s^{\emptyset 16} + A_s^{\emptyset 25}) \cdot b_{eff} = (574 + 2727) \cdot 1,446 = 4773,2 \text{ mm}^2$$

Strekkarmeringsareal innenfor effektiv bredde i y-retning:

$$A_{sL,y} = (A_s^{\emptyset 16} + A_s^{\emptyset 25}) \cdot b_{eff} = (574 + 3272) \cdot 1,446 = 5561,3 \text{ mm}^2$$

Armeringsforhold i x-retning: $\rho_{sL,x} = \frac{A_{sL,x}}{b_{eff} \cdot d} = \frac{4773,2}{1446 \cdot 191} = 0,0173$

Armeringsforhold i y-retning: $\rho_{sL,y} = \frac{A_{sL,y}}{b_{eff} \cdot d} = \frac{5661,3}{1446 \cdot 191} = 0,0205$

Midlere armeringsforhold:

$$\rho_L = \sqrt{\rho_{sL,x} \cdot \rho_{sL,y}} = \sqrt{0,0173 \cdot 0,0205} = 0,0188$$

Antall konsentrerte spennkabler i søylestripe i x-retning: $n_x = 7 \text{ stk}$

Aksialkraft fra konsentrerte spennkabler i x-retning:

$$N_{Ed,x} = P_x \cdot n_x = 181,6 \cdot 7 = 1271,2 \text{ kN}$$

Areal for trykkutbredelse i x-retning ved søyle B3:

$$A_{c,x} = L_y \cdot h_{dekke} = 8000 \cdot 250 = 2 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Aksialkraft fra 1 stk fordelt spennkabel i y-retning:

$$N_{Ed,y} = P_y = 178,6 \text{ kN}$$

Areal for trykkutbredelse i y-retning ved søyle B3:

$$A_{c,y} = \text{senteravstand kabler} \cdot h_{dekke} = 1000 \cdot 250 = 250\,000 \text{ mm}^2$$

Normalspenning pga konsentrerte spennkabler i x-retning:

$$\sigma_{c,x} = \frac{N_{Ed,x}}{A_{c,x}} = \frac{1271,2 \cdot 10^3}{2 \cdot 10^6} = 0,64 \text{ N/mm}^2$$

Normalspenning pga fordelte spennkabler i y-retning:

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{c,y}} = \frac{178,6 \cdot 10^3}{250\,000} = 0,71 \text{ N/mm}^2$$

Midlere normalspenning:

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{c,x} + \sigma_{c,y}}{2} = \frac{0,64 + 0,71}{2} = 0,67 \text{ N/mm}^2$$

Faktor for normalspenninger: $k_1 = 0,1$ (Trykk)

Dimensjonerende skjærspenningskapasitet uten skjærarmering i kontrollsnitt ved søyle B3 gitt fra ligning (3.86):

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

Minste skjærspenningskapasitet:

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \cdot 2,0^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{45} = 0,664 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,0188 \cdot 45)^{\frac{1}{3}} + 0,1 \cdot 0,67 \geq 0,664 + 0,1 \cdot 0,67$$

$$\Rightarrow v_{Rd,c} = 1,12 \geq 0,731 \quad \Rightarrow \quad v_{Rd,c} = \mathbf{1,12 \text{ N/mm}^2}$$

$$v_{Rd,c} \geq v_{Ed} \Rightarrow 1,12 \text{ N/mm}^2 \geq 1,42 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{Ikke OK!}$$

\Rightarrow Skjærarmering må legges inn!

Etterkontroll av skjærspenningskapasiteten fra ligning (3.86) ved bruk av faktor $k_2 = 0,15$. Ellers samme variabler som brukt ovenfor.

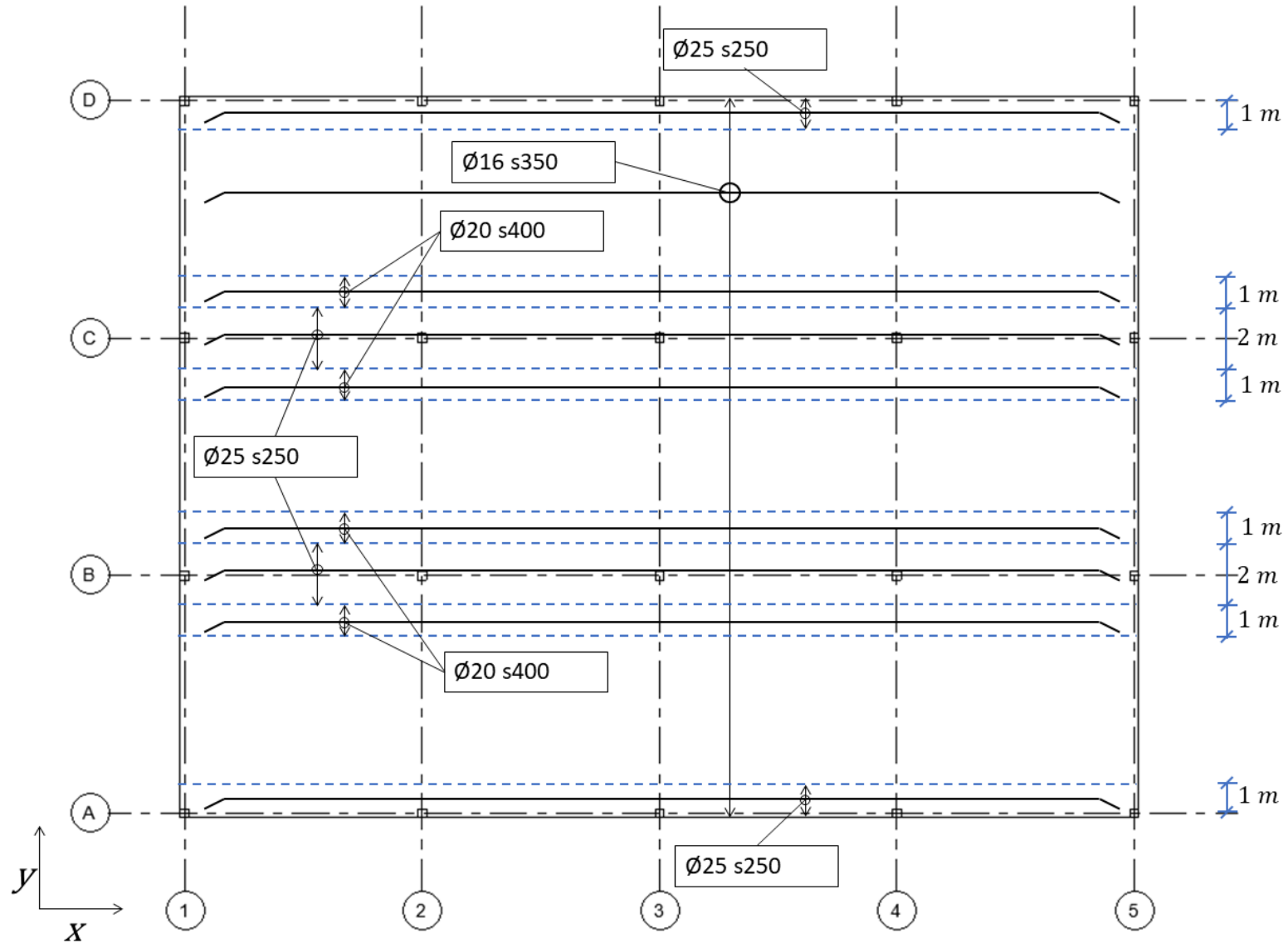
$$\Rightarrow v_{Rd,c} = \frac{0,15}{1,5} \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,0188 \cdot 45)^{\frac{1}{3}} + 0,1 \cdot 0,67 \geq 0,664 + 0,1 \cdot 0,67$$

$$\Rightarrow v_{Rd,c} = 0,945 \geq 0,731 \quad \Rightarrow \quad v_{Rd,c} = \mathbf{0,945 \frac{N}{mm^2}}$$

Vedlegg H – Oversikt slakkarmering

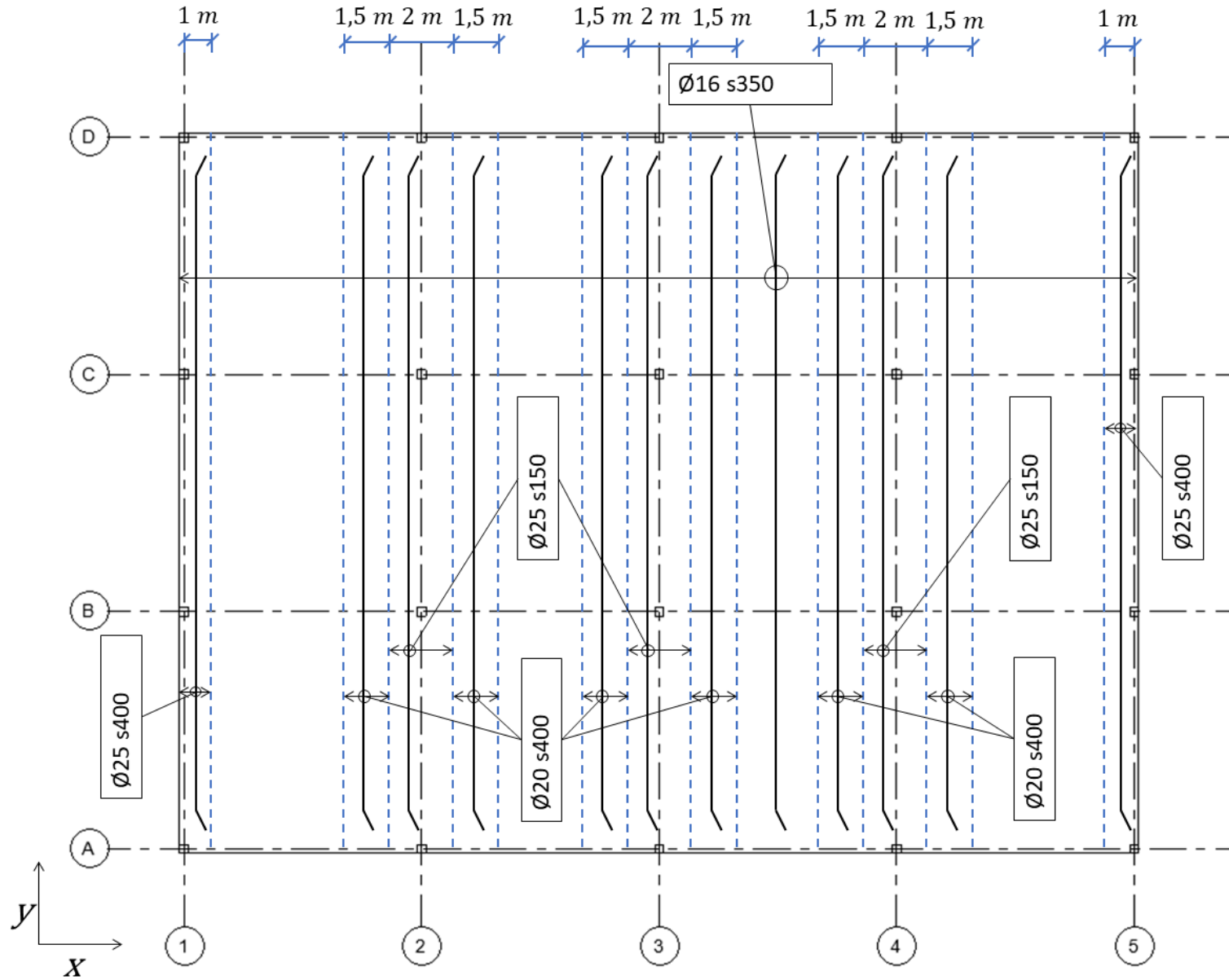
OK Slakkarmering i x-retning

(NB! Ikke i målestokk)



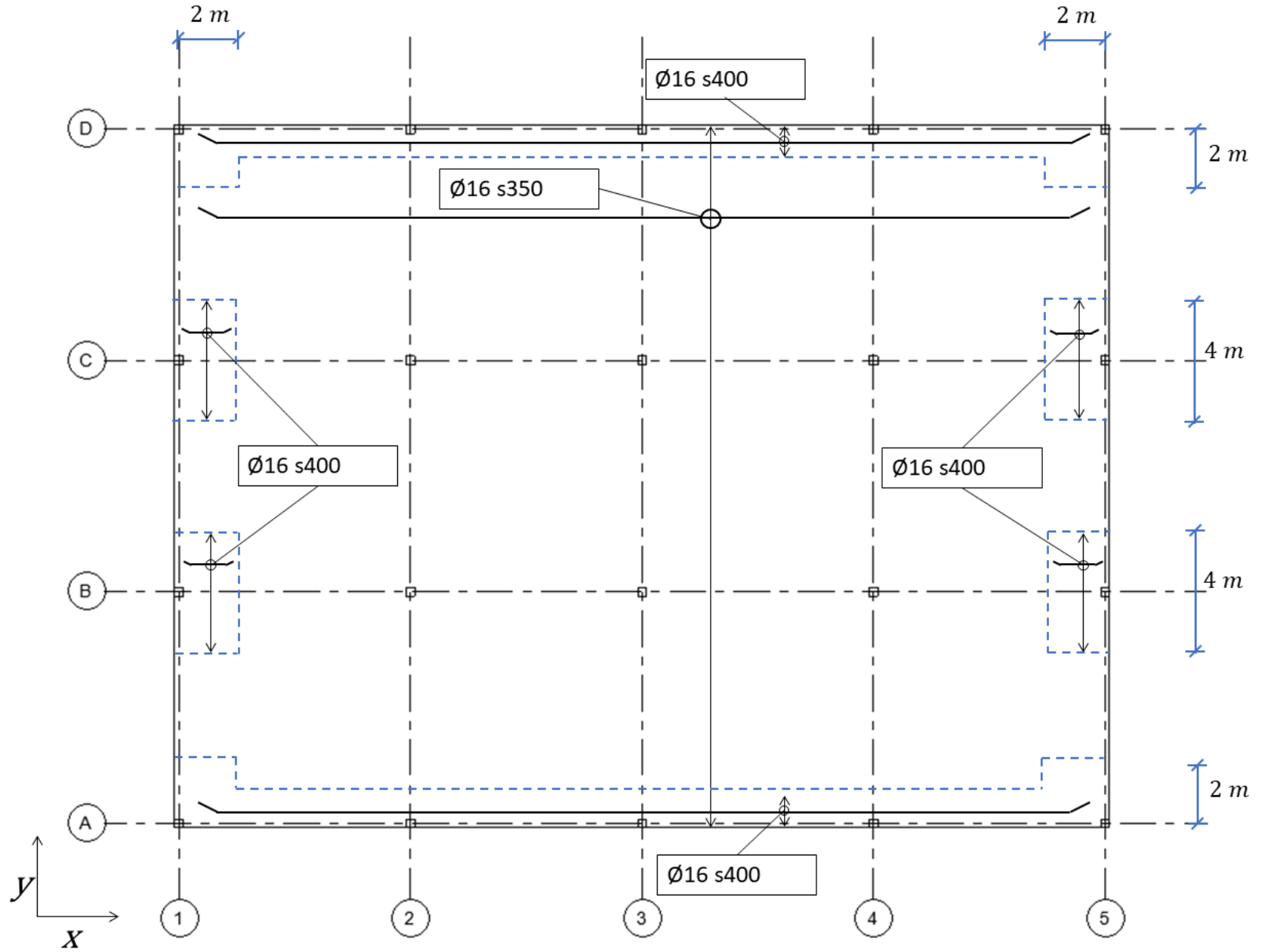
OK Slakkarmering i y-retning

(NB! Ikke i målestokk)



UK Slakkarmering i x-retning

(NB! Ikke i målestokk)



UK Slakkarmering i y-retning

(NB! Ikke i målestokk)

