

Peder Hojem

Prosjektering og analyse av etteroppspent flatdekke med konsentrerte spennkabler

Masteroppgave i MTBYGG

Veileder: Jan Arve Øverli

Juni 2022

Peder Hojem

Prosjektering og analyse av etteroppspent flatdekke med konsentrerte spennkabler

Masteroppgave i MTBYGG

Veileder: Jan Arve Øverli

Juni 2022

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

Fakultet for ingeniørvitenskap

Institutt for konstruksjonsteknikk



NTNU

Kunnskap for en bedre verden



MASTEROPPGAVE 2022

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10.06.2022	ANTALL SIDER: 66 + 51
------------------------------------	---------------------	--------------------------

TITTEL:

Prosjektering og analyse av etteroppspent flatdekke med konsentrerte spennkabler

Structural design and analysis of a post-tensioned flat slab with banded tendons

UTFØRT AV:

Peder Hojem



SAMMENDRAG:

Denne rapporten tar for seg et spennarmert flatdekke ved prosjektet UiO Livsvitenskapsbygget. Dette er et pågående prosjekt på nesten 100 000 m², hvor hoveddelen av arealet er spennarmerte flatdekker. På grunn av prosjektets størrelse var det aktuelt å ta hensyn til nye utsparinger som kan komme i ettertid, og det å legge spennkablene konsentrert i begge retningene ble sett på som en mulig løsning. Formålet med denne rapporten er derfor å kartlegge hvordan denne spennkabelfordelingen for et flatdekke i prosjektet vil påvirke dekkets oppførsel og kapasitet, sammenlignet med den vanligste fordelingen for spennarmering.

Det aktuelle flatdekket blir modellert og analysert to ganger, hvorav en gang med konsentrerte spennkabler i begge retninger, og en gang med spennkablene konsentrert i den ene retningen og fordelt i den andre. Dette danner sammenligningsgrunnlaget for å se hvilke fordeler og ulemper det vil være av å bruke konsentrerte spennkabler i begge retningene. Modelleringen blir gjort i dataprogrammet ADAPT-Builder, som er et elementmetodeprogram som kan analysere spennarmerte betongkonstruksjoner. Flatdekket har dimensjoner på cirka 27 m ganger 72 m, dekketykkelse på 320 mm og er delt opp i to støpetapper. Den største spennvidden i flatdekket er 10,8 m

Resultatene viser at fordelene er at skjærkapasiteten ved kant- og hjørnesøyler vil være betydelig høyere enn for ved fordelte spennkabler, hvor man blir nødt til å benytte søyleforsterkninger. En annen fordel er de store arealene i feltene hvor betongverrsnittet vil være uten spennarmering, og som vil være ressursbesparende ved hulltaking og utsparinger. Ulempen er at momentkapasiteten jevnt over er noe lavere, som gjør at nødvendig mengde slakkarmering øker med rundt 3,7% kontra fordelte spennkabler. For et prosjekt med en stor andel flatdekker vil dette derfor være betydelig, og må sees opp mot flatdekkets skjærkraftkapasitet.

FAGLÆRER: Jan Arve Øverli

VEILEDER(E): Jan Arve Øverli

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk NTNU

Forord

Denne rapporten er avsluttende masteroppgave for mitt 5-årige masterprogram på Bygg- og Miljøteknikk for Institutt for konstruksjonsteknikk, ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim. Rapporten er skrevet i samarbeid med Norconsult AS på våren 2022, og har pågått over 21 uker.

Rapporten omhandler et spennarmert flatdekke i UiO Livsvitenskapsbygget, og ser på fordeler og ulemper ved å legge spennkablene konsentrert i begge retningene. Rapportens tema ble valgt ut fra dialog med Norconsult, som er involvert i det aktuelle prosjektet. Arbeidet med rapporten har gitt meg en bedre forståelse av beregnings- og dimensjoneringsmetoder for spennarmerte betongkonstruksjoner.

Jeg vil takke veileder professor Jan Arve Øverli ved Institutt for konstruksjonsteknikk for god rådgivning og faglig støtte. Jeg vil også rette en takk til Per Kristian Heidenstrøm og Espen Karlsrud ved Norconsult, som har gitt innsikt i dokumenter fra både tidligere og aktuelt prosjekt. Og til sist vil jeg rette en takk til Joanne Webb ved RISA Tech, Inc. for lisens og bistand på dataprogrammet ADAPT-Builder i forbindelse med skriving av denne oppgaven.

Trondheim, juni 2022

Peder Hojem

Peder Hojem

Sammendrag

Denne rapporten tar for seg et spennarmert flatdekke ved prosjektet UiO Livsvitenskapsbygget. Dette er et pågående prosjekt på nesten 100 000 m², hvor hoveddelen av arealet er spennarmerte flatdekker. På grunn av prosjektets størrelse var det aktuelt å ta hensyn til nye utsparinger som kan komme i ettertid, og det å legge spennkablene konsentrert i begge retningene ble sett på som en mulig løsning. Formålet med denne rapporten er derfor å kartlegge hvordan denne spennkabelfordelingen for et flatdekke i prosjektet vil påvirke dekkets oppførsel og kapasitet, sammenlignet med den vanligste fordelingen for spennarmeringen.

Det aktuelle flatdekket blir modellert og analysert to ganger, hvorav en gang med konsentrerte spennkabler i begge retninger, og en gang med spennkablene konsentrert i den ene retningen og fordelt i den andre. Dette danner sammenligningsgrunlaget for å se hvilke fordeler og ulemper det vil være av å bruke konsentrerte spennkabler i begge retningene. Modelleringen blir gjort i dataprogrammet ADAPT-Builder, som er et elementmetodeprogram som kan analysere spennarmerte betongkonstruksjoner. Flatdekket har dimensjoner på cirka 27 m ganger 72 m, dekketykkelse på 320 mm, og er delt opp i to støpetapper. Den største spennvidden i flatdekket er 10,8 m.

Resultatene viser at fordelene er at skjærkapasiteten ved kant- og hjørnesøyler vil være betydelig høyere enn for ved fordelte spennkabler, hvor man blir nødt til å benytte søyleforsterkninger. En annen fordel er de store arealene i feltene hvor betongtverrsnittet vil være uten spennarmering, og som vil være ressursbesparende ved hulltaking og utsparinger. Ulempen er at momentkapasiteten jevnt over er noe lavere, som gjør at nødvendig mengde slakkarmering øker med rundt 3,7 % kontra fordelte spennkabler. For et prosjekt med en stor andel flatdekker vil dette derfor være betydelig, og må sees opp mot flatdekkets skjærkraftkapasitet.

Abstract

This report addresses a post-tensioned flat slab at UiO Livsvitenskapsbygget. This is an ongoing project on almost 100 000 m², where the main part of the area is post-tensioned flat slabs. Due to the size of the project, it was relevant to take into account the possibilities of new holes that may come in the future, and using banded tendons in both directions was seen as a possible solution. The purpose of this report is therefore to map how this tendon distribution for a flat slab in this project would affect the slab's behavior and capacity, compared with the most commonly used distribution for the prestressed reinforcement.

The flat slab is modeled and analyzed twice, of which once with banded tendons in both directions, and once with banded tendons in one direction and uniformly distributed in the other. This forms the basis for comparison to see what advantages and disadvantages there will be of using banded tendons in both directions. The modeling is done in the computer program ADAPT-Builder, which is a finite element method program that can analyze prestressed concrete structures. The flat slab has dimensions of approximately 27 m by 72 m, thickness of 320 mm, and is divided into two casting stages. The largest span in the flat slab is 10,8 m.

The results show that the advantages are that the shear capacity for edge and corner columns will be significantly higher than for the uniformly distributed tendons, where you will have to use column heads. Another advantage is the larger area in the fields where the concrete cross-section will be without prestressing reinforcement, and which will be resource-saving when drilling holes. The disadvantage is that the moment capacity is evenly somewhat lower, which means that the required amount of slack reinforcement increases by around 3,7% versus uniformly distributed tendons. For a project with a large proportion of flat slabs, this will therefore be significant, and must be looked at against the shear force capacity of the flat slab.

Innholdsliste

Forord	ii	
Sammendrag	iii	
Abstract	iv	
1	INNLEDNING	1
2	TEORI	3
2.1	Betong	3
2.2	Spennarmering	4
2.3	Flatdekker	7
3	BEREGNINGS- OG DIMENSJONERINGSMETODER	10
3.1	Laster	10
3.2	Lastbalansering	11
3.3	Spennkraft	15
3.4	Tap av spennkraft	16
3.5	Dimensjonering av flatdekker	19
3.6	Bruddgrensetilstand	22

3.7	Bruksgrensetilstand	27
3.8	Armering	29
4	MODELLERING OG ANALYSE AV FLATDEKKET	32
4.1	Grunnlag	33
4.2	Modellering	37
4.3	Spennkraft	45
4.4	Bruddgrensetilstand	48
4.5	Bruksgrenstilstand	52
5	DISKUSJON	58
5.1	Spennkraft	59
5.2	Spennkabler	59
5.3	Bruddgrensetilstand	60
5.4	Bruksgrensetilstand	61
6	KONKLUSJON	63
	REFERANSELISTE	65

VEDLEGG

A	HÅNDBEREGNINGER, TAP AV SPENNKRAFT	68
A.1	Spennkraft	69

A.2	Tap av spennkraft - kort retning	69
A.3	Tap av spennkraft - lang retning, Aktiv-Passiv	73
A.4	Tap av spennkraft - lang retning, Aktiv-Aktiv	76
B	HÅNDBEREGNINGER, BRUDDGRENSETILSTAND	80
B.1	Momentkapasitet	81
B.2	Skjærkraftkapasitet	88
C	HÅNDBEREGNINGER, BRUKSGRENSETILSTAND	95
C.1	Spenningsbegrensning	96
C.2	Rissmoment	97
D	ARMERINGSTEGNINGER	99
E	ARMERINGSMENGDER	106
F	TAP AV SPENNKRAFT, ADAPT	109
G	LASTKOMBINASJONER, ADAPT	116

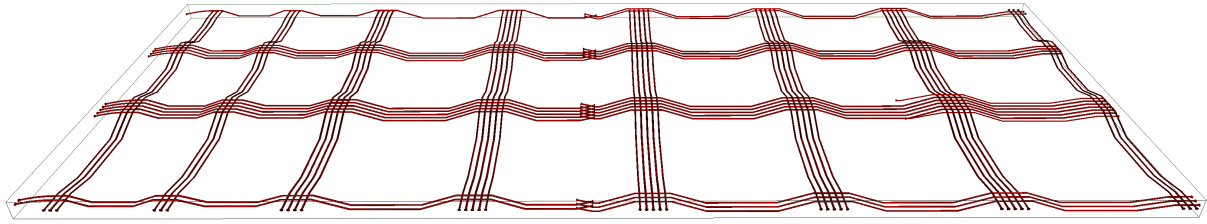
Kapittel 1

Innledning

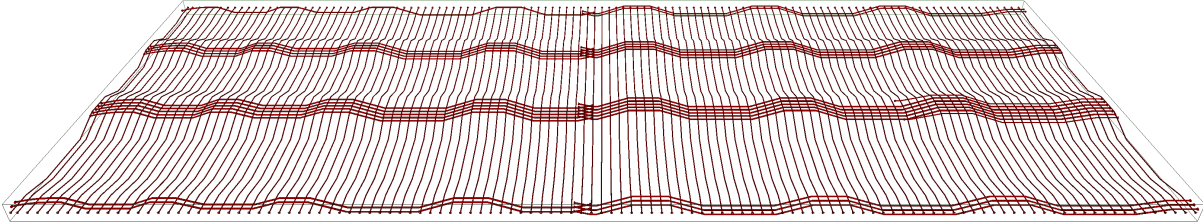
UiO Livsvitenskapsbygget er et prosjekt i Oslo på nesten 100 000 m², hvor hoveddelen av arealet er flatdekker med spennvidder på opptil 10,8 m. På grunn av prosjektets størrelse var det aktuelt å hensynstas for at det ville komme nye utsparinger i flatdekkene i ettertid. Flatdekkene i prosjektet skal spennarmeres, og den vanligste måten å gjøre dette på er å konsentrere spennkablene i den ene retningen og fordele de i den andre. For å ta hensyn til nye utsparinger var det aktuelt å se på innvirkningene det ville gi å istedenfor legge spennkablene konsentrerte i begge retningene, og å undersøke hvilke fordeler og ulemper dette ville medføre.

Formålet med denne rapporten er således å kartlegge hvordan denne spennkabelfordelingen for et flatdekke i prosjektet vil påvirke dekkets oppførsel og kapasitet. Dette ble gjort ved å dimensjonere og analysere det aktuelle flatdekket to ganger, hvorav en gang med konsentrerte spennkabler i begge retninger, og en gang med spennkablene konsentrert i den ene retningen og fordelt i den andre. Dette dannet et sammenligningsgrunnlag for å se hvordan konsentrerte spennkabler i begge retningene ville påvirke flatdekkets egenskaper, kontra vanlig løsning med å legge fordelte spennkabler i den ene retningen.

Flatdekket er i byggets sjette etasje, og har dimensjoner på cirka 27 m i x -retning og 72 m i y -retning. Flatdekket ble dimensjonert og analysert i to ulike modeller, vist i figur 1.1. Den ene modellen med konsentrerte spennkabler i begge retningene, slik det framgår av figur 1.1a. Den andre modellen med det som kan sees på som en mer vanlig løsning, hvor det er konsentrerte spennkabler i den lengste retningen og fordelte i den korte retningen. Denne modellen er vist i figur 1.1b. Ved modellering og analysing ble dataprogrammet ADAPT-Builder benyttet. Dette er et dataprogram som benytter seg av flere programvarer for å designe og analysere betongkonstruksjoner med spennarmering ved å benytte elementmetoden. I tillegg er det for begge flatdekkene utført håndberegninger og kontroller opp mot krav gitt i Eurokode 2.



(a) Flatdekket modellert med konsentrerte spennkabler i begge retninger.



(b) Flatdekket modellert med konsentrerte spennkabler i y -retning, og fordelte spennkabler i x -retning.

Figur 1.1: 3D-visning over fordelingen av spennarmeringen som blir sammenlignet. Modellen er orientert med positiv y -retning fra venstre til høyre.

Rapporten presenterer først relevant informasjon om spennarmerte flatdekker, for så å belyse de ulike måtene man kan fordele spennkablene på i slike flatdekker. Deretter følger et litteraturstudie som ser på beregnings- og dimensjoneringsmetoder for spennarmerte flatdekker. Det er mange ulike praksiser og ulike løsninger benyttet for å legge spennkabler i en konstruksjon, og det er her også presentert løsninger som det er tatt utgangspunkt i for dimensjoneringen. Det blir deretter presentert en del om dimensjoneringen og analyseringen av disse to flatdekkene, som danner grunnlaget for den avsluttende diskusjonen og konklusjonen.

Kapittel 2

Teori

2.1 Betong

Ved spennarmerte konstruksjoner blir det ofte benyttet betong med en høyere fasthet enn ved slakkarmerte konstruksjoner. En årsaket til dette er at betongen i spennarmerte konstruksjoner blir påført en større trykkspenning i forbindelse med oppspenningen. Vanlige fasthetsklasser for betong i spennarmerte konstruksjoner er B35–B55. I tillegg er det fordelaktig å velge en betongsammensetning som gir minst mulig kryp og svinn for å redusere tap av spennkraft, som senere omtalt i kapittel 3.4.4 [1].

Før man spenner opp kablene, er man avhengig av at betongen har oppnådd en viss fasthet. Denne fastheten ligger ofte på en terningfasthet lik 25 N/mm^2 [2, 3]. Betong er et materiale som utvikler fasthet over tid, og hastigheten på denne fasthetsutviklingen avhenger blant annet av betongens sammensetning og temperaturen på omgivelsene [4]. Betongens sammensetning er også bestemmende for klimagassavtrykket som betongen får, og endringer i denne kan gi store utslag. Norges Betongforenings Publikasjon nr. 37 [5] gir grenseverdier for lavkarbonbetonger. Ved å benytte en betong i lavkarbonklasse A i fasthetsklasse B45, vil man få en reduisering av maksimalt tillat klimagassutslipp på 38 % sammenlignet med bransjereferansen. Bernt Kristansen [2] gir at erfaringene med lavkarbonbetong er at denne utvikler fasthet tregere enn vanlig betong, og at dette er noe som må hensynstas før man kan spenne opp spennkablene.

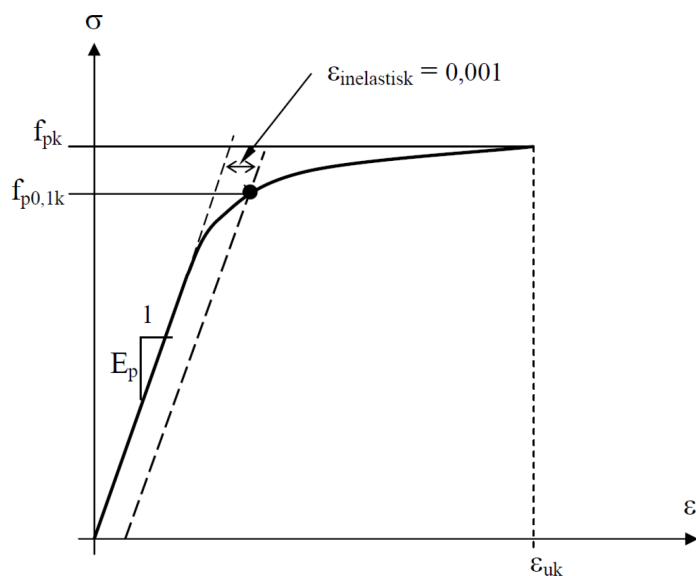
Betong er et materiale som tåler store trykkspenninger, men relativt små strekkspenninger. Ved å benytte spennarmering i betongen, kan man utnytte denne trykkapasiteten. Det gjøres ved at spennarmeringen påfører betongen en trykkraft som vil motvirke strekkspenningene som kommer fra egenvekt og ytre last.

2.2 Spennarmering

Spennarmering er stålkabler som spennes opp med en strekkraft. Strekkraften i spennarmeringen vil påføre trykk i betongen å gi trykkspenninger. Denne økningen i trykkspenninger vil være med på å redusere eller fjerne strekkspenningene i betongen, og dermed redusere opprissing og nedbøyninger i konstruksjonen. Dette vil derfor øke kapasiteten til tverrsnittet, noe som gjør det mulig å ha lengre spennvidder, mindre dekketykkelser og å redusere armeringsbehovet [1].

Siden spennarmeringen skal stå med strekkspenninger over lang tid, benytter man seg av stål med høy fasthet. Grunnen til dette er at man har et spennkrafttap på grunn av langtidseffekter som svinn, kryp og relaksasjon, omtalt i kapittel 3.4.4. Ved å benytte høyfast stål unngår man at disse tapene blir for store. Man benytter stål med en karakteristisk fasthet på 1500–1800 MPa, som er rundt tre ganger høyere enn vanlig armeringsstål som ligger på 500 MPa [1].

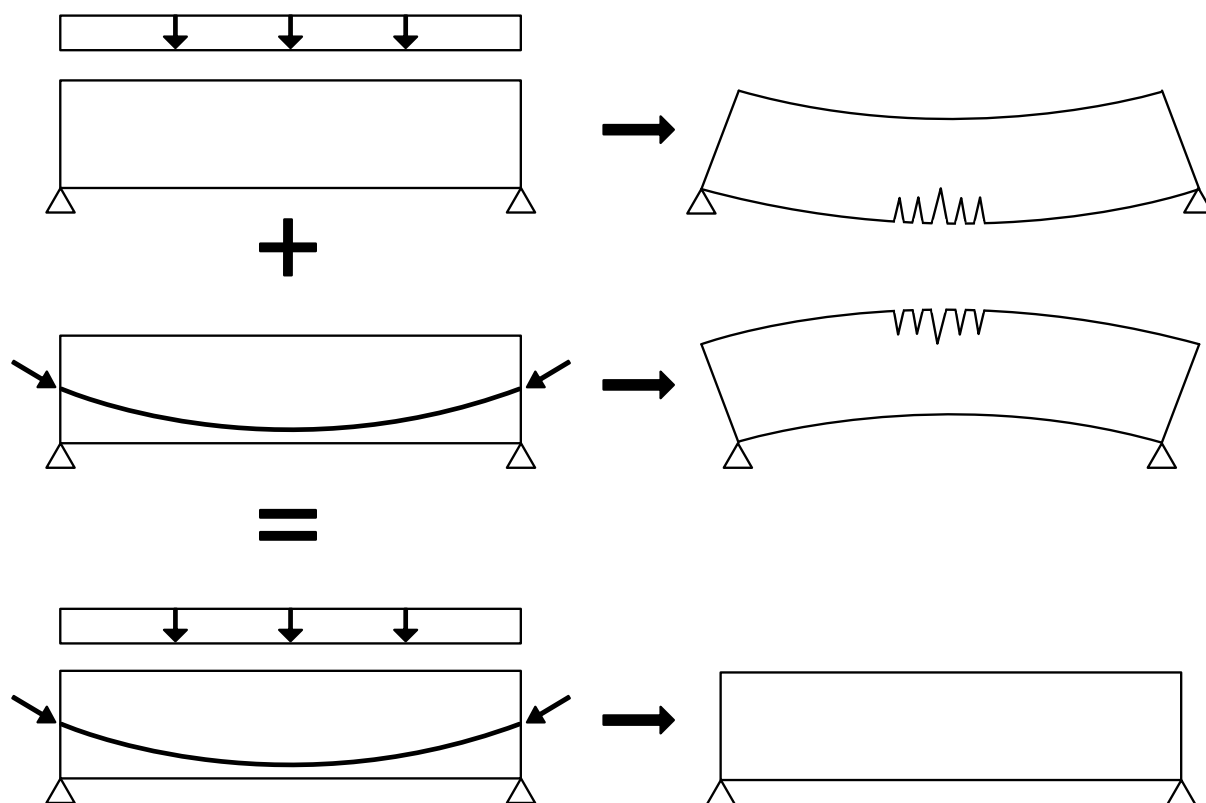
Spennstål skiller seg også fra vanlig armeringsstål ved at det ikke er varmvalset, men at man kombinerer legering og kaldbearbeiding for å oppnå den høye fastheten. Spennstål har heller ikke en utpreget flytegrense slik som vanlig armering har. Man definerer derfor karakteristisk fasthet i spennstål som $f_{p0,1k}$, som er den spenningen hvor stålet har fått 0,1 % inelastisk tøyning. Dette punktet er markert i figur 2.1, hvor man har et avvik fra lineær elastisk tøyning på 0,1 % ($\varepsilon_{inelastisk}$).



Figur 2.1: Typisk spennings-tøyningskurve for spennstål, hvor karakteristisk fasthet for spennstålet, $f_{p0,1k}$ er markert med en prikk [1].

2.2.1 Virkemåte

Formålet med å benytte spennarmering i betong er å redusere strekkspenninger i tverrsnittet. Dette gjøres ved å legge spennarmeringen i en slik profil at man på best mulig måte motvirker de ytre lastene, kalt lastbalansering. Ved eksakt lastbalansering vil spennarmeringen balansere de ytre lastene eksakt, og konstruksjonsdelen vil ikke bøyes [1]. Dette er illustrert i figur 2.2.



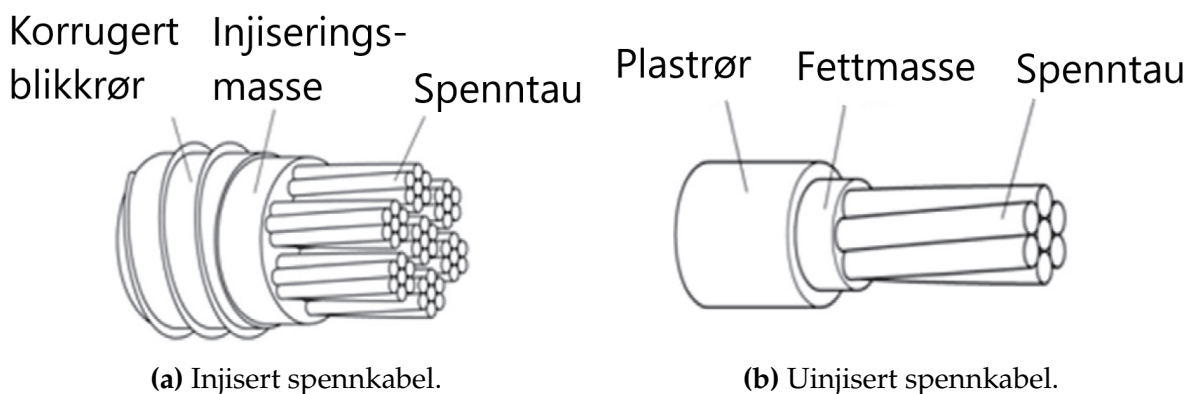
Figur 2.2: Bjelke med eksakt lastbalansering. Ytre last og egenvekt fører til en nedbøyning, men disse motvirkes av de oppadrettede kreftene fra spennarmeringen og man ender opp med en bjelke som ikke bøyer.

2.2.2 Spennkabelsystem

Det er to hovedtyper av spennarmering; føroppspanning og etteroppspanning. Ved føroppspanning blir spennarmeringen spent opp før betong støpes rundt. Når betongen har herdet, kapper man spennarmeringen og spenningen fra kablene trykker betongen sammen. Dette er en metode som krever motholdskonstruksjoner i forbindelse med oppspanningen, og er derfor ikke praktisk å benytte seg av på plastøppte konstruksjoner men heller ved produksjon av betongelementer. Det vil i tillegg være en større utfordring å lage avanserte kabelprofiler, da kabelen står under strekk ved støping og derfor vil være rett mellom fastholdningene.

Ved etteroppspanning støper man inn rør med spenntau i betongen. Disse rørene står ikke under strekk når man støper betongen, noe som gir muligheten til å legge kabelprofilen slik man ønsker, eksempelvis en parabelformet profil slik som illustrert i figur 2.2. Etter at betongen har herdet, påfører man strekkraft ved hjelp av en jekk i kabelens aktive ende. Kablene kan ha en aktiv ende og en passiv ende, eller den kan ha to aktive ender.

Etteroppspent armering kan utføres på to måter; injisert og uinjisert. En injisert spennkabel, som illustrert i figur 2.3a, benyttes vanligvis i bruer og i større konstruksjoner. En slik spennkabel består av flere spenntau som ligger i en gjennomgående utsparing, ofte et korrugert blikkrør. Etter betongen har herdet, blir disse spenntauene påsatt en strekkraft ved hjelp av en jekk. Mens spenntauene står under strekk, blir en sementbasert mørtel injisert i det korrugerte blikkrøret. Denne injiseringsmassen gjør at det etableres heft mellom betongen og spennarmeringen. Den sementbaserte mørtelen beskytter også spennarmeringen mot korrosjon.

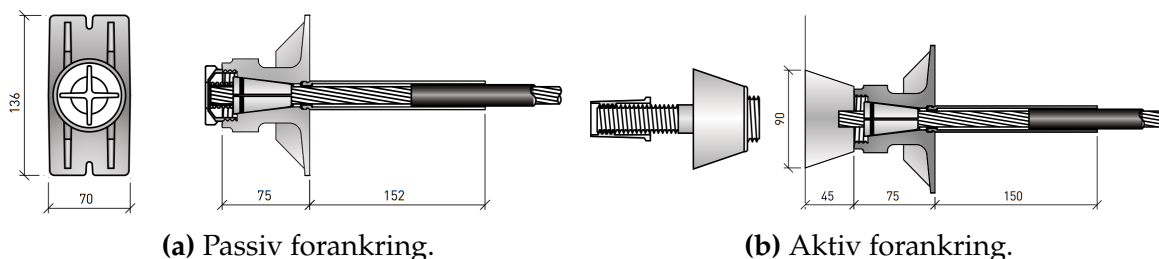


Figur 2.3: Injisert og uinjisert spennkabel [6].

Uinjiserte spennkabler, som illustrert i figur 2.3b, består av et plastrør med spenntau som allerede er fylt med en fettmasse. Denne fettmassen beskytter spennarmeringen mot korrosjon, samtidig som den reduserer friksjon. Dette gjør at man ikke vil ha heftforbindelse mellom betongen og spennarmeringen ved bruk av uinjiserte spennkabler. Etter at spennkabelen er oppspent, vil all denne kraften overføres til forankringene som sitter i hver ende av kabelen. Hvis friksjonen kan neglisjeres kan man ideelt anta samme kraft i spennarmeringen i hele lengden mellom forankringene. I flatdekker med etteroppspent armering er det vanlig at det er uinjiserte spennkabler som brukes [7].

De uinjiserte spennkablene som ofte benyttes i flatdekker er single spenntausystem bestående av syv ståltråder med et samlet tverrsnittareal på 150 mm^2 [8]. Selve spennkabelens ytre diameter er på cirka 20 mm. Kraftoverføringen fra disse spennkablene gjøres som nevnt via forankringene, som kan være enten passive eller aktive. Et passivt anker, som illustrert i figur 2.4a, har en endeplate med en låsekile som låser og sikrer spenntauet. I det aktive ankeret, illustrert i figur 2.4b, spenner man opp spenntauet med en hydraulisk jekk. Når man har spent opp til ønsket spennkraft, låser man fast

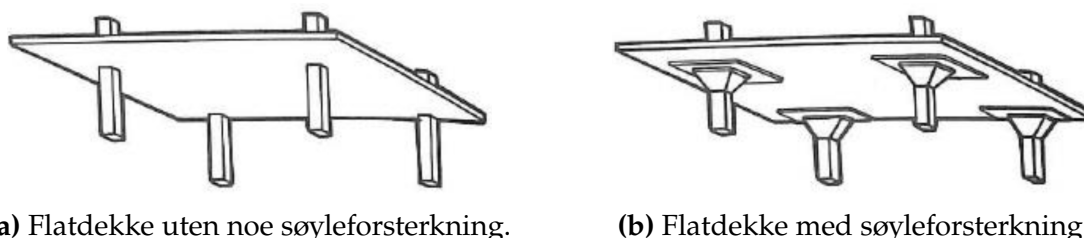
spenntauet i den aktive forankringen ved hjelp av en kile. Man kan ha aktiv forankring i begge endene, og spenner da også opp spenntauet i begge endene. Ved plassering av aktiv ende bør man hensynstas at man har tilkomst med jekken.



Figur 2.4: Passiv og aktiv forankring benyttet ved spennarmering [9].

2.3 Flatdekker

Et flatdekke er en plate som er opplagret direkte på søyler, og uten understøttende bjelker mellom søylene, slik som illustrert i figur 2.5. Hvis man har et slankt flatdekke, eller hvis flatdekket utsettes for en stor vertikal last, vil man kunne få for lav lokal skjærkapasitet ved søylene. Da kan man øke skjærkapasiteten ved at man legger inn skjærarmering rundt søylene i platen, eller man kan øke oppleggsflaten på søylene. Dette kan gjøres som illustrert i figur 2.5b, hvor man utvider søyletoppen med en forsterkningsplate og en kapitel.



(a) Flatdekke uten noe søyleforsterkning.

(b) Flatdekke med søyleforsterkning.

Figur 2.5: Flatdekke uten og med søyleforsterkning [10].

Flatdekker er en løsning som tillater store gulvarealer uten bærevegger. Ved å slippe understøttende bjelker kan man også spare inn på total høyde i hver etasje, i tillegg til at det gjør føring av tekniske installasjoner enklere. Ved slakkarmerte flatdekker er det vanlig å prosjektere med en spennvidde mellom søylene på opp til $L = 7,2$ m. For å tilfredstille krav til nedbøyning er det dekketykkelsen som har størst innvirkning, og det er anbefalt å velge en dekketykkelse, h , som gir et forhold mellom spennvidde og dekketykkelse i størrelsesorden $L/h = 25$. [1]

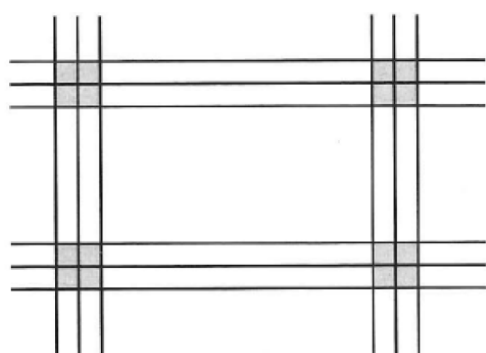
2.3.1 Spennarmerte flatdekker

Hvis man benytter seg av spennarmering i flatdekker, vil man introdusere en trykkraft som motvirker strekkspenningene fra egenvekt og ytre last. Dette gjør at nedbøyningene blir mindre, som igjen fører til at man kan oppnå slankere dekketykkelser og lengre spennvidde mellom søylene. Ved spennarmerte flatdekker kan man oppnå spennvidder opp til $L = 12$ m, og et forhold mellom spennvidde og dekketykkelse på $L/h = 45$ [11].

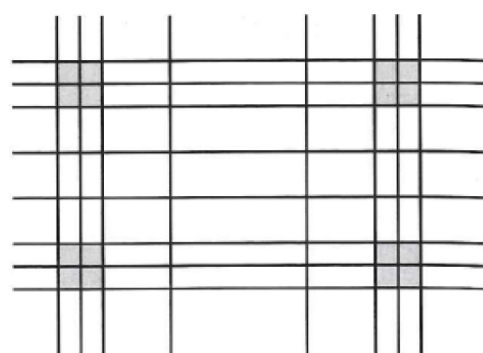
Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 33 [7] gir at plassering av spennarmeringen ideelt sett burde ligge fordelt mellom søyle- og feltstriper som tilsvarer momentfordelingen. En slik fordeling er illustrert i figur 2.6b. Det å legge spennkablene i en slik fordeling er derimot vanskelig, da det krever fletting av kablene. Det å kunne konsentrere spennkablene i én retning vil derfor være fordelaktig, slikt som illustrert i figurene 2.6c og 2.6d. Ifølge Sørensen [1] er det disse to alternativene som er de vanligste å bruke. Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 33 gir at disse løsningene egner seg godt hvis det er ulik spennvidde i de to retningene, med den konsentrerte spennarmeringen lagt i den lengste retningen. Trygstad [12] gir derimot at det oftest blir lagt konsentrerte spennkabler i den korteste retningen og fordelte kabler i den lengste retningen.

Kabelfordelingen som er illustrert i figur 2.6a, med konsentrerte spennkabler i begge retningene, er den enkleste. Denne løsningen er også fordelaktig hvis det skulle bli nødvendig med hulltaking i dekket i etterkant. Felles for alle fordelingene av spennkabler, er at man må legge inn ordinær armering i tillegg til spennkablene.

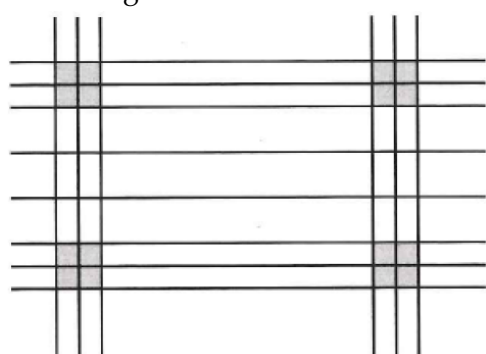
Hvis det oppstår bruksendringer og behov for nye gjennomføringer i flatdekket, vil fordelingen av spennkablene ha betydning. Slike hulltakinger kan komme i forbindelse med blant annet ny trapp eller sjakt. Når man benytter uinjiserte spennkabler vil det ikke være heft mellom betongen og armeringen, som betyr at hele spennkabelen vil miste sin kraft hvis man kapper en spennkabel i forbindelse med hulltaking. Hvis man blir nødt til å kappe flere spennkabler i forbindelse med hulltakingen vil man miste mye kapasitet i dekket. En mulig løsning på dette er å stemple opp dekket, kutte to kabler i gangen for så å meisle åpninger for å etablere nye forankringer til disse kablene, for deretter å spenne de opp på nytt [9].



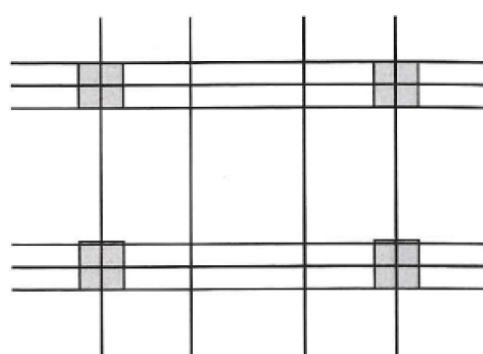
(a) Konsentrerte spennkabler i begge retninger.



(b) Spennkabler best mulig tilpasset elastisitetsteori.



(c) Konsentrert i begge retninger, og jevnt fordelt i felt i en retning.



(d) Spennkabler konsentrert i en retning og jevnt fordelt i andre retning.

Figur 2.6: Ulike måter å fordele spennkabler i et flatdekke [1].

Kapittel 3

Beregnings- og dimensjoneringsmetoder

3.1 Laster

Konstruksjoner blir utsatt for ulike påvirkninger som kan virke samtidig i ulike kombinasjoner. Eurokode 0 (EC0) [13] klassifiserer disse påvirkningene som:

G – permanente påvirkninger, for eksempel egenvekt

Q – variable påvirkninger, for eksempel nyttelast og vindlast

A – ulykkespåvirkninger, for eksempel eksplosjoner

EC0 gir også krav og prinsipper for brukbarhet, bestandighet og sikkerhet av konstruksjoner. Det skal påvises at konstruksjonen oppfyller kravene til to grensetilstander; brudd- og bruksgrensetilstand. Bruddgrensetilstander er grensetilstander som er av betydning for sikkerheten til konstruksjonen og/eller mennesker. Bruksgrensetilstander er grensetilstander som er av betydning for konstruksjonens utseende og funksjonsdyktighet, samt menneskers komfort.

For påvisning av tilstrekkelig kapasitet i grensetilstandene benyttes partialfaktormetoden. I denne metoden multipliserer man lastene med partialfaktorer som tar hensyn til mulige ugunstige eller gunstige avvik på lastens størrelse.

3.1.1 Bruddgrensetilstand

I tilfellet med et etterspent flatdekke, er det grensetilstanden mot brudd eller store deformasjoner i konstruksjonen som antas som mest aktuell. EC0, 6.4.3.2(3) gir da at dimensjonerende lastkombinasjon er den minst gunstige av ligningene (3.1a) og (3.1b).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.1a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.1b)$$

Ved å sette inn verdiene for de ulike faktorene, gitt av EC0 Tabell NA.A1.2(B) og Eurokode 2 (EC2) [14] NA.2.4.2.2(1), samt anta kun én permanent og én variabel påvirkning, får man de mer oversiktlige lastkombinasjonene

$$E_d = 1,35G_k + \gamma_P P + \psi_0 \cdot 1,5Q_k \quad (3.2a)$$

$$E_d = 1,20G_k + \gamma_P P + 1,5Q_k \quad (3.2b)$$

hvor G_k og Q_k er karakteristisk verdi for henholdsvis permanent og variabel last. P er forspenningslasten, og γ_P er en faktor som hensynstar om denne er gunstig eller ugunstig, med verdi på henholdsvis 0,9 eller 1,1.

3.1.2 Bruksgrensetilstand

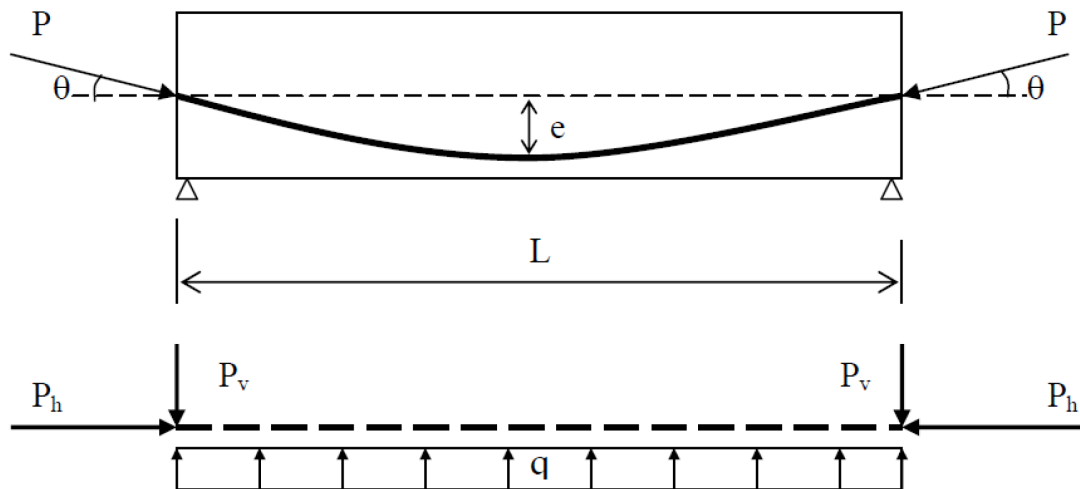
I bruksgrensetilstanden betrakter man spennkraften som en ytre motstand som må være med i lastkombinasjonen. EC0, 6.5.3(2) gir at det er den kvasi-permanente kombinasjonen som vanligvis brukes for å se på langtidsvirkninger og konstruksjonens utseende. Ved å sette inn dimensjonerende verdier fra EC0, Tabell A1.4, samt kun se på én permanent og én variabel påvirkning, kan denne lastkombinasjon skrives som

$$E_d = G_k + P + \psi_2 \cdot Q_k \quad (3.3)$$

3.2 Lastbalansering

Som nevnt tidligere legger man spennkablene i en kabelprofil som i størst mulig grad motvirker de ytre lastene. Det er vanlig å legge en kabelprofil med varierende eksentrisitet, e , som eksempelvis den parabelformede kabelprofilen illustrert i figur 3.1. Eksentrisiteten i profilen fører til tverrkrefter i betongen, og disse kalles *ekvivalente*

krefter. I tilfeller der kabelprofilen ikke er rett, vil disse ekvivalente kreftene langs spennarmeringen være en jevnt fordelt last, denotert q i figur 3.1. Beregninger av



Figur 3.1: Ekvivalente krefter fra spennarmering på en betongbjelke. Forankringskreftene gir trykkrefter på betongen, og spennkabelens parabelformede profil gir en tverrkraft lik en jevnt fordelt, oppadrettet kraft q [1].

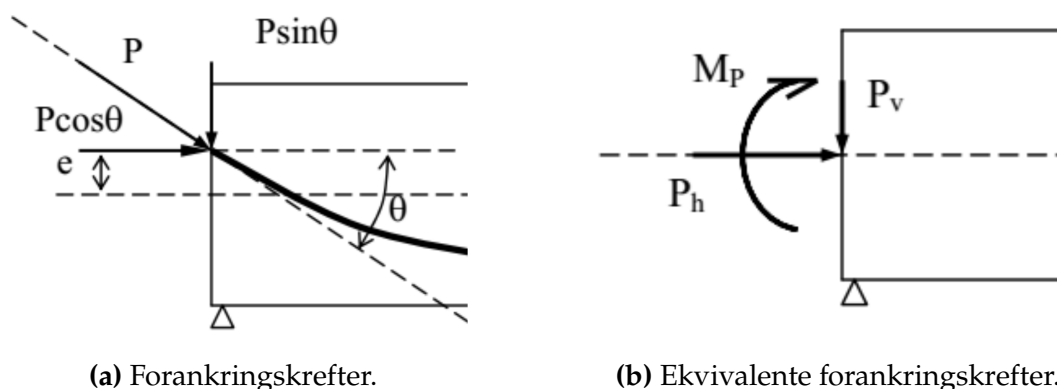
de ekvivalente kreftene kan gjøres etter metode i Sørensen [1]. Her beskriver man spennarmeringsprofilen som en funksjon, $y = f(x)$. Helningen langs spennarmeringen kan da uttrykkes som $\theta(x) \approx \tan \theta(x) = dy/dx$. Likevekt gir at den ekvivalente lasten blir

$$q(x) = P \cdot \frac{d\theta}{dx} = P \cdot \frac{d^2y}{dx^2} \quad (3.4)$$

Hvis man har en parabelformet spennarmeringsprofil som illustrert i figur 3.1, kan man beskrive denne som parabelfunksjonen $f(x) = ax^2 + bx + c$. Ligning (3.4) vil da gi $q(x) = 2 \cdot a$. Dette gir en konstant verdi, som betyr at man i dette tilfellet vil ha en jevnt fordelt last med konstant intensitet. Løsning av funksjonen gir at $a = 4e/L^2$, og man ender opp med en jevnt fordelt last på $q = 8Pe/L^2$. Har man derimot stykkevis rettlinjert spennarmeringsprofil, vil den være gitt av funksjonen $g(x) = ax + b$. Ligning (3.4) vil da gi $q(x) = 0$, altså vil man ikke få en jevnt fordelt last.

I tillegg vil betongen også bli utsatt for konsentrerte krefter i endeforankringene. Disse kreftene kalles forankringskrefter, og man kan dekomponere de til horisontale og vertikale krefter. Hvis man i tillegg har en endeeksentrisitet, e , slik som i figur 3.2a, vil det oppstå et eksentrisitetsmoment M_p . Figur 3.2b viser de ekvivalente forankringskreftene til lasttilfellet i figur 3.2a, altså med dekomponerte forankringskrefter i tyngdepunktaksen med et eksentrisitetsmoment. Siden lengden på spennarmeringen ofte er stor i forhold til tverrsnittets tykkelse, kan man anta at vinkelen blir såpass liten at $\sin \theta \approx \theta$ og $\cos \theta \approx 1$. Man kan da bestemme de ekvivalente forankringskreftene som

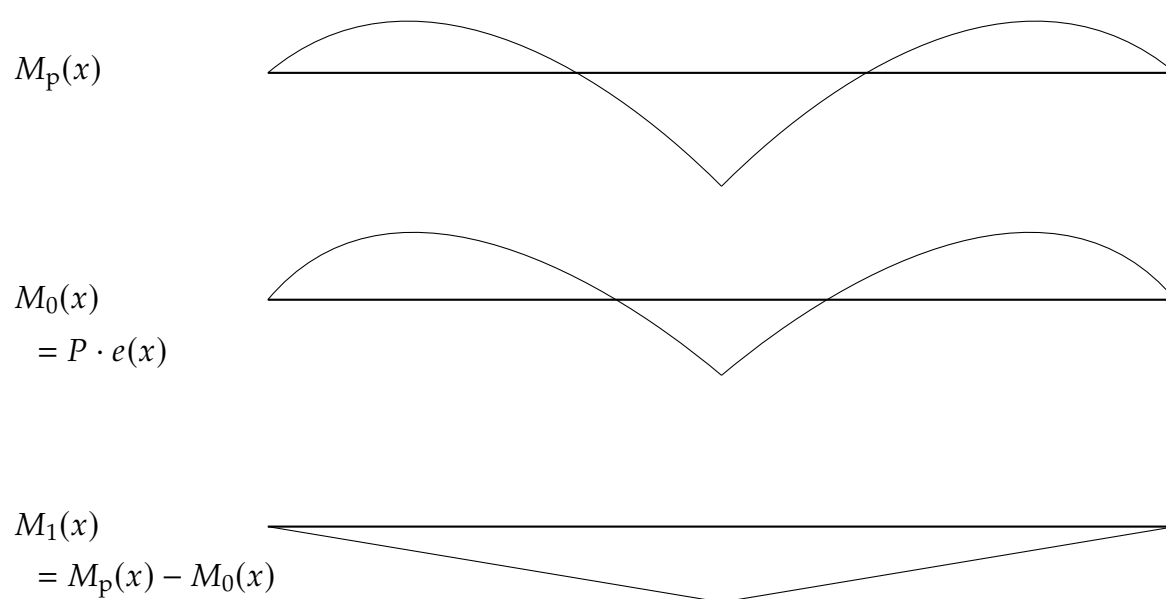
$$P_h = P \cdot \cos \theta \approx P \quad P_v = P \cdot \sin \theta \approx P \cdot \theta \quad M_p = P \cdot \cos \theta \cdot e \approx P \cdot e$$



Figur 3.2: Forankringskrefter av spennkraften og dekomponering av disse [1].

3.2.1 Statisk ubestemte konstruksjoner

Ved statisk bestemte konstruksjoner kan momentene fra forspenningen enkelt finnes ved å multiplisere spennkraften P med eksentrisiteten e , som gir $M_p(x) = P \cdot e(x)$. Dette gjelder derimot ikke ved statisk ubestemte konstruksjoner, da man i tillegg på ta hensyn til et tvangsmoment, også kalt sekundærmoment. Tvangsmomentet, M_1 , kommer av fastholdningen som man har i statisk ubestemte konstruksjoner. Dette finnes ved å trekke primærmomentet fra forspenningsmomentet. Primærmomentet, M_0 , er spennkraft multiplisert med eksentrisiteten, som for statisk bestemte konstruksjoner. Forspenningsmomentet, M_p , er det totale momentet som kommer fra forspenningen. Utregning av tvangsmomentet er illustrert i figur 3.3. Effekten av forspenning blir redusert i felt av tvangsmomentet, mens det øker effekten over søylene. Hvis man beregner tvangsmomentet som en ytre last må man derfor benytte lastfaktorene 1,1 i felt og 0,9 over søylene [15].



Figur 3.3: Utregning av tvangsmoment, hvor man tar totalt forspenningsmoment M_p og trekker fra primærmomentet M_0 .

3.3 Spennkraft

Spennkraften er den kraften som spennkablene blir spent opp med ved hjelp av en jekk. Størrelsen på denne kraften blir begrenset av fastheten på spennarmeringen som blir benyttet. Denne kraften vil bli redusert når den skal overføres til betongen på grunn av ulike årsaker for umiddelbare tap.

3.3.1 Største spennkraft

Største spennkraft er kraften som påføres spennkabelen i aktiv ende under oppspenning. EC2, 5.10.2.1(1) gir at spennkraften ikke skal overstige

$$P_{\max} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} \quad (3.5)$$

hvor A_p er tverrsnittsarealet av spennkabelen og $\sigma_{p,\max}$ er største spenning påført spennkabelen. Denne spenningen gis av uttrykket $\sigma_{p,\max} = \min\{k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k}\}$, hvor verdiene for k_1 og k_2 er henholdsvis 0,8 og 0,9 gitt av EC2, NA.5.10.2.1. EC2 tillater også at man påfører en overspenning inntil $0,95f_{p0,1k}$ hvis kraften i jekken kan måles med en nøyaktighet på $\pm 5\%$.

3.3.2 Initiell forspenningskraft

EC2, 5.10.3 gir føringer på hvor stor den initielle forspenningskraften bør være. Den initielle forspenningskraften, P_{m0} , finner man ved å trekke de umiddelbare tapene fra oppspenningskraften. Initiell forspenningskraft bør da ikke overskride

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (3.6)$$

hvor $\sigma_{pm0}(x)$ er spenningen i spennkablene umiddelbart etter kraftoverføring. Denne finner man fra $\sigma_{pm0}(x) = \min\{k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}\}$, hvor verdiene for k_7 og k_8 er henholdsvis 0,75 og 0,85 gitt av EC2, NA.5.10.3

3.3.3 Forspenning i bruddgrensetilstand

Denne rapporten ser på uinjiserte spennkabler uten heft mellom betong og armering. EC2, 5.10.8(2) gir da at det er nødvendig å ta hensyn til deformasjon av hele konstruksjonen når man skal beregne spenningsøkningen i spennstålet. Samme punkt gir at

man kan anta at denne spenningsøkningen, fra effektiv forspenning til spenning i bruddgrensetilstand, til $\Delta\sigma_{p,ULS} = 100$ MPa.

3.4 Tap av spennkraft

Hele spennkraften som blir påført spennkablene vil ikke bli overført til betongen. Grunnen til dette er at man har tap i forbindelse med oppspenning og forankring. Disse tapene kalles *umiddelbare tap*, og består av friksjonstap, forankringstap og tap i forbindelse med deformasjon av betongen. I tillegg vil man ha *tidsavhengige tap* av spennkraft, som er tap som oppstår under konstruksjonens levetid. Dette tapet består av svinn og kryp i betongen, samt relaksasjon i armeringen. Det er viktig å vite hvor stort tapet av spennkraften er, da dette påvirker kapasiteten i konstruksjonen. Tapet vil også påvirke spenningene, opprissingen og nedbøyningene som oppstår [15].

3.4.1 Friksjonstap

Spennkablene er uinjiserte, og kablene er derfor fylt med en fettmasse for å redusere friksjon og beskytte stålet mot korrosjon. Denne fettmassen vil ikke eliminere friksjonstapet helt, og man vil oppleve et friksjonstap. Friksjon har en aktiv og en passiv ende på spennkabelen vil friksjonstapet være størst ved passiv ende. Har man to aktive ender vil friksjonstapet bli redusert. Friksjonstapet $\Delta P_{\mu}(x)$ bestemmes fra EC2, 5.10.5.2(1) ved

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (3.7)$$

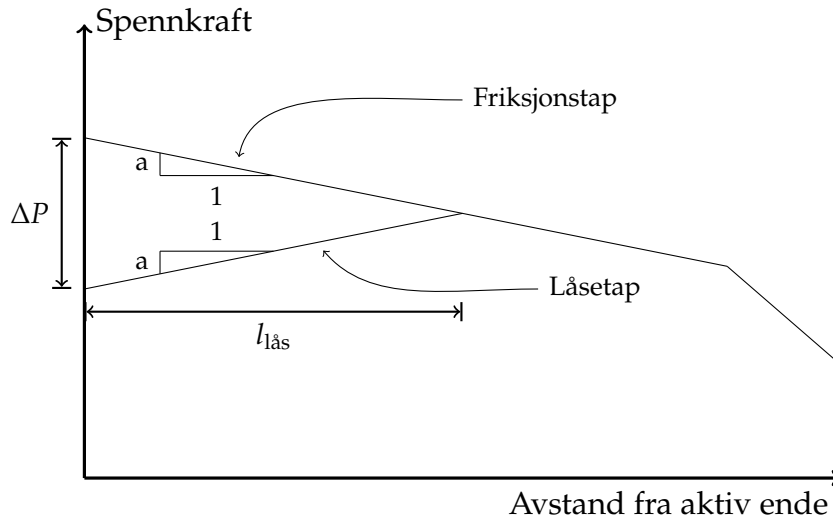
hvor θ er summen av vinkelendringer over en avstand x . Denne avstanden x er hvor langt fra aktiv ende friksjonstapet blir betraktet. Utsiktede vinkelendringer for innvendige spennkabler er uttrykt ved k , og friksjonskoeffisienten mellom spenntauet og kabelkanalen er uttrykt ved μ .

3.4.2 Tap ved forankring

Når man skal overføre kraften i jekken over til forankringsenheten, vil kilen gli noen millimeter før den stopper, $\Delta l_{\text{ås}}$. Denne glidningen resulterer i et låsetap, $\Delta P_{\text{lås}}$, altså et tap av spennkraft. Siden stålet glir innover ved forankring, vil lengden av spennkabelen som blir påvirket av låsetapet være avhengig av friksjonstapet i spennkabelen. Hvis man antar at friksjonstapet er konstant over spennkabelens lengde, vil man kunne bestemme stigningstallet til dette tapet, gitt av $a = \Delta P_{\mu}/L$. Friksjonstapet med stigningstall er

illustrert i figur 3.4. Ved å anta samme stigningstall på låsetapet, også illustrert i figur 3.4, vil man kunne finne lengden som er påvirket av låsetapet ved

$$l_{\text{lås}} = \sqrt{\frac{\Delta l_{\text{lås}} E_p A_p}{a}} \quad (3.8)$$



Figur 3.4: Friksjonstap og låsetap i spennkabel, hvor friksjonstapet antas konstant med stigningstall a . Samme stigningstall på låsetapet gjør at man finner lengden av spennkabelen som blir påvirket ved $l_{\text{lås}}$. Illustrert etter figur i Collins og Mitchell [10].

Hvis den påvirkende lengden, $l_{\text{lås}}$, er lengre enn lengden på spennkabelen, L , vil man ha et låsetap i både aktiv og passiv ende. Disse tapene vil da henholdsvis være

$$\Delta P_{\text{lås,a}} = \frac{\Delta l_{\text{lås}} E_p A_p}{L} + aL \quad (3.9)$$

$$\Delta P_{\text{lås,p}} = \frac{\Delta l_{\text{lås}} E_p A_p}{L} - aL \quad (3.10)$$

Hvis påvirket lengde, $l_{\text{lås}}$, er kortere enn lengden på spennkabelen, L , vil man kun ha et låsetap i aktiv ende ved

$$\Delta P_{\text{lås,a}} = 2 \cdot a \cdot l_{\text{lås}} \quad (3.11)$$

3.4.3 Tap fra umiddelbar deformasjon av betongen

Tapet som kommer fra deformasjonen av betongen tar hensyn til betongens deformasjon og rekkefølgen som spennkablene blir spent opp i. Ved påføring av spennkraften vil betongen bli påført en stor trykkraft, og man kan tenke at betongen vil trekke seg litt sammen. Hvis man deretter spenner opp spennkabelen på siden, vil sammentrykningen

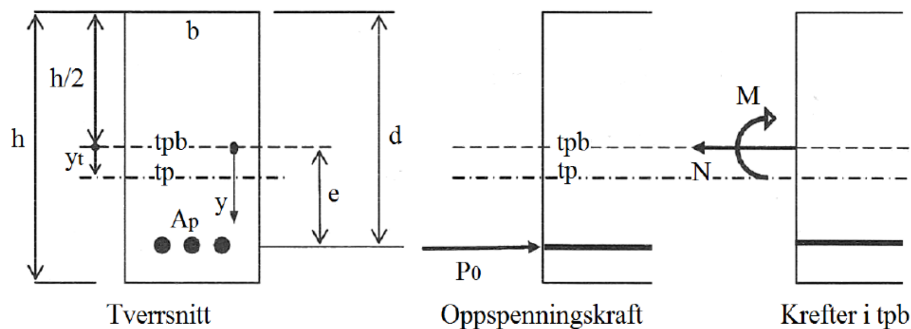
fra denne spennkabelen føre til at betongen deformeres enda mer, og den forrige kabelen vil derfor bli litt slappere og dermed taper litt av sin spennkraft. Avstanden mellom spennkablene vil påvirke hvor mye de andre spennkablene blir påvirket. EC2, 5.10.5.1(2) regner tapet som et midlere tap i hver spennkabel gitt ved

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (3.12)$$

hvor j er en faktor som tar hensyn til hvor mange identiske spennkabler som spennes opp etter hverandre, og $\Delta \sigma_c(t)$ er spenningsendringen i tidspunkt t i tyngdepunktet for spennkabelen. Denne spenningsendringen kan finnes fra figur 3.5 og uttrykkes som

$$\Delta \sigma_c(t) = \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \cdot (e - y_t)^2}{I_t} \quad (3.13)$$

Her er P_0 spennkraften etter friksjonstap og låsetap, og A_t er transformert betongtverrsnitt funnet ved $A_t = A_c + (\eta - 1)A_p$. Det benyttes en faktor $\eta = E_p/E_{cm}(t)$ som også brukes for å finne forskyvningen av tyngdepunktet, $y_t = (\eta - 1)A_p \cdot e/A_t$, og det transformerte arealtreghetsmomentet, $I_t = bh^3/12 + bh \cdot y_t^2 + (\eta - 1)A_p \cdot (e - y_t)^2$.



Figur 3.5: Betongtverrsnitt påkjent moment og aksialkraft [1].

3.4.4 Tidsavhengige tap av spennkraft

EC2 gir at det er tre forhold som gir et tidsavhengig tap av spennkraft. Disse forholdene er kryp og svinn i betongen, samt relaksasjon av stål i strekk. Kryp er en tilleggsdeformasjon som kommer av at betong under trykk over lang tid vil fortsette å trykke seg sammen. Virkningen av kryp i betongen blir beregnet ved hjelp av kryptallet, $\varphi(t, t_0)$, som er avhengig av relativ fuktighet og temperatur i omgivelsene, betongens sammensetning, tidspunkt for lastpåføring og dimensjonene av bygningsdelen [1].

Svinn er en uttørkning av betongen som fører til at den krymper, som medfører en svinn-tøyning. Den totale svinntøyningen, ε_{cs} , består av to bidrag, og er gitt som $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$. Uttørkningssvinnet, ε_{cd} , er et langsomt svinn som er en funksjon av fukttransport gjen-

nom herdet betong, mens autogent svinn, ε_{ca} , er et svinn som utvikler seg med betongens fasthet og kommer defor relativt raskt.

Relaksasjon av stål er at stål som utsettes for en konstant tøyning i lang tid vil få et spenningsfall. Relaksasjonstapet, $\Delta\sigma_{pr}$, vil være avhengig av initiell forspenning, tid og fasthet på stålet [1]. EC2, 5.10.6 gir en foreklet metode å beregne disse tidsavhengige tapene av forspenning på, som tar hensyn til kryp, svinn og relaksasjon. Den forenklete metoden er gitt ved

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta\sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (3.14)$$

hvor $\Delta\sigma_{c,QP}$ er spenning fra egenvekt og initiell forspenning i betongen ved spennkablene, og z_{cp} er avstanden mellom betongtverrsnittets tyngdepunkt og spennkablene.

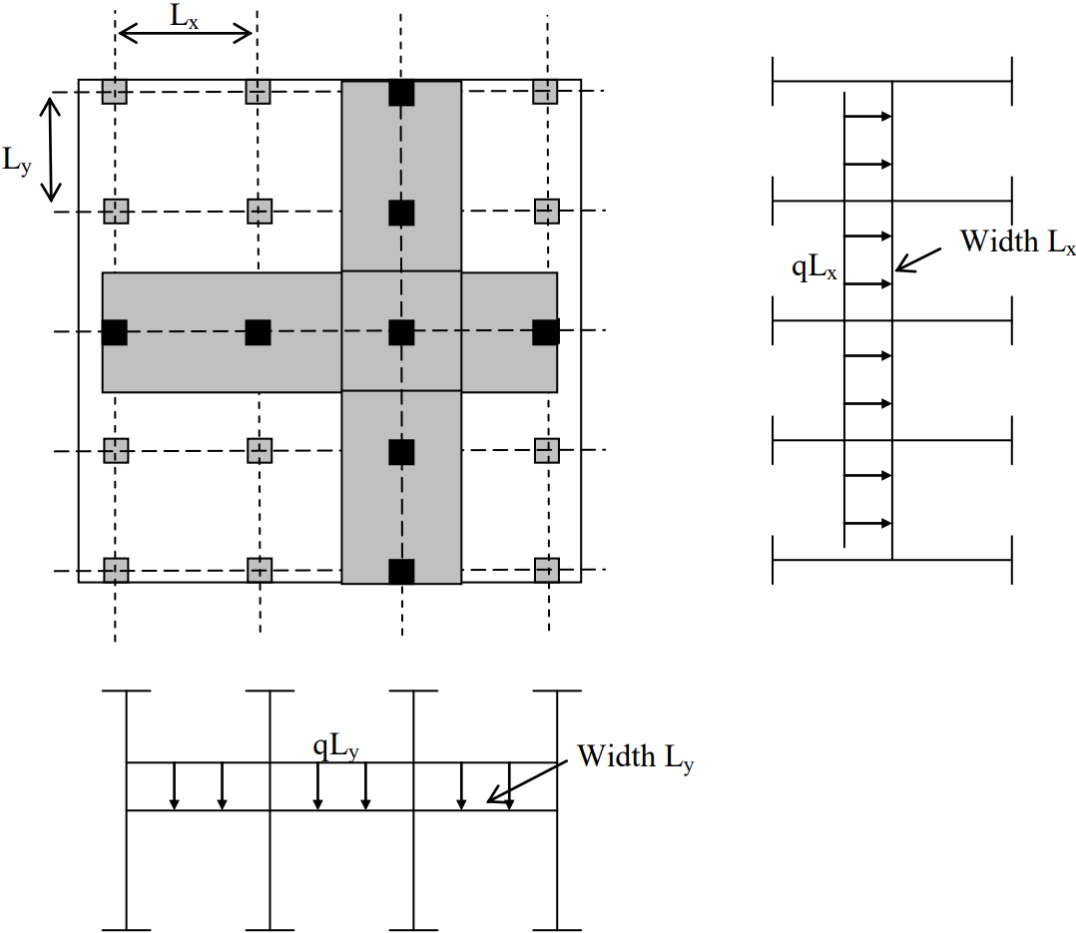
3.5 Dimensjonering av flatdekker

EC2, I.1.1 gir at flatdekker bør beregnes etter en anerkjent beregningsmetode, og nevner fire eksempler; bjelkeristmodell, flytelinjemodell, elementmetoden og en ekvivalent ramme. Sørensen [1] gir at ekvivalent rammeanalyse er den beregningsmetoden som er vanligst for å bestemme lastvirkninger i flatdekker, og det er denne som blir benyttet for håndberegningene i denne rapporten. I tillegg vil modellering og dataanalyser bli gjort av dataprogrammet ADAPT-Builder, som benytter seg av elementmetoden [16].

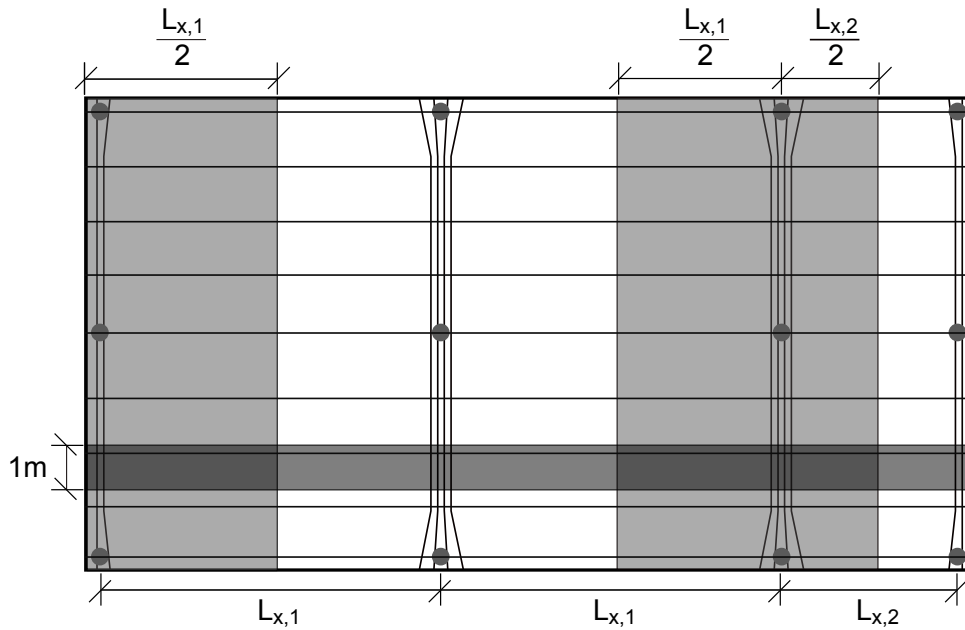
3.5.1 Ekvivalent rammeanalyse

Ekvivalent rammeanalyse er en beregningsmetode som modellerer den tredimensjonale flatdekkonstruksjonen om til todimensjonale rammer i begge retningene. Modellering av slike ekvivalente rammer fra et flatdekke er illustrert i figur 3.6. I disse ekvivalente rammene blir nyttelast plassert feltvis ugunstig for å bestemme maksimale positive og negative momenter i rammen.

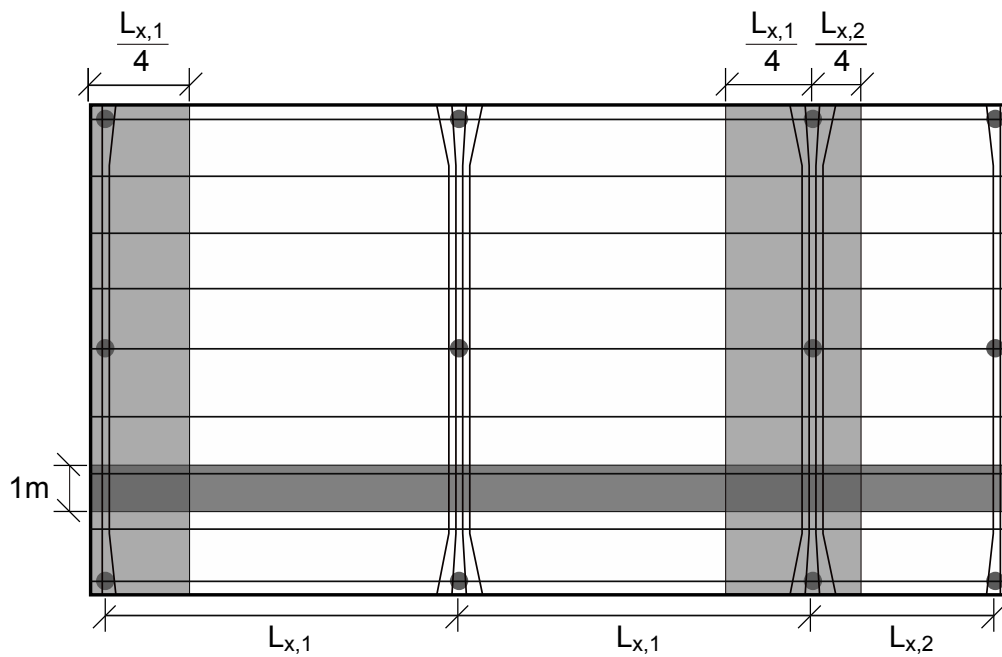
Ved kontroller i brudd- og bruksgrensekontroll, gir Kanstad [18] at man kan beregne etteroppspente flatdekker med ekvivalente rammer fra figurene 3.7a og 3.7b. Ved konsentrerte spennkabler har man her en lastbredde på halvparten av spennvidden til hver side, og en trykksonebredde lik en kvart spennvidden til hver side. Ved fordelte spennkabler kan man beregne på en ekvivalent ramme med en enhetsbredde på 1,0 m.



Figur 3.6: Ekvivalente rammer i begge retninger [1, 17].



(a) Lastbredde ved konsentrerte og fordelte spennkabler.



(b) Trykksonebredde ved konsentrerte og fordelte spennkabler.

Figur 3.7: Last- og trykksonebredde ved konsentrert- og fordelt spennarmering. Illustrert etter figur i Kanstad [19].

3.5.2 Elementmetoden

Elementmetoden er en tilnærmet numerisk analysemetode for å løse partielle differensialligninger. Metoden går ut på at en matematisk modell med et uendelig antall frihetsgrader blir tilnærmet av en diskretisert modell bestående av et endelig antall frihetsgrader. Elementenes forskyvninger bestemmes av stivheten, som er gitt av formfunksjonen til nodene. Nodene er punktene hvor elementene er koblet sammen, og formfunksjonen til en node beskriver hvordan et punkt i elementet beveger seg hvis noden flyttes på. Et vilkårlig punkt på elementet vil bli påvirket av formfunksjonene til alle nodene i elementet. Formfunksjonen til nodene er tilnærmede, og metoden er derfor en tilnærmet metode. Når man har stivheten til elementene kan man finne forskyvningene av et punkt på elementet. Ut fra denne forskyvningen kan man finne spenningstilstand og tøyningstilstand i dette elementet ved hjelp av materiallover. Man kan ut fra dette sette opp matriser med stivhetsrelasjoner, og man vil få n ligninger med n ukjente. Dette er en utfordrende og tidkrevende metode, og man benytter derfor oftest programvare for denne metoden. I denne rapporten er det valgt dataprogrammet ADAPT-Builder.

3.5.3 ADAPT-Builder

ADAPT-Builder er et dataprogram som benytter seg av flere programvarer for å designe og analysere betongkonstruksjoner både med og uten spennarmering, og som benytter seg av tredimensjonal elementmetode [16]. Programmet genererer selv designstriper som tilsvarende inndelingen for ekvivalent rammemetode. På disse designstripene integreres resultatene fra elementanalysen, og presenteres grafisk langs søylestripene [20]. I denne rapporten er det programvarene Edge og Floor Pro som er benyttet i modellering og analysering. ADAPT-Builder har Eurokode 2 implementert, men ikke mulighet til å velge det norske tillegget. Det er derimot mulig å endre på faktorer og krav innad i programmet.

3.6 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden skal det påvises at konstruksjonen har tilstrekkelig kapasitet for å ivareta sikkerheten til både konstruksjonen og menneskene. Det skal påvises at konstruksjonen ikke oppnår brudd eller store deformasjoner for de relevante dimensjonerende påvirkningene, gitt i kapittel 3.1.1. Påvisning av tilstrekkelig kapasitet gjøres ved å vise at tverrsnittet har tilstrekkelig moment- og skjærkraftkapasitet.

3.6.1 Dimensjonering for moment

Når man dimensjonerer med spennkraft i bruddgrensetilstand, kan man betrakte spennkraften som enten en indre motstand eller en ytre kraft. Å betrakte spennkraften som indre motstand benyttes vanligvis når spennarmeringen ligger i strekksonen, og som en ytre last når spennarmeringen ligger i trykksonen [1]. I denne rapporten er det derfor valgt å benytte spennkraften som en indre motstand, da det anses som mest riktig betraktning. Tvangsmomentet som kommer fra forspenningen må derimot betraktes som en ytre last. Ved bruk av spennarmering uten heft må man legge til spenningsøkningen på 100 MPa som beskrevet i kapittel 3.3.3. Tilstrekkelig momentkapasitet påvises så med

$$M_g + M_q + \gamma_p \cdot M_1 < M_{Rd} \quad (3.15)$$

hvor M_1 er tvangsmomentet, og faktoren γ_p er 0,9 eller 1,1 avhengig av om tvangsmomentet er henholdsvis gunstig eller ugunstig. Momentkapasiteten finner man av figur 3.8, og man får

$$M_{Rd} = T_c z = 0,8(1 - 0,4\alpha)abd^2 f_{cd} \quad (3.16)$$

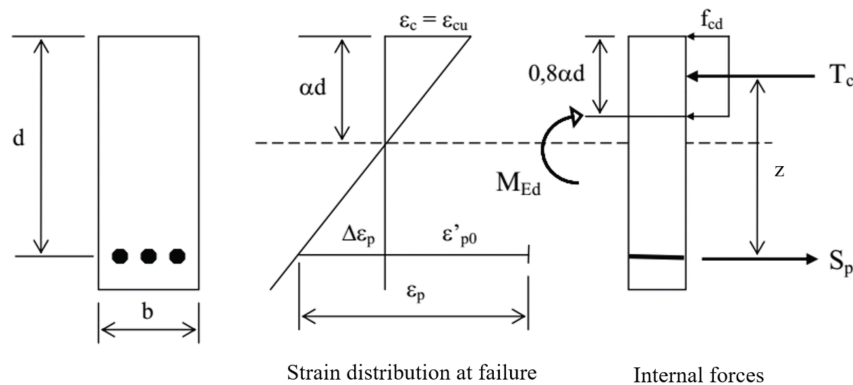
hvor man med antagelsen om underarmert tverrsnitt har

$$\alpha = \frac{S_p + f_{yd}A_s}{0,8f_{cd}bd} \quad (3.17a)$$

$$S_p = (0,8\varepsilon_{p0}E_pA_p + 100 \text{ MPa}) \frac{1}{\gamma_s} \quad (3.17b)$$

$$\varepsilon_{p0} = \frac{P_0}{E_pA_p} \quad (3.17c)$$

Antagelsen om underarmert tverrsnitt kan ifølge Kanstad [18] antas gyldig så lenge $\alpha < 0,6$. For å oppnå en tilstrekkelig duktilitet i konstruksjonen anbefaler Kanstad også en $\alpha \leq 0,4$



Figur 3.8: Bjelketverrsnitt med spennarmering i strekksonen [1]

3.6.2 Dimensjonering for skjærkraft

Skjærkraftkapasiteten i flatdekker må kontrolleres mot gjennomlokking. Hvis den lokale skjærkraften rundt en søyle blir for høy, kan dette føre til at søylen stempler seg gjennom dekket. EC2, 6.4.3(2) gir at påvisning av skjærkraftkapasitet ved konsentrerte laster utføres med følgende kontroller:

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

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (3.18)$$

- (b) Skjærarmering er ikke nødvendig der:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (3.19)$$

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

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs} \quad (3.20)$$

hvor

v_{Ed} er dimensjonerende skjærkraft, gitt av ligning (3.21)

$v_{Rd,max}$ er maksimal skjærspenningskapasitet langs det aktuelle kontrollverrsnittet, gitt av ligning (3.23)

$v_{Rd,c}$ er skjærspenningskapasitet med skjærarmering langs det aktuelle kontrollverrsnittet, gitt av ligning (3.26)

$v_{Rd,cs}$ er skjærspenningskapasitet uten skjærarmering langs det aktuelle kontrollverrsnittet, gitt av ligning (3.24)

Dimensjonerende skjærkraft

Fra EC2, 6.4.3(3) har man at største skjærkraft kan antas som

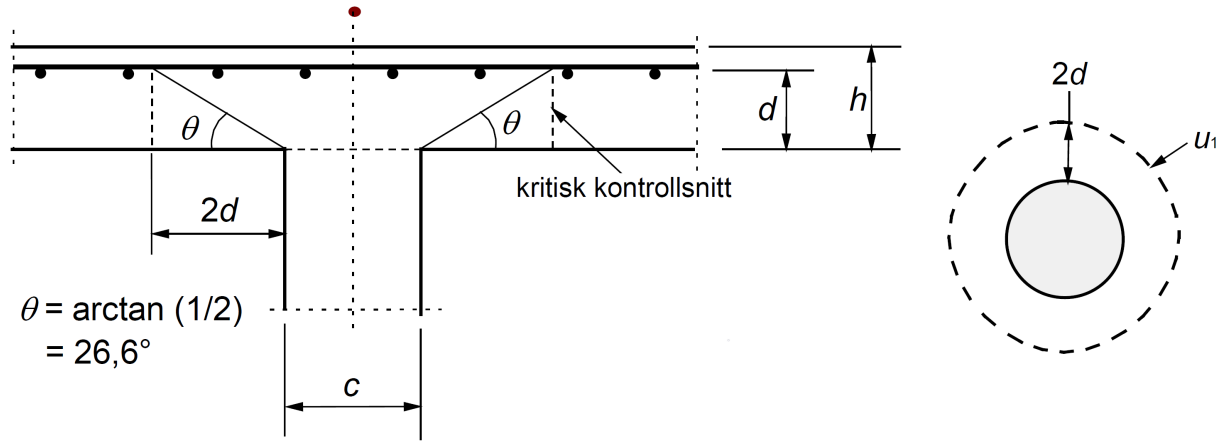
$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (3.21)$$

hvor V_{Ed} er største dimensjonerende skjærkraft, og u_i er omkretsen til kontrollsnittet, med kritisk kontrollsnitt illustrert i figur 3.9. β er en faktor som hensyntar endret

skjærkraftfordeling på grunn av moment, og er for innvendig, sirkulære søyler gitt av

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d} \quad (3.22)$$

hvor e er lastens eksentrisitet lik $e = M_{Ed}/V_{Ed}$, og D er søylens diameter.



Figur 3.9: Kritisk kontrollsnitt for sirkulær søyle [13].

Maksimal skjærspenningskapasitet

Med en fasthetsreduksjonsfaktoren på $\nu = 0,6[1 - f_{ck}/250]$, gir EC2, NA.6.4.5(3), at maksimal skjærspenningskapasitet er gitt av

$$v_{Rd,max} = 0,4\nu f_{cd} \quad (3.23)$$

Skjærspenningskapasitet uten skjærarmering

For konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering, er skjærkraftkapasiteten gitt av EC2, 6.2.2(1) som

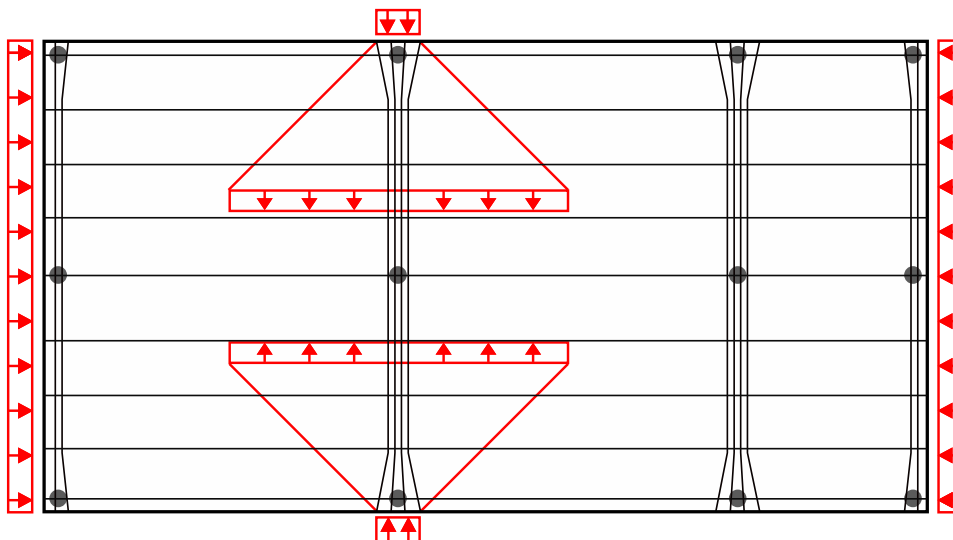
$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_1\sigma_{cp}) \quad (3.24)$$

hvor ρ_l er armeringsforhold for armering med heft, og kan derfor ikke regne med bidraget fra uninjiserde spennkabler. σ_{cp} er gjennomsnittlig normalspenning over søylen, og Kanstad [18] gir at normalspenningen i betongen er

$$\sigma_{c,i} = \frac{N_{Ed,i}}{A_{c,i}} = \frac{0,85 \cdot 0,9 \cdot P_{\max}}{A_{c,i}} \quad (3.25)$$

hvor $A_{c,i}$ er areal av betongen påkjent av spennkraften, og er avhengig av om spennkablene er fordelte eller konsentrerte. Kanstad [18] gir at påkjent areal kan antas som

illustrert i figur 3.10, hvor man ved fordelte spennkabler kan betrakte påkjent areal som avstanden mellom spennkablene. Ved konsentrerte spennkabler kan man betrakt påkjent areal som konsentrert over området spennkablene ligger i ved aktiv og passiv ende. Inn fra endene kan man anta en fordeling på 45°, helt ut til stripebredde.



Figur 3.10: Påkjent areal fra spennkraft. Illustrert etter figur i Kanstad [18].

Skjærspenningskapasitet med skjærarmering

For plater med behov for skjærarmering, beregnes dette etter EC2, 6.4.5:

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha \leq k_{\max} \cdot v_{Rd,c} \quad (3.26)$$

hvor

A_{sw} er skjærarmeringsarealet langs omkretsen av et snitt rundt søylen

s_r er radiell senteravstand mellom snitt med skjærarmering

$f_{ywd,ef}$ er effektiv dimensjonerende fasthet av skjærarmering bestemt av $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd}$

d er middelverdi for platens effektive tykkelse, illustrert i figur 3.9

α er vinkel mellom platens plan og skjærarmeringen

k_{\max} er en faktor satt til 1,5 ved bruk av skjærbøyler og 1,8 ved bruk av T-hodet skjærarmering

3.7 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstanden skal det påvises at konstruksjonen oppfylder aktuelle brukbarhetskriterier. Slike brukbarhetskriterier kan være begrensning i nedbøyninger, som skal sørge for menneskers komfort og konstruksjonens funksjonsdyktighet. Påvisningen gjøres med påkjenninger gitt i kapittel 3.1.2.

Odin Blø hos CCL gir at antall spennkabler i konstruksjonene vanligvis bestemmes ut fra hva som er gunstig i bruksgrense, blant annet krav til nedbøyning og begrensning av spenninger [21].

3.7.1 Spenningsbegrensning

For å unngå deformasjoner og opprissing som påvirker konstruksjonens funksjon, gir EC2 begrensninger på hvor store trykk- og strekkspenninger konstruksjonen kan ha for å definere den som uopprisset. EC2, 5.10.2.2(5) gir trykkbegrensning i betongen som følge av oppspenning, og EC2,7.1(2) gir strekkbegrensning i betongen for å kunne anta den som uopprisset. Disse er henholdsvis

$$\sigma_{c,\text{trykk}} \leq 0,6f_{ck}(t) \quad (3.27a)$$

$$\sigma_{c,\text{streck}} \leq f_{ctm} \quad (3.27b)$$

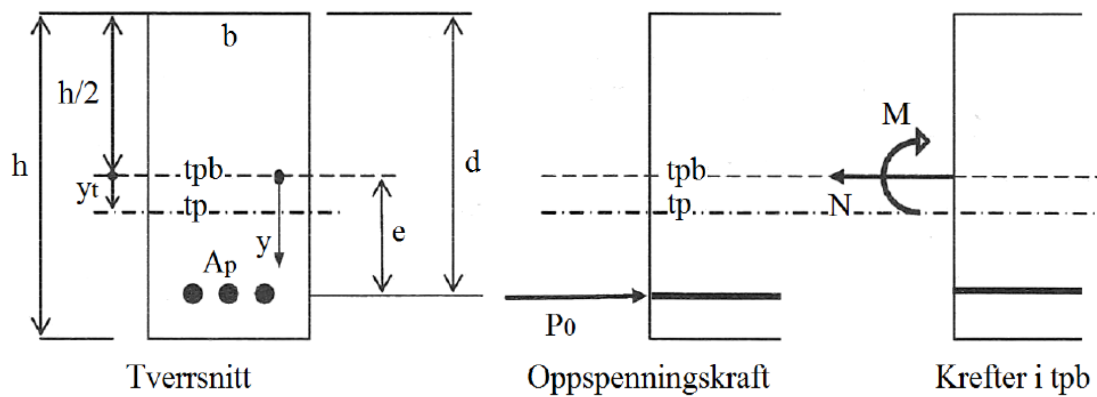
hvor $f_{ck}(t)$ er betongens karakteristiske fasthet på tidspunktet forspenningskraften påføres, gitt av EC2, 3.1.2(5).

Uopprisset betong, Stadium I

Hvis strekkspenningene i betongen oppfyller ligning (3.27b), kan man anta at betongen er uopprisset, og kan da beregne med et fullt virksomt tverrsnitt. Kanstad [18] gir at man ved håndregning kan neglisjere slakk- og spennarmering, som er en forenkling som gir mindre enn 10 % feil. Man kan da beregne betongspenningene etter figur 3.11, og får

$$\sigma_c(y) = -\frac{P_0}{A_c} - \frac{M}{I} \cdot y \quad (3.28)$$

hvor P_0 er spennkraft etter låsetap og friksjonstap, og $M = M_{g+q} + M_p$.



Figur 3.11: Betongtverrsnitt påkjent moment og aksialkraft [1].

Opprisset betong, Stadium II

Hvis strekkspenningene ikke oppfyller ligning (3.27b) må man regne betongen som opprisset, og man antar da at betongen ikke har strekkfasthet [1]. Hvis man har et tverrsnitt som er påkjent både aksialkraft og moment, vil bøyestivheten endre seg med størrelsen på momentet og man vil få en ikkelineær moment-krumnings relasjon.

Rissmoment

Rissmomentet gir informasjon om ved hvilket moment man går fra å ha et uopprisset tverrsnitt til å ha et opprisset tverrsnitt. Som det kommer fra av ligning (3.28), vil betongen risse hvis man har mer enn f_{ctm} i strekkspenning. Man kan da bestemme rissmomentet ut fra:

$$M_{\text{riss}} = \frac{P_0}{A_c} \cdot \frac{I}{y} + f_{ctm} \cdot \frac{I}{y} \quad (3.29)$$

3.7.2 Nedbøyningsbegrensning

EC2, 7.4.1(4) gir at nedbøyningen i en plate ikke bør overskride $L/250$ for kombinasjon med tilnærmet permanent last. I dette prosjektet er det derimot et strengere krav, da prosjekteringsgrunnlaget har satt grensen på nedbøyning til

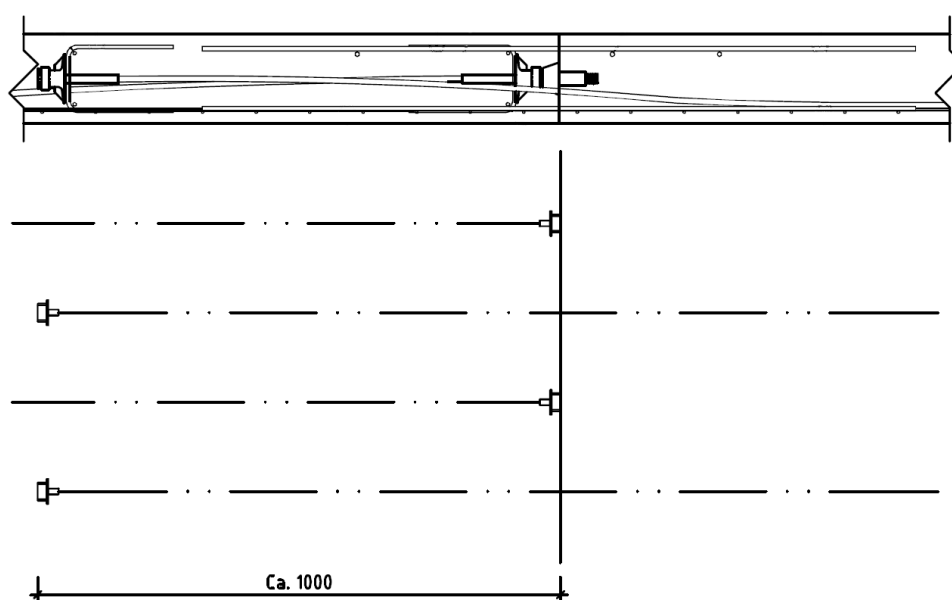
$$\delta \leq \frac{L}{300} \quad (3.30)$$

3.8 Armering

Da det finnes mange ulike løsninger å legge spennkablene på i flatdekker, er det her valgt å presentere bakgrunn for valg som er gjort i denne rapporten. Dette er gjort med bakgrunn av spennarmeringstegninger gjort tilgjengelig fra Norconsult.

3.8.1 Spennarmering

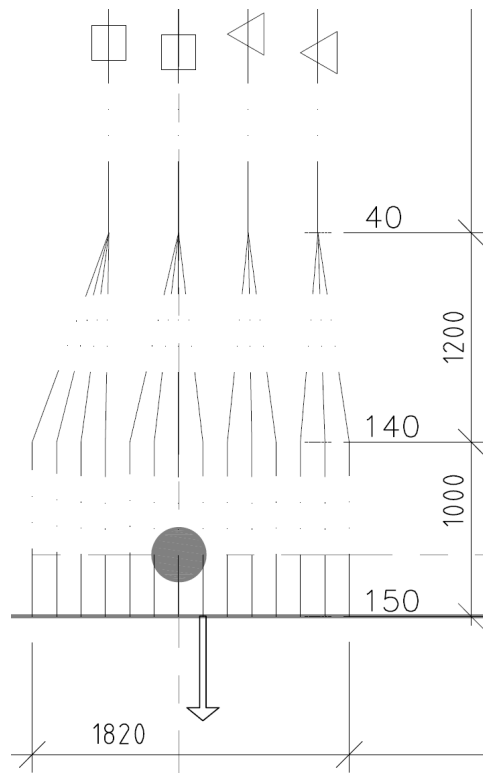
Odin Blø hos CCL gir at det i store dekker er naturlig å dele inn lange dekker i to støpetapper [21]. I denne støpeskjøten legges spennkablene med en overlapp på cirka én meter, slik illustrert i figur 3.12. Denne skjøten legges rundt en tredjedel ut i feltet, slik at den ligger nærme momentnullpunktet. Man forsøker å legge denne støpeskjøten i korte spenn hvis det er mulig.



Figur 3.12: Illustrasjon av støpeskjøt med spennarmering, hentet fra detaljtegning etter THILT Engineering AS [22]

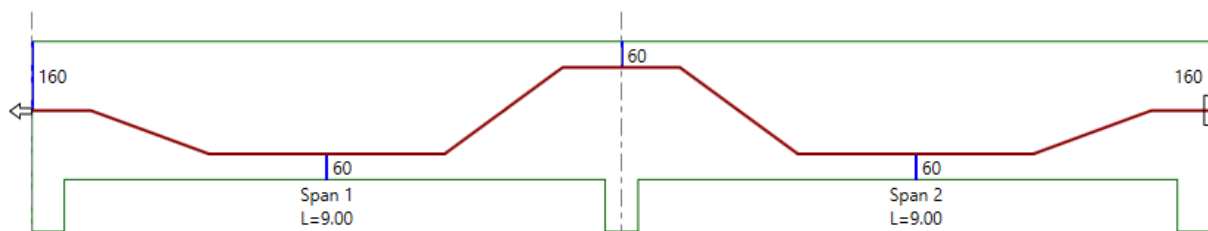
Ved legging av konsentrerte spennkabler er det vanlig å forankre disse med en senteravstand på 140 mm mellom forankringene, for deretter å gruppere spennkablene gjennom dekket. Det er ansett som mest vanlig å gruppere disse i tre og fire kabler per gruppe, slik markert med en trekant og en firkant i figur 3.13. Disse gruppene med spennkabler legges med en senteravstand på cirka 400 mm gjennom dekket.

Ved valg av spennkabelprofil gir Trygstad [8] at man kan benytte seg av en stykkevis rettlinjert kabelprofil (engelsk: *harped*), hvor kablene er horisontale i feltene og over søylene, som illustrert på figur 3.14. Å benytte en slik kabelprofil vil gjøre det enklere



Figur 3.13: Illustrasjon av forankring av konsentrerte spennkabler, samt gruppering av spennkabler på tre og fire per gruppe. Hentet fra armeringstegning etter THILT Engineering AS [23].

for de utførende, da man raskt får kablene ned på armeringsnettet. Dette gjør at man slipper å bruke like mange høydestoler som for en parabelformet kabelprofil, samt gjør det enklere å bevege seg rundt når de ligger horisontalt i feltene. Trygstad gir at et forhold på $A/L = 0,40$ gir best resultat, og gir størst løft kontra en parabelformet kabelprofil. A er lengden på den horisontale delen av profilen i feltet.



Figur 3.14: Eksempel på en harped kabelprofil med et forhold på $A/L = 0,40$, hvor A er lengden som ligger horisontalt i felt.

3.8.2 Minimumsarmering for spennarmering

For at konstruksjoner skal ha en tilstrekkelig duktilitet, gir EC2, 9.2.1.1(4) at konstruksjonsdeler som er forspent med spennkabler uten heft bør ha en momentkapasiteten i

bruddtilstand som oppfyller

$$M_{Rd} \geq 1,15 \cdot M_{riss} \quad (3.31)$$

3.8.3 Slakkarmering

Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 33 [7] gir at det er hensiktsmessig å ha grunnarmering i både over- og underkant i dekket, og tilleggsarmering der det er behov. Publikasjonen gir at denne grunnarmeringen kan være et armeringsnett som tilfredsstiller kravet til minimumsarmering. Ifølge Steinar Trygstad [8] er det vanlig å benytte et armeringsnett av typen K 189 eller K 257 i bunn, å supplere med $\varnothing 10$ mm eller $\varnothing 12$ mm armering. K 189 og K 257 er sveiste armeringsnett med et tverrsnittareal på henholdsvis $189 \text{ mm}^2/\text{m}$ og $257 \text{ mm}^2/\text{m}$. Trygstad gir også at det er vanlig å benytte armeringsnett i overkant av dekket. Dette for å tilfredstille krav til armering blant annet over søylene, samtidig som det gjør støpeprosessen enklere for entreprenøren, da de får et armeringsnett å gå på.

3.8.4 Minimumsarmering for slakkarmering

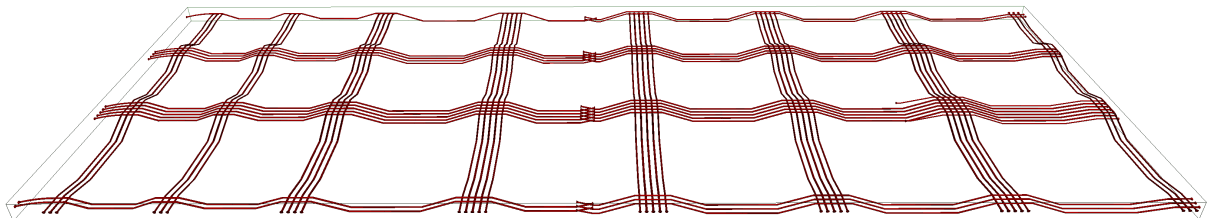
For å påvise at konstruksjonen har tilstrekkelig duktilitet, gir EC2 et minimumsarmeringskrav for slakkarmering i strekksonen. Med en midlere bredde av strekksonen på b_t , gir EC2, NA.9.2.1.1(1) at arealet av strekkarmering ikke bør antas mindre enn

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad (3.32)$$

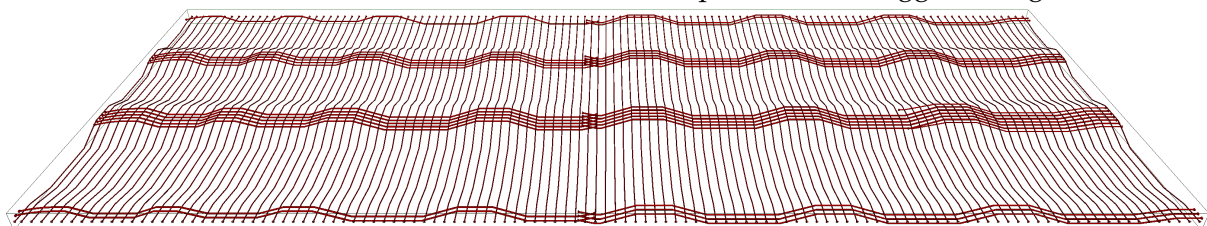
Kapittel 4

Modellering og analyse av flatdekket

Flatdekket ble modellert og analysert i dataprogrammet ADAPT-Builder med to ulike spennkabelfordelinger. Figur 4.1a viser modellen hvor spennkablene ligger konsentrert i begge retninger, mens figur 4.1b viser modellen som har fordelte spennkabler i x -retning og konsentrerte spennkabler i y -retning. Spennkablene i y -retning ble valgt å gjennomføre lik i begge modellene for å bedre se på forskjellen som kommer av spennkablene i x -retning. Modellene ble analysert for påvirkningene fra brudd- og bruksgrensetilstandene for å påvise kapasitet opp mot EC2.



(a) Flatdekket modellert med konsentrerte spennkabler i begge retninger.



(b) Flatdekket modellert med konsentrerte spennkabler i y -retning og fordelte spennkabler i x -retning.

Figur 4.1: 3D-visning over fordelingen av spennarmeringen som blir sammenlignet. Modellen er orientert med positiv y -retning fra venstre til høyre.

4.1 Grunnlag

I samråd med veileder ble det gjort forenklinger på flatdekket som blir sett på i denne rapporten. Figur 4.2a viser den originale plantegningen for dekket, mens figur 4.2b viser den forenklete plantegningen som ble brukt som utgangspunkt for modellene. Grunnen bak disse forenklingene var at det først og fremst ble sett på fordeler og ulemper med forskjellig fordeling av spennkablene i dekket. Disse forenklingene førte sannsynligvis til at flatdekket trengte flere spennkabler enn den originale plantegningen ville gjort, da lastflatearealet ble større av å se bort fra utsparingene, samt at veggene ble fjernet og erstattet med søyler. På grunn av økt mengde spennarmering kan man tenke seg til at forskjellene mellom de to modellene ble større enn hvis man hadde tatt utgangspunkt i den originale plantegningen. Flatdekket som blir sett på i denne rapporten har et areal på omtrent 1920 m^2 , mens UiO Livsvitenskapsbygget har en arealramme på nesten $100\,000 \text{ m}^2$, hvor hovedparten er spennarmerte flatdekker. Det ble derfor ansett at den forenklete plantegningen vil gjøre overføringsverdien av resultatene, til resterende flatdekker i prosjektet, større.

Figur 4.2b er målsatt, og viser at spennvidden mellom søylene varierer fra 6,6 m og opp til 10,8 m. Søylene er sirkulære med en diameter på 550 mm. Dekketykkelsen på flatdekket er satt til 320 mm på grunn av konstruksjonens egenvekt, da bygget skal dimensjoneres for seismiske laster og har strenge vibrasjonkrav på grunn av følsomme mikroskoper. Flatdekket skal utføres i B45 betong, og materialegenskaper benyttet i rapporten er gitt i tabell 4.1. Odin Blø hos CCL ga at spennsystemet som blir benyttet i prosjektet er CCL XU2-15 [21]. Materialegenskaper for dette spennsystemet er hentet fra systemets European Technical Assessment (ETA) [3], og er gitt i tabell 4.2.



(a) Original plantegning av flatdekket.

(b) Forenklet plantegning av flatdekket.

Figur 4.2: Original- og forenklet plantegning over flatdekket som er sett på i rapporten.

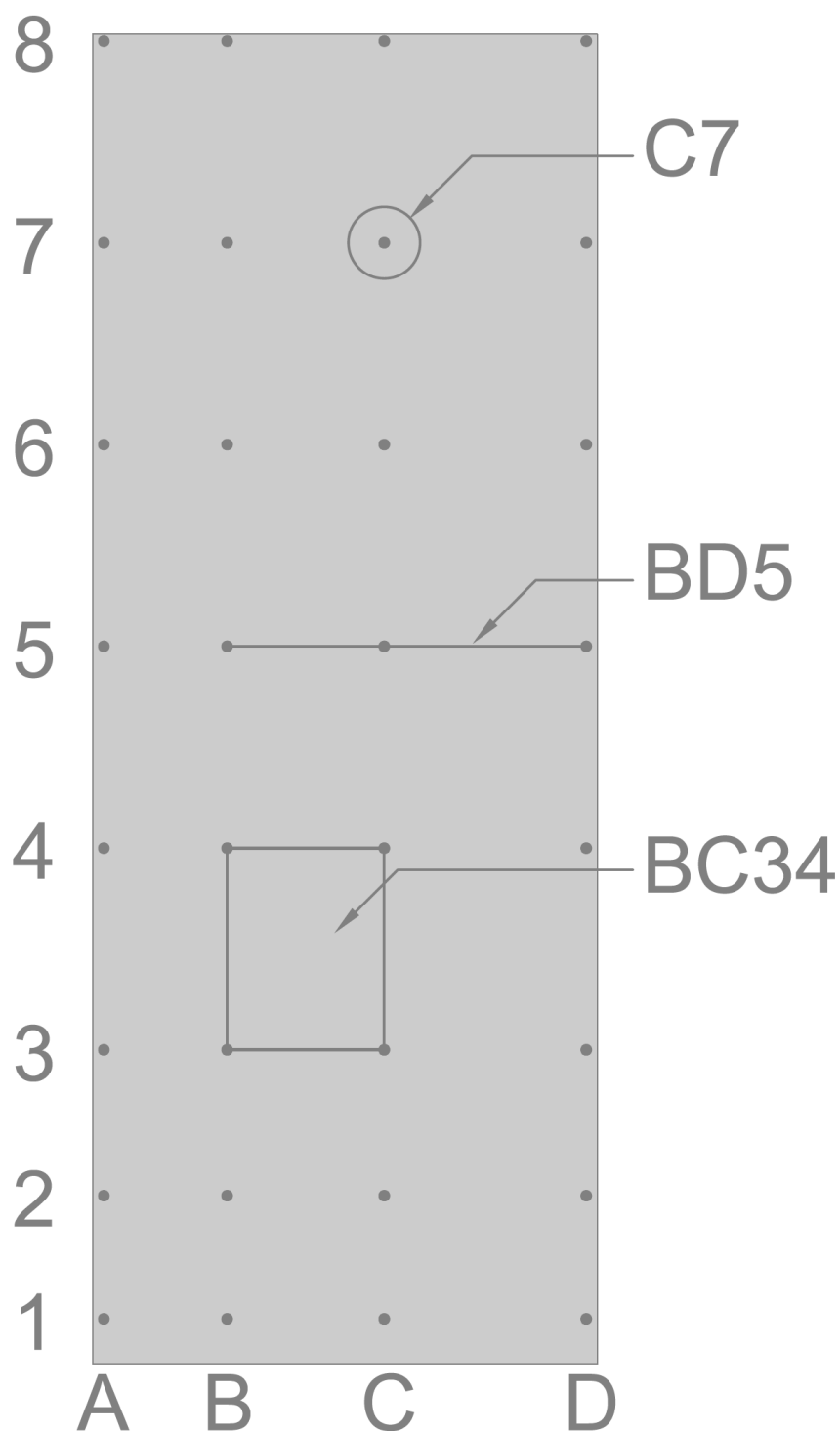
Tabell 4.1: Materialegenskaper for betong med kvalitet B45.

Eksponeeringsklasse	XC1
Bestandighetsklasse	M60
Karakteristisk trykkfasthet	$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} = 25,5 \text{ MPa}$
Strekkfasthet	$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$
Elastisitetsmodul	$E_{cm} = 36 \text{ GPa}$
Tøyningsgrense for trykk	$\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$
Dekketykkelse	$h = 320 \text{ mm}$
Betongoverdekning	$c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$

Tabell 4.2: Materialegenskaper for spennsystemet CCL XU2-15.

Tverrsnittsareal	$A_p = 150 \text{ mm}^2$
Strekkfasthet	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
Karakteristisk fasthet	$f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$
Dimensjonerende fasthet	$f_{pd} = 1426 \text{ MPa}$
Elastisitetsmodul	$E_p = 195\,000 \text{ MPa}$
Glidning ved låsing	$\Delta_{lås} = 6 \text{ mm}$
Friksjonskoeffisient	$\mu = 0,07 \text{ rad}^{-1}$
Utsiktet vinkelendring	$k = 0,01 \text{ m}^{-1}$

For å enklere kunne henvise til søyler, søylestriper og felt på flatdekket, er koordinatsystemet illustrert i figur 4.3 benyttet. Det er søylene som er blitt tildelt bokstaver og tall i koordinatsystemet. I x -retningen (korteste retning) har søylene benevnningen A–D fra venstre mot høyre, og i y -retning (lengste retning) har søylene nummer 1–8 fra bunn til topp. Ved henvendelse til en søyle blir det henvist til to koordinatverdier, som C7 gir eksempel på i figur 4.3. For å henvise til en søylestripe blir det brukt tre koordinatverdier; start og slutt i den ene retningen, pluss verdien for den andre retningen. I figur 4.3 henviser BD5 til en søylestripe som går mellom B5 og D5. Henvisning til et felt gjøres ved å benytte fire koordinatverdier; de to første verdiene gir hvilke søyler feltet ligger mellom i x -retning, og de to siste gir hvilke søyler feltet ligger mellom i y -retning. I figur 4.3 er BC34 eksempel på henvisning til et felt.



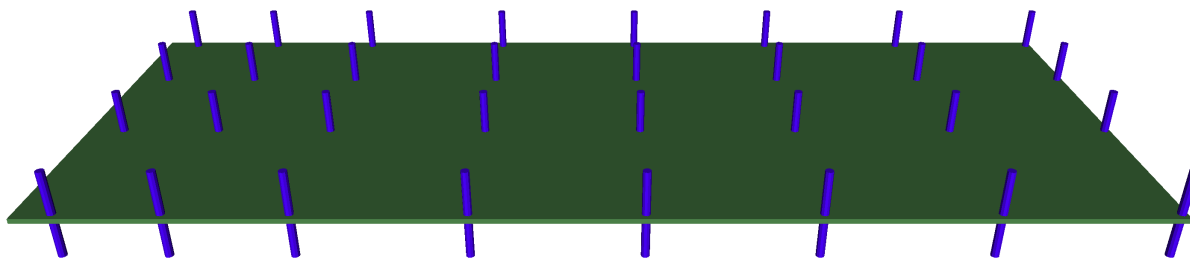
Figur 4.3: Koordinatsystem på søyler for å forenkle henvisninger. På figuren henviser C7 til en søyle, BD5 til en søylestripe og BC34 til et felt.

4.2 Modellering

Modelleringen ble gjort i dataprogrammet ADAPT-Builder. Det ble modellert to modeller, hvor den første hadde konsentrerte spennkabler i begge retninger. Denne løsningen blir heretter henviset til som *Konsentrert-Konsentrert Spennarmering (KKS)*. Den andre modellen ble modellert med konsentrerte spennkabler i lengste retning og fordelte spennkabler i den korteste retningen. Denne løsningen blir heretter henviset til som *Konsentrert-Fordelt Spennarmering (KFS)*. For at det skulle bli et best mulig sammenligningsgrunnlag ble spennkablene i den lengste retningen lik i begge modeller.

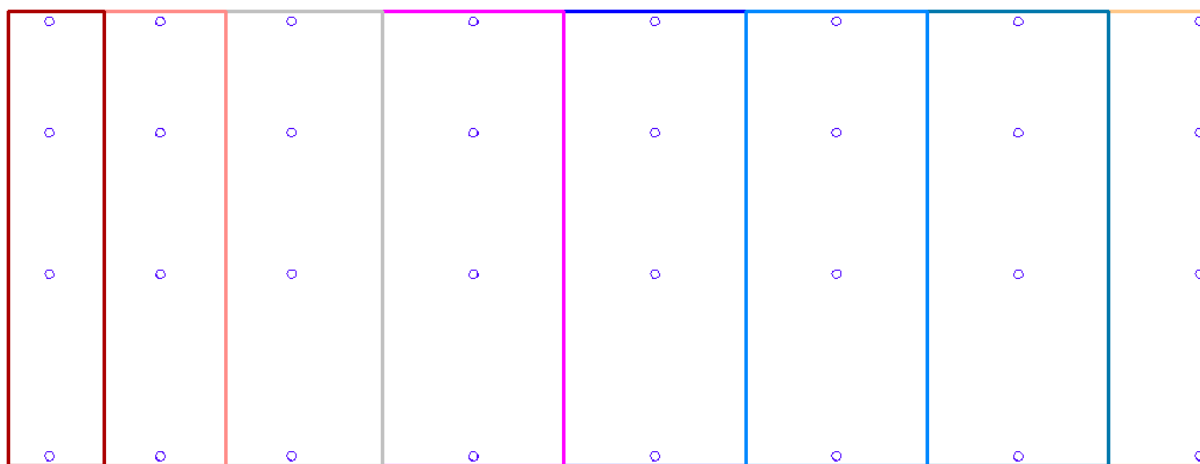
4.2.1 Modell

Figur 4.4 viser modell av flatdekket før spennkablene ble lagt inn. Overgangen mellom dekket og søylene er momentstive. Det ble modellert inn opplagerlinjer (engelsk: *support lines*) i søylestripene i begge retninger, og dataprogrammet genererte selv designstriper (engelsk: *Design Strips*) ut fra disse. Figur 4.5 viser designstripene som ble generert i x -retning, illustrert ved forskjellige farger for de forskjellige stripene. Tilsvarende designstriper er det også i y -retning. For hver av disse designstripene integrerer dataprogrammet resultatene fra FEM-analysen over stripens bredde, og uttrykker disse langs søylestripene [24]. Det er verdiene fra disse designstripene som ble brukt for å kontrollere spenninger og opprissing i bruksgrensetilstand, for å unngå lokale spenninger som blir store på grunn av elementinndelingen [20]. Bredden på disse designstripene tilsvarer lastbredden for gitt søylestripe, som gitt i kapittel 3.5.1.

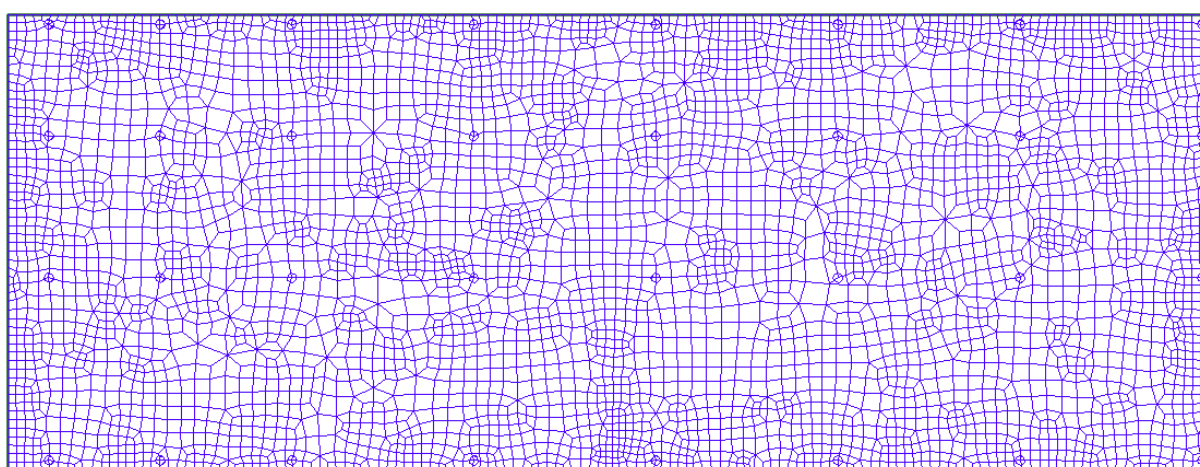


Figur 4.4: Modell av flatdekket i ADAPT-Builder, orientert med positiv y -retning fra venstre mot høyre.

ADAPT-Builder genererer et eget elementnett, altså en elementinndeling av konstruksjonen for å gjøre en tilnærmet numerisk analyse med elementmetoden. Programmet anbefaler en maksimal elementstørrelse på mellom $1/6$ og $1/8$ ganger gjennomsnittlig spennvidde, som i denne modellen ble en maksimal elementstørrelse på 1,5 m. Det ble valgt å benytte en maksimal elementstørrelse på 0,5 m for å gi en mer nøyaktig analysemodell. Det genererte elementnettet som er benyttet er vist i figur 4.6.



Figur 4.5: Designstriper i x -retning, med positiv y -retning fra venstre mot høyre.



Figur 4.6: Elementnett benyttet i modell, orientert med positiv y -retning fra venstre mot høyre

4.2.2 Laster

Laster for flatdekket er gitt av lastplan og prosjekteringsforutsetninger for UiO OUS Livsvitenskapsbygget [25, 26]. Fra disse er karakteristiske lastverdier gitt i tabell 4.3. Det er tatt utgangspunkt i at armert betong har tyngdetetthet 25 kN/m^3 , at og dekketykkelsen er $h = 320 \text{ mm}$ for egenlasten. Den påførte egenlasten kommer fra blant annet gulvoppbygging og innervegger.

Lastkombinasjonene som ble benyttet i ADAPT-Builder er gitt av tabell 4.4. Her ble det tatt utgangspunkt i kapittel 3.1 og 3.6.1, samt verdier fra tabell 4.3. Benevningene ULS og SLS er brukt for henholdsvis bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand, og står for *Ultimate Limit State* og *Serviceability Limit State*.

Egenvekt legges automatisk inn i modellen, mens påført egenlast og nyttelast ble påført manuelt. Den påførte egenlasten ble påført over hele konstruksjonen, mens nyttelasten

Tabell 4.3: Laster som virker på flatdekket [25, 26].

Lasttype	Last (kN/m ²)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Egenlast	8			
Påført egenlast	2			
Nyttelast	5	0,7	0,7	0,6

Tabell 4.4: Lastkombinasjoner i ADAPT-Builder

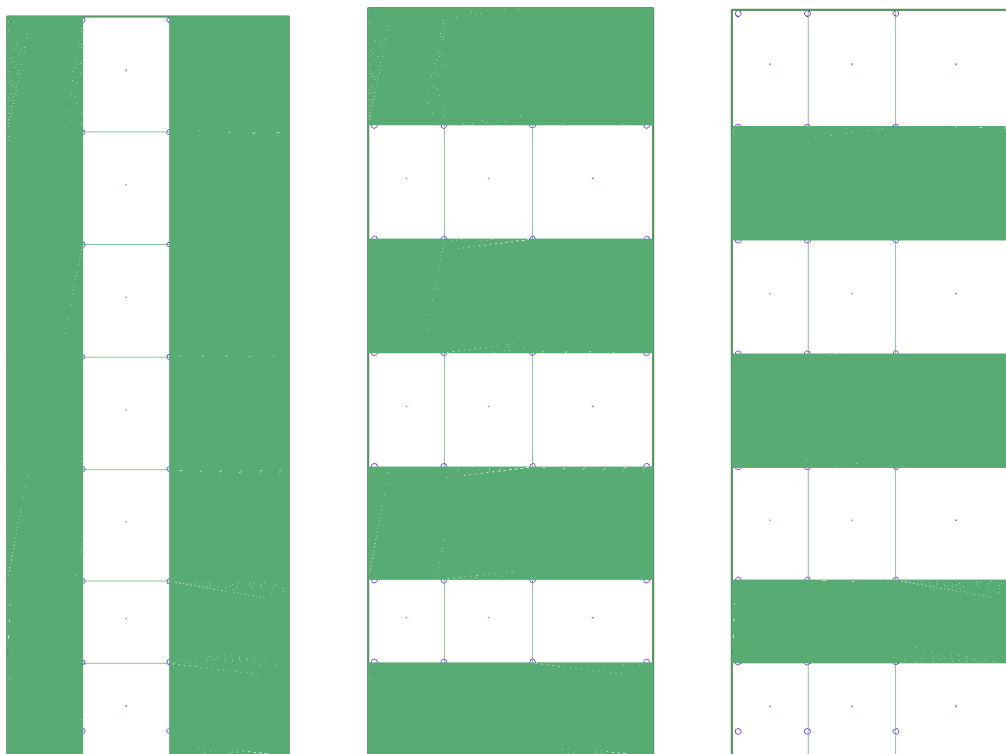
Lastkombinasjon	G_k	P	Q_k	M_1
ULS 1 - 09	1,35		1,05	0,9
ULS 1 - 11	1,35		1,05	1,1
ULS 2 - 09	1,2		1,5	0,9
ULS 2 - 11	1,2		1,5	1,1
SLS	1	1	0,6	

ble påført feltvis for å finne største negative og positive momenter. Nyttelasten ble påført over hele konstruksjonen, samt tre feltvise kombinasjoner vist i figur 4.7. Dette ble gjort for både ULS 1 og ULS 2 fra tabell 4.4, som ga 16 ulike lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand. Oversikt over alle lastkombinasjonene benyttet i ADAPT-Builder ligger i vedlegg G.

4.2.3 Spennsystem

Beregning av største spennkraft etter ligning (3.5) gir $P_{\max} = 221,4$ kN. I dette flatdekket vil det som nevnt bli benyttet spennsystem av typen CCL XU2-15, og ETA for dette systemet gir at maksimal tillatt spennkraft i disse spennkablene er 221 kN, som derfor ble benyttet. Når de umiddelbare tapene trekkes fra spennkraften, gir ligning (3.6) at den initielle spennkraften ikke bør overskride $P_{m0} = 209,1$ kN.

Spennkraften ble gitt i dataprogrammet når spennkablene ble modellert inn, samt i hvilken ende spennkraften ble påsatt. Verdier fra tabell 4.2 ble lagt inn i ADAPT-Builder, som gjorde at dataprogrammet selv kunne beregne korttidstapene av spennkraften. Langtidstapene ble av dataprogrammet estimert til å være 75 MPa, noe Steinar Trygstad [8] gir er en verdi som ved beregning ofte viser seg å være i nærheten. På en spennkabel



Figur 4.7: Tre kombinasjoner av feltvis plassering av variabel last på flatdekket. Grønne felt illustrerer belastet areal.

med tverrsnittsareal på 150 mm^2 tilsvarer dette et langtidstap på $11,25 \text{ kN}$.

Det ble valgt å benytte en harped kabelprofil med $A/L = 0,40$, slik omtalt i kapittel 3.8. Minimumavstand fra spennkabelens tyngdepunkt til betongens overflate ble satt til å være 60 mm , da dette ansees som den reelle verdien hvis spennkablene ligger på armeringsnettet i bunn som har en overdekning på 35 mm . Dette gjør at maksimal eksentrisitet fra betongens tyngdepunkt og ut til spennkabelens tyngdepunkt er 100 mm . Over søylene vil spennkablene ligge i overkant i begge retningene, og begge retningene vil derfor ikke kunne ha samme eksentrisitet. Siden de konsentrerte spennkablene legges først, ble det valgt å legge spennkablene i den lengste retningen med en avstand på 80 mm fra spennkabelens tyngdepunkt til overkant betong.

I dette flatdekket er alle spennviddene på midten $10,8 \text{ m}$, som gjorde det vanskelig å legge støpeskjøten i et kort spenn. Det ble derfor valgt å legge støpeskjøten mellom søylestripe AD5 og AD4, som vil være cirka midt på flatdekket. For å få skjøten nærme momentnullpunktet ble det valgt å legge støpeskjøten $3,6 \text{ m}$ nedenfor søylestripe AD5.

4.2.4 Minimumsarmering

Det ble valgt å legge armeringsnett både i underkant (UK) og overkant (OK) av dekket slik omtalt i kapittel 3.8.3. Det ble i tillegg valgt å supplere med $\varnothing 12$ mm i UK for å tilfredstille kravet til minimumsarmering gitt av ligning (3.32). Med en antagelse om effektiv tverrsnittykkelse på $d = 270$ mm, vil minimumskravet være

$$A_{s,\min} = 534 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (4.1)$$

Ved å legge armeringsnett av typen K 257 samt $\varnothing 12c400$ i UK, oppfylles kravet til minimumsarmering med et armeringstverrsnitt på

$$A_{s,\text{UK}} = 539 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s,\min} \quad (4.2)$$

4.2.5 Spennkabler

Etter at det ble modellert inn et armeringsnett i OK og minimumsarmering i UK, ble det valgt å bestemme spennkabler ut fra hva som ble ansett gunstig for å oppfylle krav til forspenning, nedbøyning og begrensning av spenninger. Det ble derfor brukt lastkombinasjon for bruksgrense, SLS, fra tabell 4.4. På grunn av plassering av støpeskjøt ble spennkablene fra toppen rundt 37,5 m. Trygstad [8] gir at spennkabler med en lengde større enn 35 m bør spennes fra begge ender, og disse ble det derfor valgt å spenne i begge endene. I den korte retningen ble det valgt å sette aktiv ende ved det største spennet, altså langs høyre side. Dette ble valgt for å ha størst spennkraft i det lengste spennet, til tross for at håndberegningene tar utgangspunkt i en gjennomsnittlig spennkraft i kabelenes lengde.

ADAPT-Builder gir muligheten til å idealisere de konsentrerte spennkablene, som gjør modelleringen tidsbesparende og mer effektiv. Dette gjøres ved at én spennkabel kan representere x antall spennkabler. Her ble det benyttet én eller to spennkabler per søylestripe, hvor hver av disse representerer opp til 10 spennkabler hver.

Korteste retning

I den korte retningen fremkommer det valgte antallet spennkabler for både KKS og KFS av tabell 4.5, sammen med den tilhørende største strekkspenningen i designstripen. I KKS er spennkablene konsentrert langs søylestripene, mens de i KFS ligger fordelt med en senteravstand på 600 mm. Antallet spennkabler per søylestripe for KFS er de som ligger i tilhørende designstripe, som illustrert i figur 4.5.

Tabell 4.5: Valg av spennkabler i korteste retning med tilhørende største strekkspenning i designstripen.

Søylestripe	$n_{x,KKS}$	$\sigma_{c,max,KKS}$ (N/mm ²)	$n_{x,KFS}$	$\sigma_{c,max,KFS}$ (N/mm ²)
AD1	10	3,59	10	3,55
AD2	10	3,66	12	3,38
AD3	16	3,75	15	3,69
AD4	18	3,77	18	3,74
AD5	18	3,67	18	3,68
AD6	18	3,63	18	3,65
AD7	19	3,71	18	3,74
AD8	9	3,65	10	3,62

Lengste retning

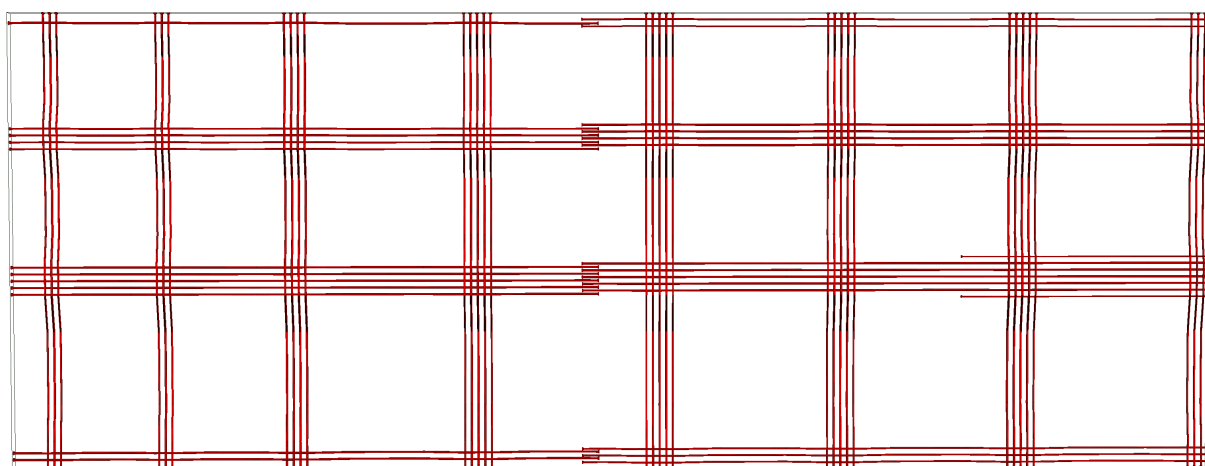
Valgt antall spennkabler for den lengste retningen fremkommer av tabell 4.6, samt største strekkspenning for både KKS og KFS. Merk at det i søylestripe C48 ble lagt inn fire ekstra kabler. Dette var på grunn av at strekkspenningene over søyle C7 var betydelig høyere enn i resten av søylestripen. Disse kablene ligger kun over ett spenn og er forankret på andre siden av søyle C7.

Tabell 4.6: Valg av spennkabler i lengste retning med tilhørende største strekkspenning i designstripen.

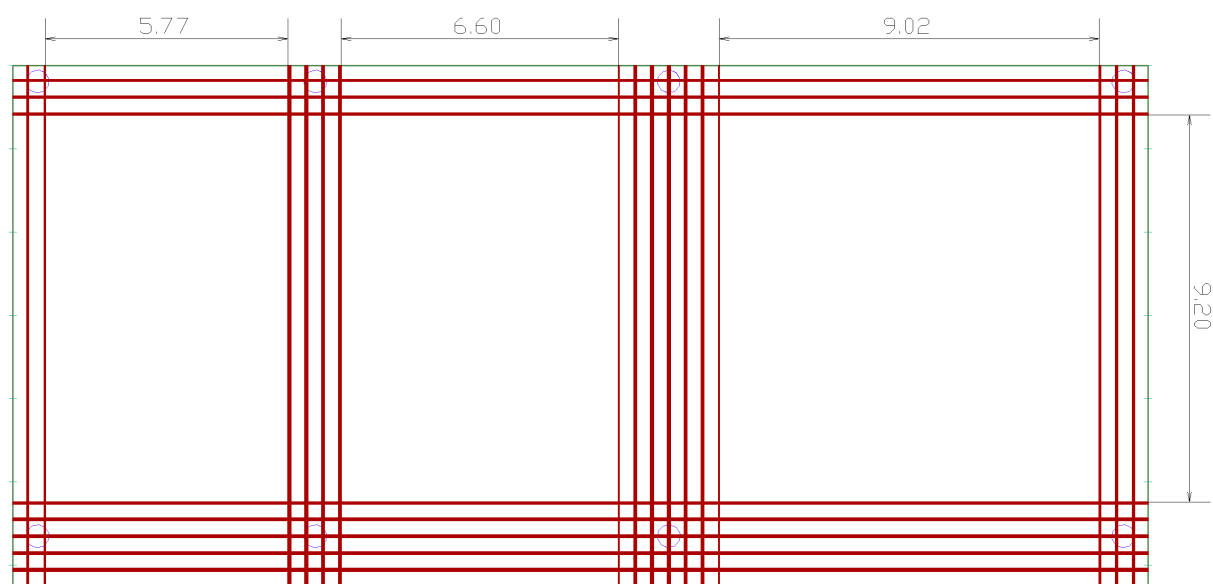
Søylestripe	n_y	$\sigma_{c,max,KKS}$ (N/mm ²)	$\sigma_{c,max,KFS}$ (N/mm ²)
A15	4	2,88	2,86
B15	13	3,22	3,20
C15	20	3,52	3,54
D15	8	2,28	2,28
A48	5	3,55	3,38
B48	16	3,46	3,41
C48	20+4	3,72	3,75
D48	9	3,55	3,27

Område uten spennarmering

Det ble tatt utgangspunkt i at de konsentrerte spennkablene legges i grupper på tre eller fire spennkabler, og at disse gruppene legges med en senteravstand på 400 mm. Det valgte antallet spennkabler ble da modellert inn i flatdekket, slik vist i figur 4.8. Det er sett nærmere på et utsnitt av flatdekket i figur 4.9, som viser feltene mellom søyle-rad 7 og 8. Siden fem av sju spennvidder i y -retning er 10,8 m, vil denne figuren være representativ for alle disse. Figuren ser også på feltene som har flest spennkabler i y -retning, og vil på grunn av dette gi et lavere areal uten spennarmering i feltene, kontra de resterende feltene i dekket. Det ble derfor ansett som det mest relevante utsnittet til konservativ side å se på for å vurdere utsparingsmulighetene til flatdekket. Med spennkablene modellert inn i flatdekket vil det i y -retning være en avstand på 9,2 m mellom spennkablene i de ulike søylestripene. For spennkablene i x -retning vil disse avstandene være omtrent 5,8 m, 6,6 m og 9,0 m. Arealet uten spennarmering i feltene, fra venstre i figur 4.9, vil være henholdsvis 75 %, 67 % og 71 % av opprinnelig areal. Dette er helt ut til spennkablene, og det forventes derfor at dette arealet ikke kan benyttes i sin helhet.



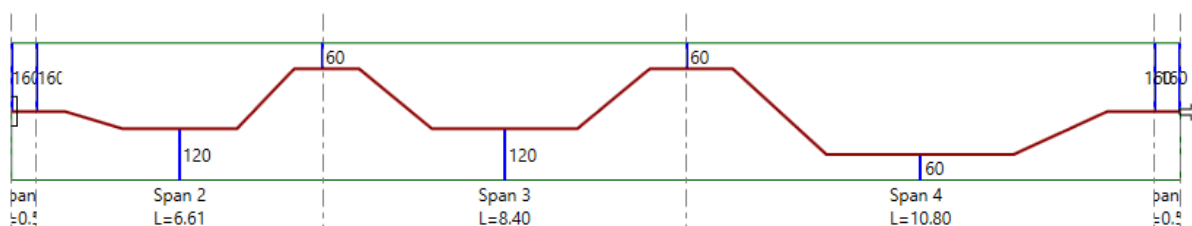
Figur 4.8: Flatdekket hvor de konsentrerte spennkablene er modellert inn med riktig avstand innad. Orientert med positiv y -retning fra venstre mot høyre.



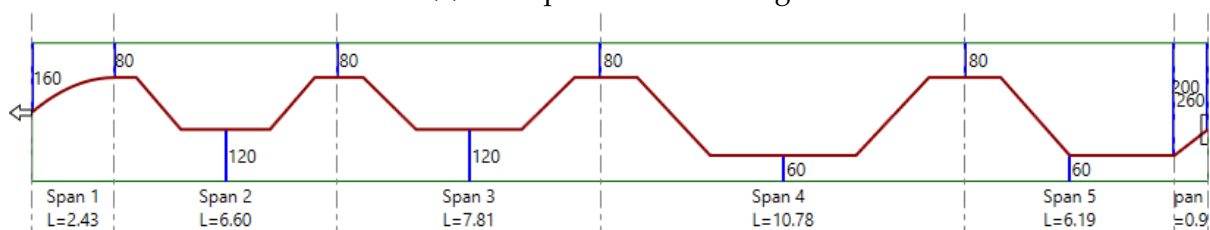
Figur 4.9: Utsnitt mellom søylerad 7 og 8 i flatdekket, med målsatt avstand mellom spennkablene i søylestripene.

4.3 Spennkraft

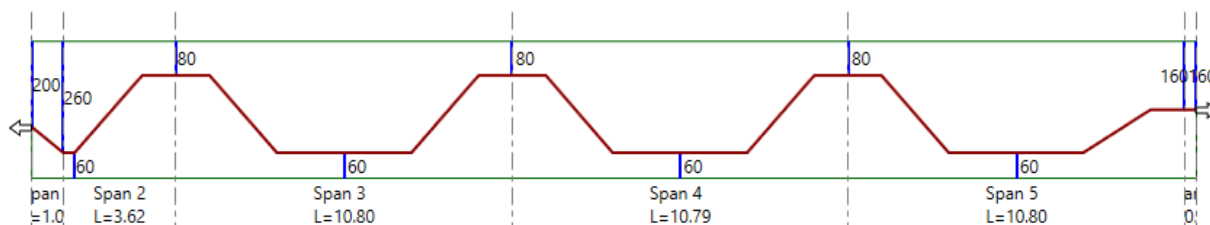
Kabelprofilene som ble valgt i konstruksjonen er vist i figur 4.10. Kabelprofilen ble lagt ned på armeringsnettet i bunn i de største feltene, altså med 60 mm ned til UK betong. Dette ble gjort for å skape et størst mulig løft i disse feltene for i størst mulig grad balansere egen- og nyttelasten. I den lengste retningen ligger spennkablene 20 mm lavere over søylene for å unngå kollisjon med kablene i den korte retningen. Da kabelprofilene er lik for både KKS og KFS, antas det at tapet av spennkraft vil være det samme for begge, noe også analyse fra ADAPT-Builder viser.



(a) Kabelprofil i kort retning.



(b) Kabelprofil i nedre felt i lengste retning, Aktiv-Passiv.



(c) Kabelprofil i øvre del i lengste retning, Aktiv-Aktiv.

Figur 4.10: Kabelprofilene for kort og lang retning.

4.3.1 Tap av spennkraft

Tap av spennkraft er gitt i tabell 4.7. Beregningene har tatt utgangspunkt i en relativ luftfuktighet på 40 % og sementklasse N. Vinkelendringene som ble brukt for å finne friksjonstapet er funnet fra kabelprofilene i figur 4.10, hvor total vinkelendring er summen av vinklene i knekkpunktene på kabelen. Beregningene ligger i vedlegg A.

Tabell 4.7: Tap av spennkraft for de ulike tapene, samt tilhørende gjennomsnittlig spennkraft.

(a) Kort retning.

	Tap (kN)	Spennkraft etter tap (kN)
Friksjonstap	17,1	212,4
Låsetap	21,3	206,0
Umiddelbar deformasjon av betongen	1,0	205,0
Tidsavhengige tap	12,4	192,6
Totalt	28,4	192,6

(b) Lang retning, Aktiv-Passiv

	Tap (kN)	Spennkraft etter tap (kN)
Friksjonstap	25,0	208,5
Låsetap	22,3	203,5
Umiddelbar deformasjon av betongen	1,2	202,3
Tidsavhengige tap	11,5	190,0
Totalt	30,1	190,9

(c) Lang retning, Aktiv-Aktiv

	Tap (kN)	Spennkraft etter tap (kN)
Friksjonstap	≈11,6	≈208,5
Låsetap	20,8	204,8
Umiddelbar deformasjon av betongen	1,2	203,6
Tidsavhengige tap	9,3	194,3
Totalt	26,7	194,3

Grunnen til at friksjonstapet for "Lang retning, Aktiv-Aktiv" i tabell 4.7 har tilnærmede verdier kommer av at kablene blir spent opp i begge ender. Verdien som er oppført i tabellen er estimert verdi for midtpunktet i spennkabelen, ut fra friksjonstapet for oppspenning på én side. Denne verdien ble funnet for å kunne finne påvirket lengde og verdi på låsetapet i kabelen.

Umiddelbare tap

Spennkraften etter umiddelbare tap er oppsummert og sammenlignet med verdiene fra ADAPT-Builder i tabell 4.8. Rapporter med tap av spennkraft i ADAPT-Builder ligger i vedlegg F. Verdiene for alle kabelprofilene er tilnærmet lik for både håndberegningene og for dataprogrammet sin beregning, med største avviket på 1,4 % i henholdsvis "Lang retning, Aktiv-Passiv". Fra tabellen fremgår det også at alle retningene oppfyller kravet til maksimal initiell forspenningskraft, som ligning (3.6) gir som $P_{m0} = 209,3$ kN.

Tabell 4.8: Spennkraft etter umiddelbare tap.

	P_0 (kN)	$P_{0,ADAPT}$ (kN)
Kort retning	205,0	203,9
Lang retning, Aktiv-Passiv	202,3	199,4
Lang retning, Aktiv-Aktiv	203,6	202,5

Tidsavhengige tap

Fra tabell 4.7 fremgår det at de beregnede tidsavhengige tapene ligger i området 9,3–12,4 kN. Som nevnt tidligere ble det benyttet et estimert tidsavhengig tap i ADAPT-Builder som tilsvarende 11,25 kN for spennkablene som benyttes i dette flatdekket. Spennkraften etter alle tap for både håndberegningene og fra dataprogrammet er gitt i tabell 4.9, og viser at verdiene som blir brukt i modellen er lavere eller lik beregnet verdi, som ansees som konservativt. Rapporter for tap av spennkraft i ADAPT-Builder er vedlagt i vedlegg F.

Tabell 4.9: Spennkraft etter alle tap.

	P (kN)	P_{ADAPT} (kN)
Kort retning	192,6	192,6
Lang retning, Aktiv-Passiv	190,9	188,2
Lang retning, Aktiv-Aktiv	194,3	191,3

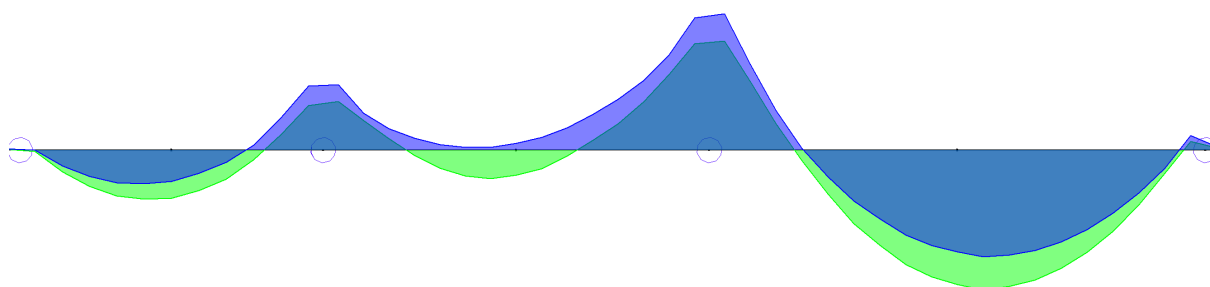
4.4 Bruddgrensetilstand

For å påvise at flatdekkene har tilstrekkelig kapasitet for de dimensjonerende påvirkningene ble moment- og skjærkraftkapasiteten i flatdekket kontrollert. Dette ble gjort ved at kapasiteten ble kontrollert i de områdene hvor dataprogrammet ADAPT-Builder gir at de dimensjonerende påvirkningene er størst. Hvis kapasiteten er tilstrekkelig i disse områdene antas det at kapasiteten er tilstrekkelig også i resterende del av konstruksjonen. Da ADAPT-Builder ikke direkte gir mulighet til å legge inn ønsket skjærarmering, ble det for en kantsøylen beregnet nødvendig mengde skjærarmering for å oppnå tilfredstillende kapasitet. Dette ble gjort for å lettere se og sammenligne kapasitetsforskjellen på grunn av fordeling av spennkablene.

4.4.1 Momentkapasitet

Største dimensjonerende momenter i flatdekket ble funnet ved å påføre nyttelasten feltvis, som nevnt tidligere. Det ble også tatt hensyn til om tvangsmomentet fra forspenningen var gunstig eller ugunstig, ved å multiplisere med henholdsvis lastfaktor 0,9 eller 1,1. For både KKS og KFS oppstår største positive- og negative moment i søylestripe AD7 i x -retningen. Figur 4.11 viser momentfordelingen for denne søylestripen, med største positive moment i felt CD7 og største negative moment over søyle C7. Største negative moment i y -retning oppstår også over C7, med største feltmoment i tilhørende felt C78.

ADAPT-Builder kommer med armeringsforslag for slakkarmering for å oppnå tilfredstillende momentkapasitet i hele konstruksjonen. Det ble valgt å benytte denne armeringen, for så å kontrollere momentkapasiteten ved beregning. Eksempelvis ble det i felt CD7 lagt inn $A_{s,KKS} = 22\varnothing 16$ mm for KKS, og $A_{s,KFS} = 24\varnothing 16$ mm for KFS. Armeringstegnningene ligger i vedlegg D, og total armeringsmengde ligger i vedlegg E. Ved å se bort fra slakkarmeringen modellert inn på forhånd, vil KKS ha et økt armeringsbehov på 3,7% kontra KFS for å oppnå tilstrekkelig kapasitet.



Figur 4.11: Dimensjonerende momentfordeling i søylestripe AD7. Viser momentfordelingen som gir største moment i felt, og momentfordelingen som gir største moment over søyle.

Tabellene 4.10 og 4.11 gir største opptredende momenter i begge retninger i flatdekkene, med tilhørende kontroll av momentkapasitet. Tabellene gir også en utnyttelsesgrad, som sier hvor mye av momentkapasiteten som er brukt. Ved en utnyttelsesgrad > 1 vil momentkapasiteten være overskredet. Beregning av momentkapasitet er gjort i vedlegg B. For designstriper med konsentrerte spennkabler ble det benyttet en lastbredde på en halv spennvidde til hver side, mens trykksonebredden var en kvart spennvidde i hver retning. Dette er konservativt, da det antas at kun halve bredden av designstripen tar opp momentet. I designstripene som har fordelte spennkabler ble det benyttet en last- og trykksonebredde lik én meter. På grunn av dette er opptredende moment og momentkapasitet for de konsentrerte stripene også oppgitt med verdier per meter, for lettere å kunne sammenligne KKS og KFS.

Tabell 4.10: Største dimensjonerende momenter og momentkapasitet i KKS.

Sted	M_{Ed} (kN·m/m)	M_{Rd} (kN·m/m)	M_{Ed}/M_{Rd}
Felt, x	178,6	179,7	0,99
Søyle, x	-174,3	-170,9	1,02
Felt, y	177,4	179,7	0,99
Søyle, y	-197,7	-204,7	0,97

Kontrollen av momentkapasiteten viser at momentkapasiteten er tett opp mot opptredende momenter, og hvor ett kontrollpunkt i KKS overstiger kapasiteten med 2%. Dette er i en designstripe hvor det ligger konsentrerte spennkabler, og derfor blir det som nevnt antatt at kun halve designstripens bredde tar opp momentet. Det er derfor rimelig å anta at momentkapasiteten i realiteten vil være noe større, og at flatdekkets momentkapasitet er tilfredsstillt for både KKS og KFS.

Ved å sammenligne tabellene 4.10 og 4.11 kan man også se at de dimensjonerende

Tabell 4.11: Største dimensjonerende momenter og momentkapasitet i KFS.

Sted	M_{Ed} (kN·m/m)	M_{Rd} (kN·m/m)	M_{Ed}/M_{Rd}
Felt, x	178,4	181,9	0,98
Søyle, x	-173,4	-185,9	0,93
Felt, x	177,0	179,7	0,99
Søyle, y	-196,9	-206,9	0,95

momentene i KFS er noe lavere enn i KKS, som skyldes tvangsmomenter fra spennarmeringen. Dette vises også ved at KKS har et større behov for slakkarmering for å oppnå tilstrekkelig momentkapasitet. Forskjellen mellom de største dimensjonerende momentene i KKS og KFS er på 0,1–0,5 %.

4.4.2 Skjærkraftkapasitet

Kontroll av skjærkraftkapasitet ble utført for to ulike søyler i dekkene. Den første søylen som ble kontrollert er søylen som blir påført største aksialkraft fra lastene i bruddgrensetilstand. Denne ble valgt da den ble ansett som den kritiske søylen når det kommer til gjennomlokking for innvendige søyler. I tillegg ble det valgt å se på en kantsøyle, på grunn av at det påkjente arealet av spennkraften her vil være ulik for KKS og KFS. Dette er på grunn av fordelingen av spennkraften ved forankringen, som illustrert tilbake i figur 3.10 på side 26.

Innvendig søyle

Skjærkraftkapasiteten ble sjekket for søyle C7, som har den største aksialkraften i flatdekket. Dette er en innvendig søyle med tilstrekkelig avstand til forankring for at påkjent areal fra spennkraften i de konsentrerte retningene er lik platebredden. Dette, i tillegg til at KKS og KFS er tilnærmet likt armert i begge retninger, ble det antatt at skjærkraftkapasiteten for denne søylen er lik for begge tilfellene. Verdier for største aksialkraft og moment i søylen ble hentet fra ADAPT-Builder, og var $V_{Ed} = 2511,7$ kN og $M_{Ed} = 113,4$ kN. Søylen er sirkulære med en diameter på 550 mm, som gir at det kritiske kontrollsnittet vil ha en omkrets på $u_1 = 5120$ mm. Beregninger er gitt i vedlegg B, og gir at den dimensjonerende skjærspenningen i søyle C7 etter ligning (3.21) var

$$v_{Ed} = 1,91 \text{ MPa}$$

Denne skjærspenningen må være mindre enn den maksimale skjærspenningskapasiteten for konsentrert last, $v_{Rd,max}$. For B45 betong vil denne være $v_{Rd,max} = 5,0$ MPa, og dette var da oppfylt.

Flatdekkets skjærkapasitet uten skjærarmering, over søyle C7, påvirkes av spennkraften i form av trykkspenningen denne påfører betongen. Ligning (3.24) gir at 10 % av den gjennomsnittlige betongspenningen for x - og y -retning gir et direkte bidrag til kapasiteten. Da både KKS og KFS har tilnærmet lik spennarmering i begge retninger, ble det antatt at dette bidraget vil være likt for søylen. Skjærkraftkapasiteten uten skjærarmering ble da

$$v_{Rd,cs} = 1,1 \text{ MPa} < v_{Ed}$$

Kapasiteten var lavere enn den dimensjonerende skjærspenningen, og søyle C7 ble derfor nødt til å skjærarmeres. Steinar Trygstad [8] gir at T-hodet armering er mest aktuelt å benytte i spennarmerte flatdekker. Dette er på grunn av at de er enklere å montere når det ligger spennkabler i dekket, samt at de er mer effektive. EC2, 6.4.5(1) gir en begrensning på hvor stor skjærkraftkapasitet som kan oppnås ved å benytte skjærarmering er, gitt som $k_{max} \cdot v_{Rd,c}$, der k_{max} er en faktor som avhenger av type skjærarmering. EC2, NA.6.4.5(1) gir at denne faktoren settes lik 1,5 for bøyler og 1,8 for T-hoder, som tilsvarer 30 % økning for T-hodet skjærarmering kontra bøyler.

ADAPT-Builder kommer med forslag til skjærarmering, men med begrensning til fordeling som for en rektangulær søyle og kun med $\varnothing 5$ mm. Det ble derfor valgt å se på en sirkulær skjærarmeringsfordeling med 16 $\varnothing 12$ mm i en ring, og med en radiell senteravstand på 150 mm. Flatdekkets skjærkraftkapasitet med denne skjærarmeringen ble da

$$v_{Rd,cs} = 1,95 \text{ MPa}$$

og med en begrensning på skjærkraftkapasitet gitt som

$$k_{max} \cdot v_{Rd,c} = 1,98 \text{ MPa}$$

Denne kapasiteten tilfredsstiller dimensjonerende skjærspenning ved størst påkjente, innvendige søyle.

Kantsøyle

Ved kanten av dekket vil det påkjente arealet fra spennkraften være mindre for de konsentrerte spennkablene, som tidligere illustrert i figur 3.10 på side 26. På grunn av dette ble det valgt å se på KKS og KFS hver for seg på kantsøylen med størst aksialkraft. Denne aksialkraften oppsto i kantsøyle D7, med størrelsen $V_{Ed} = 1227$ kN. Beregninger er gitt i vedlegg B, og den dimensjonerende skjærspenningen for søylen er lik for både

KKS og KFS, på

$$v_{Ed} = 1,70 \text{ MPa}$$

Denne skjærspenningen oppfyller kontrollen om å være lavere enn betongens maksimale skjærspenning på $v_{Rd,max} = 5,0 \text{ MPa}$. Forskjellen på KKS og KFS sin skjærkapasitet kommer av det påkjente arealet ved utregning av normalspenningen i betongen, $\sigma_{c,i}$. Denne forskjellen gjør at de gjennomsnittlige normalspenningene over søylen var $\sigma_{cp,KKS} = 2,31 \text{ MPa}$ og $\sigma_{cp,KFS} = 0,9 \text{ MPa}$. 10 % av disse normalspenningen gir et direkte bidrag til skjærkraftkapasitetene, som da ble

$$v_{Rd,c,KKS} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c,KFS} = 0,94 \text{ MPa}$$

Begge må ha skjærarmering, og det ble valgt å finne forholdet mellom skjærarmering og radiell senteravstand for å sammenligne tilfellene med hverandre. Dette ble gjort ved å sette $v_{Rd,cs} = v_{Ed}$ og løse for A_{sw}/s_r , som da ga forholdstall som er nødvendig for å ha tilstrekkelig kapasitet. Dette ga

$$\left(\frac{A_{sw}}{s_r}\right)_{KKS} = 7,0$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s_r}\right)_{KFS} = 7,8$$

På grunn av fordelte spennkabler i KFS er man altså nødt til å ha 11,4 % mer skjærarmering i søylen for å ha tilstrekkelig kapasitet, sammenlignet med KKS. Fordelingen av spennkablene vil også påvirke hvor stor kapasitet man kan oppnå ved å bruke skjærarmering, hvor EC2 6.4.5 gir begrensningen på $k_{max} \cdot v_{Rd,c}$. Ved bruk av T-hodet skjærarmering vil disse begrensningene være

$$k_{max} \cdot v_{Rd,c,KKS} = 1,94 \text{ MPa}$$

$$k_{max} \cdot v_{Rd,c,KFS} = 1,69 \text{ MPa}$$

Ut fra dette fremgår det at det med stort nok skjærarmeringsareal kan oppnås en kapasitetsutnyttelse helt ned i 0,88 for den mest påkjente kantsøylen i flatdekket, ved å legge spennkablene konsentrert i begge retningene. For flatdekket med fordelte spennkabler i kort retning vil kapasitetsutnyttelsen med skjærarmering begrenses til 1,01, som gir at kapasiteten ikke er tilstrekkelig.

4.5 Bruksgrenstilstand

For å påvise at konstruksjonen oppfyller brukbarhetskriteriene for nedbøyninger, ble dette sjekket for flatdekkene ved konstruksjonens levetid på 50 år. I tillegg ble spennin-

gene som oppstår i betongen kontrollert, for å se om betongen kunne betraktes som uopprikket eller om den kom til å risse opp.

4.5.1 Kontroll av spenninger

Ved å anta at forspenningskraften påføres etter tre døgn, skal trykk- og strekkspenningene i betongen begrenses til spenningene gitt av ligningene (3.27a) og (3.27b), som da ga begrensningene

$$\sigma_{c,\text{trykk}} \leq 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,\text{strekk}} \leq 3,8 \text{ MPa}$$

Verdien for spenningsbegrensningen i trykk kan sees på som noe konservativ, da $f_{ck}(t)$ etter EC2 blir 23,7 MPa i dette tilfellet. Som tidligere nevnt er man avhengig av at betongen skal ha oppnådd en viss fasthet før oppspenning, ofte 25 MPa, som hadde gitt spenningsbegrensningen 15 MPa. Her ble derimot verdiene fra EC2 benyttet, da kravet til fasthet før oppspenning ikke var kjent.

Største strekkspenninger i flatdekkene ble funnet på samme sted i både KKS og KFS. For underkanten av betongen så oppsto disse spenningene i de ytterste feltene med størst spennvidde, altså mellom søylerad C og D i x -retning, samt mellom søylerad 7 og 8 i y -retning. For overkanten av betongen oppsto disse spenningene over søylene. For x -retningen var det søylerad C som hadde de høyeste spenningene, mens spenningene i y -retning var mer jevnt fordelt over de ulike søyleradene.

De største spenningene som oppsto i flatdekkene er gitt i tabellene 4.12 og 4.13, for henholdsvis trykk og strekk. I disse tabellene er også spenningene fra beregningene i vedlegg C gitt, som ble gjort som kontroll av de største spenningene. Fra tabellene fremgår det at trykk- og strekkspenningene som oppsto i både KKS og KFS var lavere enn spenningsbegrensningene som ble gitt, og betongen kan derfor betraktes som uopprikket. Det ble derfor ikke sett på rissviddebegrensning i disse to flatdekkene.

Tabell 4.12: Største trykkspenninger fra ADAPT og beregninger.

	$\sigma_{c,ADAPT}$ (MPa)	σ_c (MPa)
KKS	-6,43	-6,66
KFS	-6,50	-6,71

Tabell 4.13: Største strekkspenninger fra ADAPT og beregninger.

	$\sigma_{c,ADAPT}$ (MPa)	σ_c (MPa)
KKS	3,77	3,68
KFS	3,74	3,66

4.5.2 Rissmoment

Til tross for at KKS og KFS antas uopprisset, ble rissmomentet i konstruksjonen funnet. Dette gir informasjon om hvilket moment betongen vil risse opp ved, og vil også være nødvendig for å kontrollere minimumskravet i EC2 for uinjiserte spennkabler. Rissmomentet ble beregnet i vedlegg C for søylestripe CD7. Denne søylestripen ble valgt da momentkapasiteten i denne stripen var kjent fra vedlegg B, og var på $M_{Rd} = 1940,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Rissmomentet har størrelsen $M_{Riss} = 897,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Kravet fra ligning (3.31) om at $M_{Rd} \geq 1,15 \cdot M_{Riss}$ for å påvise tilstrekkelig duktilitet var her tilfredsstilt, da momentkapasiteten i dette tilfellet er $2,16 \cdot M_{Riss}$.

4.5.3 Nedbøyning

De største nedbøyningene oppsto i midtfeltet for de feltene som har størst spennvidde i både x - og y -retning. Nedbøyningskravet i disse feltene var etter ligning (3.30) begrenset til

$$\delta \leq 36 \text{ mm}$$

Nedbøyningsberegningene ble gjort med kvasi-permanent lastkombinasjon, hvor 60 % av nyttelasten var langtidslast. Langtidsdeformasjonene på grunn av kryp og svinn ble av ADAPT-Builder gjort med beregningsmetoden *Detailed Calculation* (ACI 209), hvor faktor for kryp og svinn ble oppgitt manuelt. Disse ble antatt til henholdsvis 1,66 og $4,48 \cdot 10^{-4}$ etter beregninger i vedlegg A. Tabell 4.14 viser lastkombinasjonen som dataprogrammet selv genererer for å gjøre langtidsberegningene. Lastkombinasjoner fra ADAPT-Builder ligger i vedlegg G. Her ble det antatt at last fra egenvekt og forspenning blir påført etter 20 dager, påført egenlast etter 40 dager, og langtidsdel av nyttelasten blir påført etter 180 dager. Beregningene så på nedbøyningene etter konstruksjonens levetid på 50 år, som tilsvarer 18250 dager.

Tabell 4.14: Lastkombinasjoner brukt i ADAPT-Builder for å finne langtidsdeformasjonene etter 50 år.

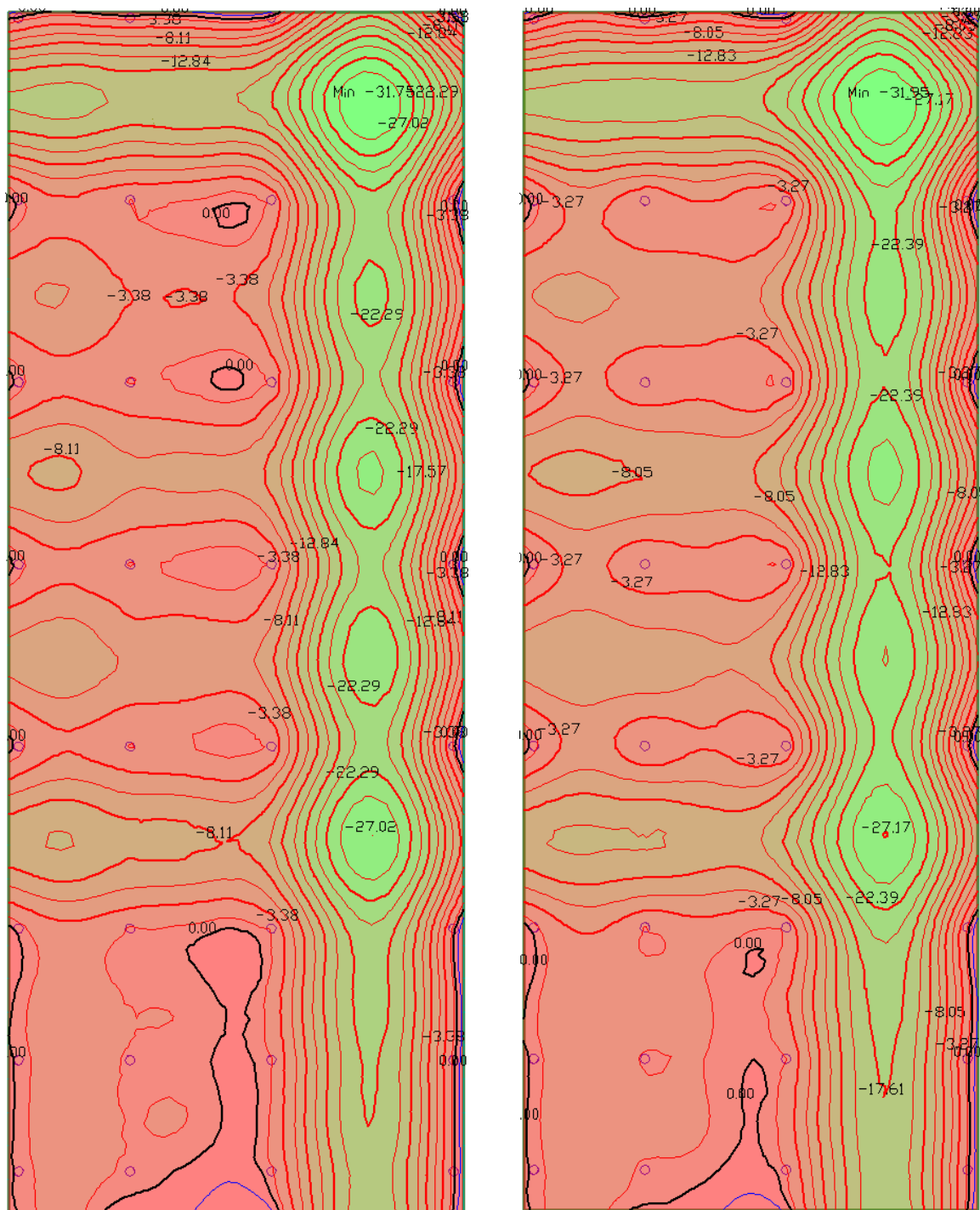
	Lastpåføring (dager)	Observasjon (dager)	Lastkombinasjon
Steg1	20		Egen + Pres
Steg2	40		Egen + Påført egen + Pres
Steg3	180		Egen + Påført egen + 0,6 Nytte + Pres
Langtids		18250	$0,111 \cdot \text{Steg1} + 0,213 \cdot \text{Steg2} + 2,094 \cdot \text{Steg3}$

Største nedbøyning i både KKS og KFS oppsto i felt CD78, med verdiene

$$\delta_{\text{KKS}} = 31,75 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{KFS}} = 31,95 \text{ mm}$$

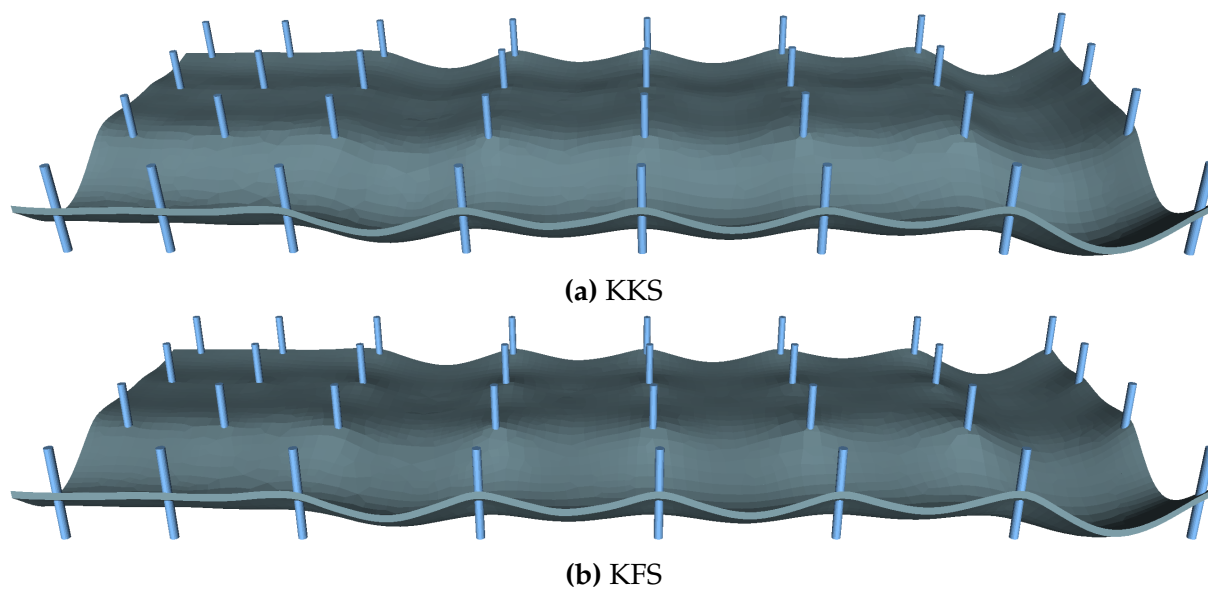
som begge oppfyller kravet til maksimal nedbøyning. Figur 4.12 viser en konturfremstilling av nedbøyningene i dekket, og viser hvor på flatdekkene nedbøyningene var størst. Som det kommer frem av figuren, var det de feltene med 10,8 m spennvidde i begge retninger som hadde de største nedbøyningene. Konturfremstillingen viser også at både KKS og KFS hadde relativt lik deformasjonsform, da nedbøyningene over hele dekket var relativt lik for begge to, dog med litt større nedbøyninger i KFS. En oppskalert modell av det deformerte dekket for både KKS og KFS er vist i figur 4.13, og denne illustrerer også hvordan deformasjonsmønsteret så ut for både KKS og KFS.



(a) KKS, med største nedbøyning på 31,75 mm.

(b) KFS, med største nedbøyning på 31,95 mm.

Figur 4.12: Konturfremstilling av de beregnede langtidsnedbøyningene i ADAPT-Builder for både KKS og KFS.



Figur 4.13: Oppskalert nedbøyning for langtidsdeformasjon.

Kapittel 5

Diskusjon

Resultatene som er presentert er funnet med utgangspunkt i en forenklet plantegning for flatdekket. Denne forenklete plantegningen så bort fra utsparinger i dekket og betraktet det som et helt rektangulært dekke. Dette førte til at det totale lastflatearealet på dekket ble større enn for den originale plantegningen, som igjen førte til at totale påkjenninger antas å være større enn i det faktiske flatdekket. I tillegg ble vegger erstattet av søyler med en diameter på 550 mm, som det tenkes førte til at flatdekket ble påført større konsentrerte laster. På grunn av at veggens bredde ble erstattet med søyler, antas det også at momentbelastningen i det forenklete dekket vil avvike noe fra det faktiske flatdekket på grunn av veggens opplagerbredde. Men på grunn av disse forenklingene anses det som at resultatet har stor overføringsverdi for flatdekker generelt i prosjektet, da 320 mm dekketykkelse og 10,8 m spennvidder er representativt for prosjektet. Det er derimot relativt få utsparinger og vegger mellom søylerad C og D, som var den delen av flatdekket som fikk størst momentbelastning og nedbøyninger, og resultatet ses derfor på som gyldig for det aktuelle flatdekket også.

Antallet spennkabler valgt i de to ulike spennkabelfordelingene var relativt likt. Antall spennkabler i y -retning ble likt for både KKS og KFS, med totalt 99 stk. I x -retning ble antall spennkabler 118 og 119 for henholdsvis KKS og KFS. Spennkablene hadde også samme spennkabelprofil i KKS og KFS, og det var kun fordelingene av spennkablene i x -retning som skilte KKS og KFS. Det er derfor rimelig å anta at forskjellene i belastning og kapasitet i de to flatdekkene kom av at KKS hadde konsentrerte spennkabler i x -retning, mens KFS hadde fordelte spennkabler i denne retningen.

5.1 Spennkraft

Tapene av spennkraft ble antatt til å være lik for både KKS og KFS. Ut fra beregningsmetodene som ble brukt, var det kun tap som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen som ville kunne gi en ulik verdi. Her benyttes det en faktor som tar hensyn til antall spennkabler som spennes opp etter hverandre, men som Eurokode 2 gir en tilnærmet verdi for, som blir brukt. Rapportene om tap av spennkraft fra ADAPT-Builder i vedlegg A, viser at analysen fra dataprogrammet kun får 0,01 kN forskjell i umiddelbare tap i x -retning for KKS og KFS, og det er derfor rimelig å anta at man kan neglisjere forskjellen for tap av spennkraft for KKS og KFS.

Spennkablene i x -retning hadde et totalt tap av spennkraft på 28,4 kN, som tilsvarer 12,9%. Dette tapet samsvarer med de beregnede tapene i denne retningen, gitt i vedlegg A. Spennkablene i y -retningene som hadde en aktiv og en passiv ende hadde et totalt tap på 32,8 kN, tilsvarende 14,8%. Dette er til sikker side sammenlignet med håndberegningene som gir et mindre tap. Dette gjelder også for spennkablene som hadde to aktive ender, hvor tapet er på 29,7 kN, som tilsvarer 13,4%. Dette tapet er også til sikker side sammenlignet med håndberegningene. Største differanse mellom tapene i ADAPT-Builder og beregningene i vedlegg A var på 1,5%, hvor alle tapene var størst i dataprogrammet. En årsak til forskjellige verdier er at ADAPT-Builder estimerte at langtidstapet var på 75 MPa i alle spennkablene. Denne antagelsen viser seg å være i nærheten av de beregnede langtidstapene.

5.2 Spennkabler

Det å legge spennkablene konsentrert i begge retningene frigjorde et stort areal i feltene hvor det ikke lå spennarmering. Disse frigjorte arealene hadde en størrelsesorden på mellom 67–71% av opprinnelig areal hvis man regnet fra spennkabel til spennkabel. I y -retning var lengden uten spennarmering på cirka 9,2 m. For modellen med fordelte spennkabler i x -retning, lå det til sammenligning 15 spennkabler over denne samme lengden. Hvis det skal tas nye utsparinger i et felt på flatdekket i ettertid, vil det tenkes at disse forskjellene vil være av stor betydning for hvor ressurskrevende prosess dette blir. Dette på grunn av at sannsynligheten for at man må kappe spennarmering for flatdekket som har fordelte spennkabler, er relativt mye større kontra flatdekket med konsentrerte spennkabler i begge retningene. Ved kapping av spennkabler er man nødt til å stemple opp flatdekket, kappe to kabler av gangen, for så å forankre disse på nytt i utsparingen. Også ved en enkel hulltaking i felt vil denne forskjellen antas å ha stor betydning, da man må vite spennkablernes plassering for å unngå å påføre disse skade. Ved en konsentrert spennarmeringsfordeling vil det være betydelig enklere å

anta spennkablernes beliggenhet, kontra hvor det hos de fordelte spennkablene kreves en større grad av nøyaktighet.

5.3 Bruddgrensetilstand

Kreftene som oppsto i bruddgrensetilstand for KKS og KFS var relativt like. I x -retningen var det for begge flatdekkene ett felt og én søyle som hadde betydelig høyere påkjenning enn resten av den ekvivalente rammen. Feltet med den største påkjenningen var det ytterste feltet, og man vil kunne tenke seg at det hadde vært økonomisk gunstig å legge en andel av spennkablene kun over dette feltet og påfølgende søyle, hvor største negative moment oppstår. Siden det er vanlig praksis å legge spennkablene gjennom hele lengden for å unngå lokale spenninger i forankring midt på flatdekket ble ikke dette sett på her. Det vil derimot tenkes at man i KFS, med fordelte spennkabler, ville kunne spre disse spenningene over et større areal hvis man eksempelvis forankret hver x -te spennkabel midt på dekket. Det vil tenkes at dette vil være vanskeligere å gjøre for KKS med konsentrerte spennkabler, da forankring av disse ville ført til store lokale spenninger.

Momentkapasiteten for KKS og KFS var tilnærmet lik i y -retningen, mens de avvirket noe i x -retningen. Her var momentkapasiteten i KKS noe lavere enn for KFS. Dette antas å komme av at momentkapasiteten ved konsentrerte spennkabler beregnes med en konservativ betraktning, hvor kun halvparten av stripens bredde benyttes som trykksonebredde i kapasitetsberegningene. Dette førte til at KKS hadde et armeringsbehov av slakkarmering for å oppnå tilstrekkelig kapasitet som var 3,7 % større enn for KFS. Dette vil for prosjektet som helhet være av en betydelig størrelse.

Skjærkraftkapasitetene i flatdekket ble påvirket av fordelingen av spennkablene. For de innvendige søylene var skjærkraftkapasiteten for KKS og KFS tilnærmet lik, da de hadde tilnærmet likt antall spennkabler innenfor platebredden, og benytter den fulle platebredden som påkjent areal ved beregning av betongspenningen. Beregningene av skjærkraftkapasiteten til de innvendige søylene viste at man er nødt til å benytte T-hoder som skjærarmering hvis man skal oppnå tilstrekkelig skjærkraftkapasitet. Ved T-hoder vil den maksimale kapasiteten som oppnås ved bruk av skjærkapasitet være 30 % høyere enn for skjærbøyler. Ved den innvendige søylen som ble påkjent størst aksialkraft ga T-hoder en utnyttelsesgrad av kapasiteten på 0,96, mens skjærbøyler ville hatt en utnyttelsesgrad på 1,16, altså en overskridelse av kapasiteten.

Dette gjorde seg i større grad gjeldende for kantsøylene. Her var det påkjente arealet for konsentrerte spennkabler betydelig mindre enn for fordelte spennkabler. Dette førte til at betongspenningene over kantsøylen var betydelig høyere når man hadde konsen-

terte spennkabler kontra fordelte. Ved beregning av flatdekkets skjærkapasitet uten skjærarmering, vil 10 % av den gjennomsnittlige betongspenningen gi et økt bidrag til skjærkapasiteten. Ved kantsøyle D7 gjorde dette bidraget fra betongspenningen at skjærkapasiteten til KKS ble 13 % høyere enn tilsvarende i KFS. Dette var igjen med på å påvirke hvor mye ekstra skjærarmering som måtte benyttes for å oppnå tilstrekkelig skjærkapasitet, og ga i dette tilfellet at KFS måtte ha 11,4 % mer skjærarmering enn KKS for å tilfredstillende skjærkraftkapasiteten. Men i likhet med de innvendige søylene så ble det også her begrenset på hvor stor kapasitet som kan oppnås ved å bruke skjærarmering. Det å benytte seg av T-hodet gir at man kan ved skjærarmering oppnå 180 % av flatdekkets skjærkapasitet uten skjærarmering. Siden KFS hadde 13 % lavere skjærkraftkapasitet enn KKS, vil også den maksimalt oppnåelige skjærkraftkapasiteten ved å bruke skjærarmering være 13 % lavere. For kantsøylen ga dette da en maksimal oppnåelig skjærkraftkapasitet som var tilnærmet lik den dimensjonerende skjærspenningen, med en utnyttelsesgrad på $\approx 1,0$ for KFS. I KKS var denne 0,88. Denne forskjellen i skjærkraftkapasitet for KKS og KFS antas det også er gjeldende for hjørnesøylene, da man også her vil ha den samme forskjellen i påkjent areal for utregning av betongspenningene.

Ved å legge spennarmeringen fordelt i en retning, vil man i dette flatdekket måtte gjøre justeringer for at dekket skal ha tilstrekkelig skjærkraftkapasitet ved kantsøylene. En løsning ville være å øke antallet spennkabler i stripen, da dette vil bidra til økt betongspenning over søylen. Dette antas derimot ikke som god løsning, da man kun kan bruke 10 % av denne spenningsøkningen til økt kapasitet. En annen løsning vil være å benytte søyleforsterkninger ved kantsøylene som er påkjent stor aksialkraft.

5.4 Bruksgrensetilstand

Spennningene som oppsto i flatdekkene var tilnærmet like over hele konstruksjonen for både KKS og KFS. Dette var ikke uventet, da ADAPT-Builder integrerer resultatene over hele stripens bredde, hvor det vil være tilnærmet lik spennkraft for både KKS og KFS. Dette gjør dataprogrammet for at man kan se bort fra enkeltpunkter som vil kunne få store beregnede spenningsverdier på grunn av elementinndelingen, og som har dårlig korrelasjon med virkelig oppførelse i konstruksjoner [20]. Disse spenningsverdiene var også relativt like for spennningene som ble beregnet for hånd, og ble derfor antatt å være representative verdier for opptredende spenninger. Siden alle de opptredende verdiene var under både trykk- og spenningsbegrensningene, var det da rimelig å anta at konstruksjonen ikke risset opp.

Ut fra spennningene som oppsto er det også antatt at valget av antall spennkabler kan betraktes som en god løsning. Hvis det hadde blitt valgt et lavere antall spennkabler,

ville man kunne få et opprisset tverrsnitt hvor det måtte legges ekstra mye slakkarmering for å tilfredstille momentkapasiteten. Og selv om det ikke er noen direkte begrensning på hvor mange spennkabler som kan ligge samlet, tilsier armeringstegninger fra andre prosjekter at 20–24 spennkabler i én konsentrert stripe vil være i overkant av hva som er vanlig. I dette flatdekket er det relativt stor forskjell på spennvidden i hosliggende felt. I x -retning er feltene 6,6 m, 8,4 m og 10,8 m. Her var det det største spennet som var dimensjonerende, og kreftene som oppsto i dette spennet var relativt store sammenlignet med de på 6,4 m og 8,4 m. Antallet spennkabler ble derfor bestemt ut fra hva som ble ansett hensiktsmessig i feltet på 10,8 m.

Nedbøyningene av KKS og KFS var relativt like over hele flatdekket, men hvor nedbøyningene i KFS var noe større. Denne forskjellen antas å komme av at KFS har fordelt spennkabler i x -retning. Spennkablene gir en nedadrettet kraft på betongen når spennkablene ligger med en eksentrisitet oppover, slik som over søylene. Ved konsentrerte spennkabler vil denne nedadrettede kraften gå ned i søylen, og derfor ikke bidra til nedbøyning i feltet. Ved fordelte spennkabler derimot vil denne nedadrettede kraften virke også i feltet, og vil bidra til nedbøyning av flatdekket. Forskjellen på nedbøyning i KKS og KFS var derimot kun 0,6 % ved største nedbøyning i flatdekket, og er ikke av en slik størrelsesorden der dette vil være avgjørende. Nedbøyningene var nærme nedbøyningsbegrensningen, og hadde det blitt benyttet et lavere antall spennkabler slik at betongen hadde risset opp, er det nærliggende å tenke at nedbøyningskravet ville blir overskredet.

Kapittel 6

Konklusjon

Fra modellene basert på den forenklete plantegningen var det tydelige forskjeller på det å legge spennkablene konsentrert i begge retningene, kontra det å legge de konsentrert i den ene retningen og fordelt i den andre. Denne forenklete plantegningen gjorde at flatdekkets påkjenninger ble større enn for den originale, og forskjellene mellom spennkabelfordelingene er derfor antatt å komme bedre til uttrykk i disse modellene kontra faktisk oppførsel.

Fordelene med å legge spennkablene konsentrert i begge retningene i flatdekket, var at disse bidro til at skjærkapasiteten ved kantsøylene ble relativt mye høyere kontra om man fordelte spennkablene i den ene retningen. Skjærkapasiteten i kantsøylene oppnådde en utnyttelsesgrad på 0,88, mens det for fordelte spennkabler ble nødt til å benytte seg av søyleforsterkninger rundt de mest påkjente søylene.

En annen fordel med konsentrert spennarmering i begge retningene, var arealet av feltene som ble fri for spennarmering. Opptil 71 % av det originale feltarealet var kun slakkarmert, og man risikerer da ikke å kappe en uinjisert spennkabel ved hulltaking i feltet. Dette muliggjør også for større utsparinger og enklere utføring sammenlignet med feltet med fordelte spennkabler. I dette arealet, hvor det ikke var spennkabler, var det for flatdekket med fordelte kabler 15 uinjiserte spennkabler i samme felt. Disse må hensynstas ved hulltaking i feltet. Nedbøyningen som oppsto i feltet var også i favør flatdekket med konsentrerte spennkabler, selv om denne forskjellen var relativt liten.

Ulempen med det å konsentrere spennkablene i begge retningene, var den økte mengden armering som var nødvendig for å tilfredstille kravene til kapasitet. I modellen var kravet til slakkarmering 3,7 % høyere for flatdekket som hadde konsentrerte spennkabler i begge retningene, sammenlignet med flatdekket som hadde fordelte spennkabler. Ved å se på prosjektet som en helhet, vil denne forskjellen i slakkarmering utgjøre en relativt stor andel totalt.

6. KONKLUSJON

Generelt sett vil det, for løsningen med konsentrerte spennkabler i begge retninger, være avhengig av hvor aktuelt det anses at hulltaking og utsparinger i ettertid vil være, samt hvor store aksialkrefter som oppstår ved kant- og hjørnesøyler. Ved å legge spennkablene konsentrert i begge retningene vil man slippe søyleforsterkninger i kant- og hjørnesøyler, samt at hulltaking og utsparinger i større grad vil være ressursbesparende. Man vil derimot oppnå et større behov for slakkarmering i flatdekket ved å benytte denne fordelingen av spennarmering.

Referanseliste

- [1] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2013.
- [2] Bernt Kristiansen. *Etterspente dekker - Entreprenørens rolle*. [Kursinnlegg] Praktisk prosjektering med spennarmering i bygg. Norsk Betongforening og Rådgivende Ingeniørs Forening, 2022.
- [3] Cerema. *ETA 19/0733 of 05/03/2020*. CCL 'XU2-15' Monostrand Anchorage. 2020.
- [4] Stefan Jacobsen et al. *Concrete Technology*. Department of Structural Engineering, NTNU, 2016.
- [5] *Publikasjon nr. 37 Løvkarbonbetong*. NB 37. Norsk Betongforening, 2020.
- [6] G. L. Balázs, G. Farkas og T. Kovács. «Chapter 9 - Reinforced and prestressed concrete bridges». I: *Innovative Bridge Design Handbook*. Red. av Alessio Pipinato. Butterworth-Heinemann, 2016. DOI: <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-800058-8.00009-8>.
- [7] *Publikasjon nr. 33 Flatdekker - Beregning og konstruktiv utforming*. NB 33. Norsk Betongforening, 2004.
- [8] Steinar Trygstad. *Etteroppspente uinjiserte betongdekker beregningseksempel*. [Kursinnlegg] Praktisk prosjektering med spennarmering i bygg. Norsk Betongforening og Rådgivende Ingeniørs Forening, 2022.
- [9] Spenneteknikk AS. *BBR VT CONA Single spennntausystem*. Tilgjengelig fra: <https://www.spennteknikk.no/wp-content/uploads/2018/05/BBR-VT-CONA-Single-spenntausystem-24022011.pdf> (hentet: 6. mai 2022).
- [10] Michael Patrick Collins og Denis Mitchell. *Prestressed concrete structures*. Prentice Hall, 1991. ISBN: 978-0-13-691635-2.
- [11] Steinar Trygstad. *Innledning*. [Kursinnlegg] Praktisk prosjektering med spennarmering i bygg. Norsk Betongforening og Rådgivende Ingeniørs Forening, 2022.
- [12] Steinar Trygstad. *Hva skal produksjonsunderlaget inneholde - kobling mot utførende*. [Kursinnlegg] Praktisk prosjektering med spennarmering i bygg. Norsk Betongforening og Rådgivende Ingeniørs Forening, 2022.

- [13] CEN. *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Standard Norge. 2016.
- [14] CEN. *NS-EN 1992-1-1:2004+A1+NA:2021 Eurokode 2: Prosjektering av konstruksjoner Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge. 2021.
- [15] Jan Arve Øverli. *Analyse av spennarmerte konstruksjoner*. [Kursinnlegg] Praktisk prosjektering med spennarmering i bygg. Norsk Betongforening og Rådgivende Ingeniørs Forening, 2022.
- [16] RISA Tech. *Welcome to ADAPT-Builder*. Tilgjengelig fra: <https://risa.com/risahelp/adaptbuilder/index.html> (hentet: 8. mai 2022).
- [17] Jan Arve Øverlie. *TKT4222 Concrete Structures 3 Compendium*. Institutt for konstruksjonsteknikk. 2013.
- [18] Terje Kanstad. *Kontroll i bruks- og bruddgrensetilstand*. [Kursinnlegg] Praktisk prosjektering med spennarmering i bygg. Norsk Betongforening og Rådgivende Ingeniørs Forening, 2022.
- [19] Terje Kanstad. *Verifikasjon av resultater; håndregning*. [Kursinnlegg] Praktisk prosjektering med spennarmering i bygg. Norsk Betongforening og Rådgivende Ingeniørs Forening, 2022.
- [20] Bijan O Aalami. *TN 465 EC2 Serviceability check of post-tensioned elements*. . 2015.
- [21] Odin Blø. *Kommunikasjon via e-post*. Mai 2022.
- [22] THILT Engineering AS. *B 33 01 03.1 Spennarmering Konsentrerte DO 1 - del 3*. . 2020.
- [23] THILT Engineering AS. *B 33 01 02.1 Spennarmering Konsentrerte DO 1 - del 2.1*. . 2020.
- [24] ADAPT Corporation. *TN 182 Builder design process using ADAPT-Builder platform*. . 2004.
- [25] Statsbygg. *RIB-201-03-15 Lastplan del 3-6-EL*. . 2021.
- [26] Statsbygg. *1004501 UiO OUS Livsvitenskapsbygget - Prosjekteringsforutsetninger RIB*. . 2021.

Vedlegg

Vedlegg A

Håndberegninger, tap av spennkraft

A.1 Spennkraft

$P_{max} = 221 \text{ kN}$ Største spenning påført spennkabelen

$P_{m0} = 209,1 \text{ kN}$ Største tillate initielle forspenningskraft

A.2 Tap av spennkraft - kort retning

$h = 320 \text{ mm}$ Dekketykkelse

$b = 1000 \text{ mm}$ Ser på en stripebredde på 1m

$n_{x,1m} = \frac{1000}{600} = 1,7$ Antall spennkabler per meter for fordelte spennkabler

$L = 27 \text{ m}$ Lengde på spennkabler

$e = 100 \text{ mm}$ Maks eksentrisitet på spennkabler

A.2.1 Friksjonstap

$\theta = 0,883 \text{ rad}$

Summen av vinkelendring over avstand x

$\mu = 0,07 \text{ rad}^{-1}$

Friksjonskoeffisient

$x = 27 \text{ m}$

Avstand til passiv ende

$k = 0,01 \text{ m}^{-1}$

Utsiktet vinkelendring for innvendige spennkabler

$$\Delta P_{\mu} = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) = 17,14 \text{ kN}$$

Friksjonstap i passiv ende. Ligning 3.7

A.2.2 Låsetap

$$\Delta l_{\text{lås}} = 6 \text{ mm}$$

Låsedglidning

$$a = \Delta P_{\mu} / L = 0,64 \text{ kN/m}$$

Stigningstall til friksjonstap

$$l_{\text{lås}} = \sqrt{\frac{\Delta l_{\text{lås}} E_p A_p}{a}} = 16,6 \text{ m} < L$$

Påvirket lengde etter Ligning 3.8

$$\Delta P_{\text{lås,a}} = 2 \cdot a \cdot l_{\text{lås}} = 21,3 \text{ kN}$$

Låsetap i aktiv ende. Ligning 3.11

A.2.3 Tap fra umiddelbar deformasjon av betongen

Gjennomsnittlig spennkraft etter friksjonstap og låsetap vil være

$$P_0 = \frac{l_{\text{lås}} \cdot \frac{2 \cdot P_{\text{lås}} + a \cdot l_{\text{lås}}}{2} + (L - l_{\text{lås}}) \cdot \frac{2 \cdot P_{\mu} + a \cdot (L - l_{\text{lås}})}{2}}{L} = 206,0 \text{ kN}$$

$$j = 0,5$$

Tilnærmet verdi fra EC2,5.10.5.1(2)

$$\eta = E_p / E_{cm} = 5,42$$

E-modul forhold

$$A_t = A_c + (\eta - 1)A_p = 321\,127 \text{ mm}^2$$

Transformert betongtverrsnittsareal

$$y_t = \frac{(\eta - 1)A_p \cdot e}{A_t} = 0,35 \text{ mm}$$

Avstand mellom betongens tyngdepunktsakse og det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse.

$$I_t = bh^3/12 + bh \cdot y_t^2 + (\eta - 1)A_p \cdot (e - y_t)^2 = 2,74 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Armerte tverrsnittets arealtregningsmoment

$$\Delta \sigma_c = \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \cdot (e - y_t)^2}{I_t} = 2,35 \text{ MPa}$$

Spenning i betongen ved spennarmring

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \frac{j \cdot \Delta \sigma_c}{E_{cm}} = 1,0 \text{ kN}$$

Tap av spennkraft fra umiddelbar deformasjon

Gjennomsnittlig spennkraft etter umiddelbare tap vil da være:

$$P_0 = 205,0 \text{ kN} \quad (\text{A.1})$$

Som er mindre enn P_{m0} , og derfor oppfyller begrensning til største tillatte initielle forspenningskraft.

A.2.4 Tidsavhengige tap

Kryp

$$RH = 40$$

Antar en relativ luftfuktighet på 40%

$$u = 2 \cdot b = 2000 \text{ mm}$$

Delen av tverrsnittet utsatt for uttørkning

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = 320 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnitttykkelse

$$t_0 = 28$$

Antar at permanente laster påføres 28 døgn etter støping

$$t = 18250$$

Betraktes ved betongens dimensjonerende brukstid (50 år)

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = 0,75$$

EC2, B.8c

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = 0,92$$

EC2, B.8c

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = 0,81$$

EC2, B.8c

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = 1,53$$

EC2, B.3b

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,31$$

EC2, B.4

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} = 0,49$$

EC2, B.5

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 = 682,5$$

EC2, B.8b

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} = 0,96$$

EC2, B.7

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,73$$

EC2, B.2

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,66$$

Kryptallet etter EC2, B.1

Svinn

$k_h = 0,745$	EC2, Tabell 3.3 (Interpolert)
$\varepsilon_{cd,0} = 0,000485$	EC2, Tabell 3.2 (Interpolert)
$\beta_{ds}(t, t_s) = 1$	EC2, (3.10) (går mot 1 når $t \rightarrow \infty$)
$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_0) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 3,6 \cdot 10^{-4}$	EC2, (3.14)
$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck-10} \cdot 10^{-6}) = 8,75 \cdot 10^{-5}$	EC2, (3.11)
$\beta_{as}(t) = 1$	EC2, (3.13) (går mot 1 når $t \rightarrow \infty$)
$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 8,75 \cdot 10^{-5}$	EC2, (3.11)
$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 4,48 \cdot 10^{-4}$	Total svinntøyning etter EC2, (3.8)

Relaksasjon

$\rho_{1000} = 0,025$	Antar klasse 2 i EC2, 3.3.2(6)
$\sigma_{pi} = \sigma_{m0} = 1394 \text{ N/mm}^2$	EC2, 3.3.2(7)
$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} = 0,75$	EC2, 3.3.2(7)
$t = 500000$	Tid i timer (cirka 57 år) EC2, 3.3.2(8)
$\Delta\sigma_{pr} = 0,66\rho_{1000}e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \sigma_{pi}$ $= 67,9 \text{ MPa}$	Endelig relaksasjonstap etter 500 000 timer. EC2, 3.3.2(7)

Spenning i betong ved spennkablene

$M_{g+0.6q} = 111 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Største moment i konstruksjonen for 1m stripe med kvasi-permanent last-kombinasjon uten bidrag fra spennarmering
$M_t = -P_0(e - y_t) + M_{g+0.6q} = 76,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Moment som virker i tverrsnittets tyngdepunktsakse
$\sigma_{c,QP} = \frac{P_0}{A_t} + \frac{M_t \cdot (e - y_t)}{I_t}$ $= 1,1 \text{ N/mm}^2$	Betongspenning ved spennkabel

Forenklet metode

$$\Delta P_{c+s+r,1m} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} = 21,1 \text{ kN/m}$$

$$\Delta P_{c+s+r} = \Delta P_{c+s+r,1m} / n_{x,1m} = 12,4 \text{ kN}$$

Langtidstap for hver spennkabel

Spennkraft etter alle tap i kort retning vil være:

$$P_x = 192,6 \text{ kN}$$

A.3 Tap av spennkraft - lang retning, Aktiv-Passiv

$$h = 320 \text{ mm}$$

Dekketykkelse

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Ser på en stripebredde på 1m

$$n_{y,1m,bunn} = \frac{20}{10,8 \text{ m}/2 + 8,4 \text{ m}/2} = 2,1$$

Antall spennkabler per meter for stripe med fleste spennkabler

$$L_{y,bunn} = 35 \text{ m}$$

Lengden på spennkablene

$$e = 100 \text{ mm}$$

Maks eksentrisitet på spennkablene

A.3.1 Friksjonstap

$$\theta = 1,367 \text{ rad}$$

Summen av vinkelendringer over avstand x

$$\mu = 0,07 \text{ rad}^{-1}$$

Friksjonskoeffisient

$$x = 35 \text{ m}$$

Avstand til passiv ende

$$k = 0,01/\text{m}$$

Utsiktet vinkelendring for innvendige spennkabler

$$\Delta P_{\mu} = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) = 25,0 \text{ kN}$$

Friksjonstap i passiv ende. Ligning 3.7

A.3.2 Låsetap

$$\Delta l_{\text{lås}} = 6 \text{ mm}$$

Låseglidning, ETA XU2-15

$$a = \Delta P_{\mu}/L = 0,71 \text{ kN/m}$$

Stigningstall til friksjonstap

$$l_{\text{lås}} = \sqrt{\frac{\Delta l_{\text{lås}} E_p A_p}{a}} = 15,7 \text{ m} < L_{y,\text{bunn}}$$

Påvirket lengde etter Ligning 3.8

$$\Delta P_{\text{lås},a} = 2 \cdot a \cdot l_{\text{lås}} = 22,3 \text{ kN}$$

Låsetap i aktiv ende etter Ligning 3.11

A.3.3 Tap fra umiddelbar deformasjon av betongen

Gjennomsnittlig spennkraft etter friksjonstap og låsetap vil være

$$P_0 = \frac{l_{\text{lås}} \cdot \frac{2 \cdot P_{\text{lås}} + a \cdot l_{\text{lås}}}{2} + (L - l_{\text{lås}}) \cdot \frac{2 \cdot P_{\mu} + a \cdot (L - l_{\text{lås}})}{2}}{L} = 203,5 \text{ kN}$$

$$j = 0,5$$

Hentet fra Vedlegg A.2.3

$$A_t = 321\,127 \text{ mm}^2$$

Hentet fra Vedlegg A.2.3

$$y_t = 0,35 \text{ mm}$$

Hentet fra Vedlegg A.2.3

$$I_t = 2,74 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Hentet fra Vedlegg A.2.3

$$\Delta \sigma_c = \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \cdot (e - y_t)^2}{I_t} = 2,88 \text{ MPa}$$

Spenning i betongen ved spennarmring

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \frac{j \cdot \Delta \sigma_c}{E_{cm}} = 1,2 \text{ kN}$$

Tap av spennkraft fra umiddelbar deformasjon

Gjennomsnittlig spennkraft etter umiddelbare tap vil da være:

$$P_0 = 202,3 \text{ kN} \quad (\text{A.2})$$

Som er mindre enn P_{m0} , og derfor oppfyller begrensning til største tillatte initielle forspenningskraft.

A.3.4 Tidsavhengige tap

Kryp

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,66$$

Kryptallet, hentet fra Vedlegg A.2.4

Svinn

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 4,48 \cdot 10^{-4}$$

Total svinntøyning, hentet fra Vedlegg A.2.4

Relaksasjon

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{pr} &= 0,66\rho_{1000}e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}\sigma_{pi} \\ &= 67,9 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Endelig relaksasjonstap etter 500 000 timer, hentet fra Vedlegg A.2.4

Spenning i betong ved spennkablene

$$M_{g+0.6q} = 119 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Største moment i konstruksjonen for 1m stripe med kvasi-permanent last-kombinasjon uten bidrag fra spennarmering

$$M_t = -P_0(e - y_t) + M_{g+0.6q} = 76,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment som virker i tverrsnittets tyngdepunktsakse

$$\begin{aligned} \sigma_{c,QP} &= \frac{P_0}{A_t} + \frac{M_t \cdot (e - y_t)}{I_t} \\ &= 1,33 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Betongspenning ved spennkabel

Forenklet metode

$$\Delta P_{c+s+r,1m} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} = 22,9 \text{ kN/m}$$

$$\Delta P_{c+s+r} = \Delta P_{c+s+r,1m} / n_{y,1m,bunn} = 11,45 \text{ kN} \quad \text{Langtidstap for hver spennkabel}$$

Spennkraft etter alle tap i lengste retning Aktiv-Passiv vil være:

$$P_{y,A-P} = 190,9 \text{ kN}$$

A.4 Tap av spennkraft - lang retning, Aktiv-Aktiv

$$h = 320 \text{ mm}$$

Dekkykkelse

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Ser på en stripebredde på 1m

$$n_{y,1m,A-A} = \frac{24}{10,8 \text{ m}/2 + 8,4 \text{ m}/2} = 2,5$$

Antall spennkabler per meter for stripe med fleste spennkabler

$$L_{y,A-A} = 37,5 \text{ m}$$

Lengden på spennkablene

$$e = 100 \text{ mm}$$

Maks eksentrisitet på spennkablene

A.4.1 Friksjonstap

$$\theta = 1,213 \text{ rad}$$

$$\mu = 0,07 \text{ rad}^{-1}$$

$$x = 37,5 \text{ m}$$

$$k = 0,01/\text{m}$$

$$\Delta P_{\mu} = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) = 23,25 \text{ kN}$$

Summen av vinkelendringer over avstand x

Friksjonskoeffisient

Avstand til passiv ende

Utsiktet vinkelendring for innvendige spennkabler

Friksjonstap i andre ende under oppspenning. Må hensynstas at den spennes opp i begge retninger. Ligning 3.7

A.4.2 Låsetap

$$\Delta l_{\text{lås}} = 6 \text{ mm}$$

$$a = \Delta P_{\mu}/L = 0,62 \text{ kN/m}$$

$$l_{\text{lås}} = \sqrt{\frac{\Delta l_{\text{lås}} E_p A_p}{a}} = 16,8 \text{ m} < L_{y,\text{bunn}}$$

$$\Delta P_{\text{lås},a} = 2 \cdot a \cdot l_{\text{lås}} = 20,8 \text{ kN}$$

Låseglidning, ETA XU2-15

Stigningstall til friksjonstap

Påvirket lengde etter Ligning 3.8

Låsetap i aktiv ende etter Ligning 3.11

A.4.3 Tap fra umiddelbar deformasjon av betongen

Siden spennkabelen spennes opp i begge ender, estimeres gjennomsnittlig spennkraft ved å ta gjennomsnittet ved midtpunkt og ved en aktiv ende. Påvirket lengde av låsetapet er under halve lengden på spennkabelen, slik at spennkraften i midtpunktet kun er redusert av friksjonstapet. Friksjontapet ved midtpunktet vil være $\Delta P_{\mu}/2 = 11,6 \text{ kN}$. Påvirket lengde (16,8 m) og lengde til midtpunkt (18,8 m) er såpass like at gjennomsnittlig spennkraft antas rimelig å estimere til:

$$P_0 = \frac{P_{\max} - \Delta P_{\text{lås},a} + P_{\max} - \Delta P_{\mu} \cdot 0,5}{2} = 204,8 \text{ kN}$$

$$j = 0,5$$

Hentet fra Vedlegg A.2.3

$$A_t = 321\,127 \text{ mm}^2$$

Hentet fra Vedlegg A.2.3

$$y_t = 0,35 \text{ mm}$$

Hentet fra Vedlegg A.2.3

$$I_t = 2,74 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Hentet fra Vedlegg A.2.3

$$\Delta\sigma_c = \frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \cdot (e - y_t)^2}{I_t} = 2,89 \text{ MPa}$$

Spenning i betongen ved spennarmring

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \frac{j \cdot \Delta\sigma_c}{E_{cm}} = 1,2 \text{ kN}$$

Tap av spennkraft fra umiddelbar deformasjon

Gjennomsnittlig spennkraft etter umiddelbare tap vil da være:

$$P_0 = 203,6 \text{ kN} \quad (\text{A.3})$$

Som er mindre enn P_{m0} , og derfor oppfyller begrensning til største tillatte initielle forspenningskraft.

A.4.4 Tidsavhengige tap

Kryp

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,66$$

Kryptallet, hentet fra Vedlegg A.2.4

Svinn

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 4,48 \cdot 10^{-4}$$

Total svinntøyning, hentet fra Vedlegg A.2.4

Relaksasjon

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{pr} &= 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \sigma_{pi} \\ &= 67,9 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Endelig relaksasjonstap etter 500 000 timer, hentet fra Vedlegg A.2.4

Spenning i betong ved spennkablene

$$M_{g+0.6q} = 137 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Største moment i konstruksjonen for 1m stripe med kvasi-permanent last-kombinasjon uten bidrag fra spennarmering

$$M_t = -P_0(e - y_t) + M_{g+0.6q} = 86,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment som virker i tverrsnittets tyngdepunktsakse

$$\begin{aligned} \sigma_{c,QP} &= \frac{P_0}{A_t} + \frac{M_t \cdot (e - y_t)}{I_t} \\ &= 1,59 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Betongspenning ved spennkabel

Forenklet metode

$$\Delta P_{c+s+r,1m} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} = 23,3 \text{ kN/m}$$

$$\Delta P_{c+s+r} = \Delta P_{c+s+r,1m} / n_{y,1m,bunn} = 9,3 \text{ kN}$$

Langtidstap for hver spennkabel

Spennkraft etter alle tap i lengste retning med Aktiv-Aktiv vil være:

$$P_{y,A-A} = 194,3 \text{ kN}$$

Vedlegg B

Håndberegninger, bruddgrensetilstand

B.1 Momentkapasitet

B.1.1 Momentkapasitet KKS

Korteste retning, feltmoment

Største feltmoment i x-retningen finnes i søylestripe AD7 for lastkombinasjon ULS 2.

$$g_{Ed} = 1,2 \cdot 10 \text{ kN} = 12 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$q_{Ed} = 1,5 \cdot 5 \text{ kN} = 7,5 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$b = 5,4 \text{ m}$$

Trykksonebredde av stripen som blir sett på

Dimensjonerende moment i felt:

$$M_{g,Ed} = 1103,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p,Ed} = 775,5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = 43,51 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed} = M_{g,Ed} + M_{p,Ed} + 1,1 \cdot M_1 = 1926,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momentkapasitet:

$$P_x = 207,6 \text{ kN}$$

Spennkraft etter alle tap og etter spenningsøkning

$$n_x = 19$$

Spennkabler i stripe

$$S_p = (n_x \cdot P_x) / \gamma_s = 3430 \text{ kN}$$

$$A_s = 10\,650 \text{ mm}^2$$

Slakkarmering i UK i stripen

$$\alpha = \frac{S_p + f_{yd} A_s}{0,8 f_{cd} b d} = 0,271$$

$M_{Rd} = 0,8(1 - 0,4\alpha)\alpha b d^2 f_{cd} = 1940,4 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{Ed} \quad \text{OK}$
--

Korteste retning, over søyle

Største moment over søyle i x-retningen finnes over søyle C7 for lastkombinasjon ULS 2.

$$g_{Ed} = 1,2 \cdot 10 \text{ kN} = 12 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$q_{Ed} = 1,5 \cdot 5 \text{ kN} = 7,5 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$b = 5,4 \text{ m}$$

Trykksonebredde av stripen som blir sett på

Dimensjonerende moment over søyle:

$$M_{g,Ed} = 1151,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p,Ed} = 729,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = 0,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed} = M_{g,Ed} + M_{p,Ed} - 0,9 \cdot M_1 = 1882 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momentkapasitet:

$$P_x = 207,6 \text{ kN}$$

Spennkraft etter alle tap og etter spenningsøkning

$$n_x = 19$$

Spennkabler i stripe

$$S_p = (n_x \cdot P_x) / \gamma_s = 3430 \text{ kN}$$

$$A_s = 9609 \text{ mm}^2$$

Slakkarmering i OK over søyle

$$\alpha = \frac{S_p + f_{yd} A_s}{0,8 f_{cd} b d} = 0,256$$

$M_{Rd} = 0,8(1 - 0,4\alpha)\alpha b d^2 f_{cd} = 1845,3 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{Ed} \quad \text{OK}$
--

Lengste retning, feltmoment

Største feltmoment i y-retningen finnes i søylestripe C78 for lastkombinasjon ULS 2.

$$g_{Ed} = 1,2 \cdot 10 \text{ kN} = 12 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$q_{Ed} = 1,5 \cdot 5 \text{ kN} = 7,5 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$b = 4,8 \text{ m}$$

Trykksonebredde av stripen som blir sett på

Dimensjonerende moment i felt:

$$M_{g,Ed} = 906,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p,Ed} = 700,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = 87,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed} = M_{g,Ed} + M_{p,Ed} + 1,1 \cdot M_1 = 1703,5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momentkapasitet:

$$P_y = 205,9 \text{ kN}$$

Spennkraft etter alle tap og etter spenningsøkning

$$n_y = 24$$

Spennkabler i stripe

$$S_p = (n_y \cdot P_y) / \gamma_s = 4297 \text{ kN}$$

$$A_s = 6587 \text{ mm}^2$$

Slakkarmering i UK i stripen

$$\alpha = \frac{S_p + f_{yd}A_s}{0,8f_{cd}bd} = 0,271$$

$M_{Rd} = 0,8(1 - 0,4\alpha)\alpha bd^2 f_{cd} = 1724,8 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{Ed}$	OK
---	----

Lengste retning, over søyle

Største moment over søyle i y-retningen finnes over søyle C7 for lastkombinasjon ULS 2.

$$g_{Ed} = 1,2 \cdot 10 \text{ kN} = 12 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$q_{Ed} = 1,5 \cdot 5 \text{ kN} = 7,5 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$b = 4,8 \text{ m}$$

Bredden av stripen som blir sett på

Dimensjonerende moment over søyle:

$$M_{g,Ed} = 1212,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p,Ed} = 770,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = 95 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed} = M_{g,Ed} + M_{p,Ed} - 0,9 \cdot M_1 = 1897,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momentkapasitet:

$$P_y = 205,9 \text{ kN}$$

Spennkraft etter alle tap og etter spenningsøkning

$$n_y = 24$$

Spennkabler i stripe

$$S_p = (n_y \cdot P_y) / \gamma_s = 4297 \text{ kN}$$

$$A_s = 9300 \text{ mm}^2$$

Slakkarmering i OK over søyle

$$\alpha = \frac{S_p + f_{yd}A_s}{0,8f_{cd}bd} = 0,315$$

$M_{Rd} = 0,8(1 - 0,4\alpha)\alpha b d^2 f_{cd} = 1965,3 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{Ed} \quad \text{OK}$
--

B.1.2 Momentkapasitet KFS

Korteste retning, feltmoment

Største feltmoment i x-retningen finnes i søylestripe AD7 for lastkombinasjon ULS 2.

$$g_{Ed} = 1,2 \cdot 10 \text{ kN} = 12 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$q_{Ed} = 1,5 \cdot 5 \text{ kN} = 7,5 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

Bredden av stripen som blir sett på

Dimensjonerende moment i felt:

$$M_{g,Ed} = 102,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p,Ed} = 71,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = 4,0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed} = M_{g,Ed} + M_{p,Ed} + 1,1 \cdot M_1 = 178 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momentkapasitet:

$$P_x = 207,6 \text{ kN}$$

Spennkraft etter alle tap og etter spenningsøkning

$$n_x = 1,66$$

Spennkabler i stripe

$$S_p = (n_x \cdot P_x) / \gamma_s = 299,7 \text{ kN}$$

$$A_s = 945,5 \text{ mm}^2$$

Slakkarmering i UK i stripen

$$\alpha = \frac{S_p + f_{yd} A_s}{0,8 f_{cd} b d} = 0,129$$

$M_{Rd} = 0,8(1 - 0,4\alpha)abd^2 f_{cd} = 181,9 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{Ed} \quad \text{OK}$
--

Korteste retning, over søyle

Største moment over søyle i x-retningen finnes over søyle C7 for lastkombinasjon ULS 2.

$$g_{Ed} = 1,2 \cdot 10 \text{ kN} = 12 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$q_{Ed} = 1,5 \cdot 5 \text{ kN} = 7,5 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

Bredden av stripen som blir sett på

Dimensjonerende moment over søyle:

$$M_{g,Ed} = 106,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p,Ed} = 67,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = 0,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed} = M_{g,Ed} + M_{p,Ed} - 0,9 \cdot M_1 = 173,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momentkapasitet:

$$P_x = 207,6 \text{ kN}$$

Spennkraft etter alle tap og etter spenningsøkning

$$n_x = 1,66$$

Spennkabler i stripe

$$S_p = (n_x \cdot P_x) / \gamma_s = 299,7 \text{ kN}$$

$$A_s = 986 \text{ mm}^2$$

Slakkarmering i OK over søyle

$$\alpha = \frac{S_p + f_{yd}A_s}{0,8f_{cd}bd} = 0,132$$

$M_{Rd} = 0,8(1 - 0,4\alpha)\alpha b d^2 f_{cd} = 185,9 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{Ed} \quad \text{OK}$

Lengste retning, feltmoment

Største feltmoment i y-retningen finnes i søylestripe C78 for lastkombinasjon ULS 2.

$$g_{Ed} = 1,2 \cdot 10 \text{ kN} = 12 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$q_{Ed} = 1,5 \cdot 5 \text{ kN} = 7,5 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$b = 4,8 \text{ m}$$

Trykksonebredde av stripen som blir sett på

Dimensjonerende moment i felt:

$$M_{g,Ed} = 906,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p,Ed} = 700,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = 83,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed} = M_{g,Ed} + M_{p,Ed} + 1,1 \cdot M_1 = 1699 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momentkapasitet:

$$P_y = 205,9 \text{ kN}$$

Spennkraft etter alle tap og etter spenningsøkning

$$n_y = 24$$

Spennkabler i stripe

$$S_p = (n_y \cdot P_y) / \gamma_s = 4297 \text{ kN}$$

$$A_s = 6587 \text{ mm}^2$$

Slakkarmering i UK i stripen

$$\alpha = \frac{S_p + f_{yd}A_s}{0,8f_{cd}bd} = 0,271$$

$M_{Rd} = 0,8(1 - 0,4\alpha)\alpha bd^2 f_{cd} = 1724,8 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{Ed}$	OK
---	----

Lang retning, over søyle

Største moment over søyle i y-retningen finnes over søyle C7 for lastkombinasjon ULS 2.

$$g_{Ed} = 1,2 \cdot 10 \text{ kN} = 12 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$q_{Ed} = 1,5 \cdot 5 \text{ kN} = 7,5 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$b = 4,8 \text{ m}$$

Trykksonebredde av stripen som blir sett på

Dimensjonerende moment over søyle:

$$M_{g,Ed} = 1212,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p,Ed} = 770,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = 103,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed} = M_{g,Ed} + M_{p,Ed} - 0,9 \cdot M_1 = 1888,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momentkapasitet:

$$P_y = 205,9 \text{ kN}$$

Spennkraft etter alle tap og etter spenningsøkning

$$n_y = 24$$

Spennkabler i stripe

$$S_p = (n_y \cdot P_y) / \gamma_s = 4297 \text{ kN}$$

$$A_s = 9500 \text{ mm}^2$$

Slakkarmering i OK over søyle

$$\alpha = \frac{S_p + f_{yd} A_s}{0,8 f_{cd} b d} = 0,319$$

$$M_{Rd} = 0,8(1 - 0,4\alpha)\alpha b d^2 f_{cd} = 1986,6 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{Ed} \quad \text{OK}$$

B.2 Skjærkraftkapasitet

B.2.1 Innvendig søyle

Innvendig søyle med verste lasttilfelle er søyle C7. På grunn av beregningsmetoder og likhet i KKS og KFS, antas skjærkraftkapasiteten til å være lik for begge tilfellene for de innvendige søylene.

B. HÅNDBEREGNINGER, BRUDDGRENSETILSTAND

$$D = 550 \text{ mm}$$

Diameter på søyle

$$d = 270 \text{ mm}$$

Effektiv dekketykkelse

$$b_x = 10,8 \text{ m}$$

Platebredde i x-retning

$$b_y = 9,6 \text{ m}$$

Platebredde i y-retning

Dimensjonerende skjærkraft

$$V_{Ed} = 2511,7 \text{ kN}$$

Største aksialkraft i søyle C7 fra ADAPT-Builder

$$M_{Ed} = 113,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Opptredende moment over søyle fra ADAPT-Builder

$$e = M_{Ed}/V_{Ed} = 45 \text{ mm}$$

EC2, 6.4.3

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d} = 1,05$$

EC2, 6.4.3 (6.42)

$$u_1 = \pi(D + 4d) = 5120,8 \text{ mm}$$

Kritisk kontrollsnitt Ec2, 6.4.3

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} = 1,91 \text{ MPa}$$

Største skjærkraft, EC2, 6.4.3 (6.38)

Maksimal skjærspenning

$$v = 0,6[1 - f_{ck}/250] = 0,492$$

EC2, NA.6.4.5(3)

$v_{Rd,max} = 0,4v f_{cd} = 5,0 \text{ MPa} > v_{Ed}$	OK
---	----

Skjærkraftkapasitet uten skjærarmoring

$$C_{Rd,c} = 0,12 \quad \text{EC2,6.4.4}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1,86 \leq 2,0$$

$$\rho_{l,x} = \frac{A_{s,x}}{(D + 2 \cdot 3d)d} = 0,018$$

$$\rho_{l,y} = \frac{A_{s,y}}{(D + 2 \cdot 3d)d} = 0,017$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}} = 0,018 \leq 0,02$$

$$\sigma_{c,x} = \frac{0,85 \cdot 0,9 \cdot P_{\max} \cdot n_x}{A_{c,x}} = 0,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,y} = \frac{0,85 \cdot 0,9 \cdot P_{\max} \cdot n_y}{A_{c,y}} = 1,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{c,x} + \sigma_{c,y})/2 = 1,13 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,1 \quad \text{EC2, NA.6.4.4(1)}$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0,6 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_1\sigma_{cp}) = 1,1 \text{ MPa} \quad \text{IKKE OK}$$

Viser at det er behov for skjærarmoring

Skjærkraftkapasitet med skjærarmoring

$$\alpha = 90$$

Antar en vinkel på 90 grader mellom platens plan og skjærarmoring

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d = 317,5 \text{ MPa}$$

Effektiv dimensjonerende fasthet

$$k_{\max} = 1,8$$

Antar T-hode. EC2, NA.6.4.5(1)

$$A_{sw} = 1810 \text{ mm}^2$$

Benytter 16Ø12 mm i et snitt

$$s_r = 150 \text{ mm}$$

Benyttet radiell senteravstand

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha = 1,95 \text{ MPa} \leq k_{\max} \cdot v_{Rd,c} = 1,98 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,cs} = 1,95 \text{ MPa} > v_{Ed} \quad \text{OK}$$

B.2.2 Kantsøyle, KKS

Kantsøylen som har verste lasttilfelle er søyle D7. På grunn av fordelingen av trykkrefter ved konsentrerte spennkabler ved dekkekant (45°), beregnes både KKS og KFS. Det blir beregnet nødvendig mengde skjærarmering for å oppnå tilstrekkelig skjærkapasitet, for å kunne sammenligne KKS og KFS.

$$D = 550 \text{ mm}$$

Diameter på søyle

$$d = 270 \text{ mm}$$

Effektiv dekketykkelse

$$b_x = 2,7 \text{ m}$$

Platebredde i x-retning.

$$b_y = 5,4 \text{ m}$$

Platebredde i y-retning

Dimensjonerende skjærkraft

$$V_{Ed} = 1227 \text{ kN}$$

Største aksialkraft i søyle D7 fra ADAPT-Builder

$$\beta = 1,4$$

EC2, NA.6.4.3 (6). Tilnærmet verdi for kantsøyle

$$u_1 = \pi(D + 4d)/2 + 2 \cdot 0,59 \text{ m} = 3740,4 \text{ mm}$$

Kritisk kontrollsnitt helt ut til dekkekant

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} = 1,70 \text{ MPa}$$

Største skjærkraft, EC2, 6.4.3 (6.38)

Maksimal skjærspenning

$$v = 0,6[1 - f_{ck}/250] = 0,492$$

EC2, NA.6.4.5(3)

$v_{Rd,max} = 0,4v f_{cd} = 5,0 \text{ MPa} > v_{Ed}$	OK
---	----

Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering

$$C_{Rd,c} = 0,12 \quad \text{EC2,6.4.4}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1,86 \leq 2,0$$

$$\rho_{l,x} = \frac{A_{s,x}}{(D + 2 \cdot 3d)d} = 0,005$$

$$\rho_{l,y} = \frac{A_{s,y}}{(D/2 + 0,6 + 3d)d} = 0,029$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}} = 0,012 \leq 0,02$$

$$\sigma_{c,x} = \frac{0,85 \cdot 0,9 \cdot P_{\max} \cdot n_x}{A_{c,x}} = 3,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,y} = \frac{0,85 \cdot 0,9 \cdot P_{\max} \cdot n_y}{A_{c,y}} = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{c,x} + \sigma_{c,y})/2 = 2,31 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,1 \quad \text{EC2, NA.6.4.4(1)}$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0,6 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_1\sigma_{cp}) = 1,08 \text{ MPa} \quad \text{IKKE OK}$$

Viser at det er behov for skjærarmering

Skjærkraftkapasitet med skjærarmering

$$\alpha = 90$$

Antar en vinkel på 90 grader mellom platens plan og skjærarmering

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d = 317,5 \text{ MPa}$$

Effektiv dimensjonerende fasthet

$$k_{\max} = 1,8$$

Antar T-hode. EC2, NA.6.4.5(1)

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha \leq k_{\max} \cdot v_{Rd,c} = 1,94 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{sw}}{s_r} = 7,0$$

Forholdet mellom skjærarmeringsareal i omkretsen av et snitt og radiell senteravstand mellom snittene for å oppnå tilstrekkelig skjærkraftkapasitet. Kapasiteten som kan oppnås ved å bruke skjærarmering er $k_{\max} \cdot v_{Rd,c} = 1,94 \text{ MPa}$, som er større enn dimensjonerende skjærkraft.

B.2.3 Kantsøyle, KFS

Kantsøylen som har verste lasttilfelle er søyle D7. På grunn av fordelingen av trykkrefter ved konsentrerte spennkabler ved dekkekant (45°), beregnes både KKS og KFS. Det blir beregnet nødvendig mengde skjærarmering for å oppnå tilstrekkelig skjærkapasitet, for å kunne sammenligne KKS og KFS.

$$D = 550 \text{ mm}$$

Diameter på søyle

$$d = 270 \text{ mm}$$

Effektiv dekketykkelse

$$b_x = 10,8 \text{ m}$$

Platebredde for påkjent areal fra spennkraft i x-retning. Antar 19 spennkabler med c/c 140 mm

$$b_y = 5,4 \text{ m}$$

Platebredde i y-retning

Dimensjonerende skjærkraft

$$V_{Ed} = 1227 \text{ kN}$$

Største aksialkraft i søyle D7 fra ADAPT-Builder

$$\beta = 1,4$$

EC2, NA.6.4.3 (6). Tilnærmet verdi for kantsøyle

$$u_1 = \pi(D + 4d)/2 + 2 \cdot 0,59 \text{ m} = 3740,4 \text{ mm}$$

Kritisk kontrollsnitt helt ut til dekkekant

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} = 1,70 \text{ MPa}$$

Største skjærkraft, EC2, 6.4.3 (6.38)

Maksimal skjærspenning

$$v = 0,6[1 - f_{ck}/250] = 0,492$$

EC2, NA.6.4.5(3)

$v_{Rd,max} = 0,4v f_{cd} = 5,0 \text{ MPa} > v_{Ed}$	OK
---	----

Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering

$$| C_{Rd,c} = 0,12 \quad \text{EC2,6.4.4}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1,86 \leq 2,0$$

$$\rho_{l,x} = \frac{A_{s,x}}{(D + 2 \cdot 3d)d} = 0,005$$

$$\rho_{l,y} = \frac{A_{s,y}}{(D + 2 \cdot 3d)d} = 0,029$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}} = 0,012 \leq 0,02$$

$$\sigma_{c,x} = \frac{0,85 \cdot 0,9 \cdot P_{\max} \cdot n_x}{A_{c,x}} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,y} = \frac{0,85 \cdot 0,9 \cdot P_{\max} \cdot n_y}{A_{c,y}} = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{c,x} + \sigma_{c,y})/2 = 0,9 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,1 \quad \text{EC2, NA.6.4.4(1)}$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0,6 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_1\sigma_{cp}) = 0,94 \text{ MPa} \quad \text{IKKE OK}$$

Viser at det er behov for skjærarmering

Skjærkraftkapasitet med skjærarmering

$$\alpha = 90$$

Antar en vinkel på 90 grader mellom platens plan og skjærarmering

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d = 317,5 \text{ MPa}$$

Effektiv dimensjonerende fasthet

$$k_{\max} = 1,8$$

Antar T-hode. EC2, NA.6.4.5(1)

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha \leq k_{\max} \cdot v_{Rd,c} = 1,69 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{sw}}{s_r} = 7,8$$

Forholdet mellom skjærarmeringsareal i omkretsen av et snitt og radiell senteravstand mellom snittene for å oppnå tilstrekkelig skjærkraftkapasitet. Kapasiteten som kan oppnås ved å bruke skjærarmering er $k_{\max} \cdot v_{Rd,c} = 1,69 \text{ MPa}$, som er samme verdi som dimensjonerende skjærkraft.

Vedlegg C

Håndberegninger, bruksgrensetilstand

C.1 Spenningsbegrensning

Største strekkspenninger i KKS og KFS opptrer i begge tilfelle i underkant av betongen i felt CD4. De største trykkspenningene oppstår i underkant av betongen over søyle C7 i y-retning. Spenningene blir kontrollert ved håndberegninger.

Største strekkspenning, KKS

$$P_0 = 205 \text{ kN}$$

Spennkraft etter umiddelbare tap

$$n_x = 18$$

Antall spennkabler i stripe

$$b = 10\,800 \text{ mm}$$

Bredde på stripe

$$h = 320 \text{ mm}$$

Dekkykkelse

$$M_{g+q} = 1166,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_p = -291,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment fra

$$M = M_{g+q} + M_p = 875,0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{c,\max} = -\frac{P_0}{A_c} - \frac{M}{I} \cdot y = 3,68 \text{ MPa}$$

Største strekkspenning

Største strekkspenning, KFS

$$P_0 = 205 \text{ kN}$$

Spennkraft etter umiddelbare tap

$$n_x = 18$$

Antall spennkabler i stripe

$$b = 10\,800 \text{ mm}$$

Bredde på stripe

$$h = 320 \text{ mm}$$

Dekkykkelse

$$M_{g+q} = 1166,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_p = -295,0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment fra

$$M = M_{g+q} + M_p = 871,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{c,\max} = -\frac{P_0}{A_c} - \frac{M}{I} \cdot y = 3,66 \text{ MPa}$$

Største strekkspenning

Største trykkspenning, KKS

$$P_0 = 203,6 \text{ kN}$$

Spennkraft etter umiddelbare tap

$$n_y = 24$$

Antall spennkabler i stripe

$$b = 9600 \text{ mm}$$

Bredde på stripe

$$h = 320 \text{ mm}$$

Dekketykkelse

$$M_{g+q} = -1318,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_p = 487,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment fra

$$M = M_{g+q} + M_p = -831,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{c,\min} = -\frac{P_0}{A_c} - \frac{M}{I} \cdot y = -6,66 \text{ MPa}$$

Største trykkspenning

Største trykkspenning, KFS

$$P_0 = 203,6 \text{ kN}$$

Spennkraft etter umiddelbare tap

$$n_y = 24$$

Antall spennkabler i stripe

$$b = 9600 \text{ mm}$$

Bredde på stripe

$$h = 320 \text{ mm}$$

Dekketykkelse

$$M_{g+q} = -1318,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_p = 479,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Moment fra

$$M = M_{g+q} + M_p = -839,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{c,\min} = -\frac{P_0}{A_c} - \frac{M}{I} \cdot y = -6,71 \text{ MPa}$$

Største trykkspenning

C.2 Rissmoment

Rissmomentet antas likt for både KKS og KFS, da antallet spennkabler i stripene er tilnærmet like. Rissmomentet er beregnet for søylestripe CD7, da momentkapasiteten her er kjent og vil kunne brukes til å kontrollere kravet til minimumsarmering av spennkabler.

$$P_0 = 205 \text{ kN}$$

$$n_x = 18$$

$$b = 10\,800 \text{ mm}$$

$$h = 320 \text{ mm}$$

$$M_{\text{riss}} = \frac{P_0}{A_c} \cdot \frac{I}{y} + f_{ctm} \cdot \frac{I}{y} = 897,2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Spennkraft etter umiddelbare tap

Antall spennkabler i stripe

Bredde på stripe

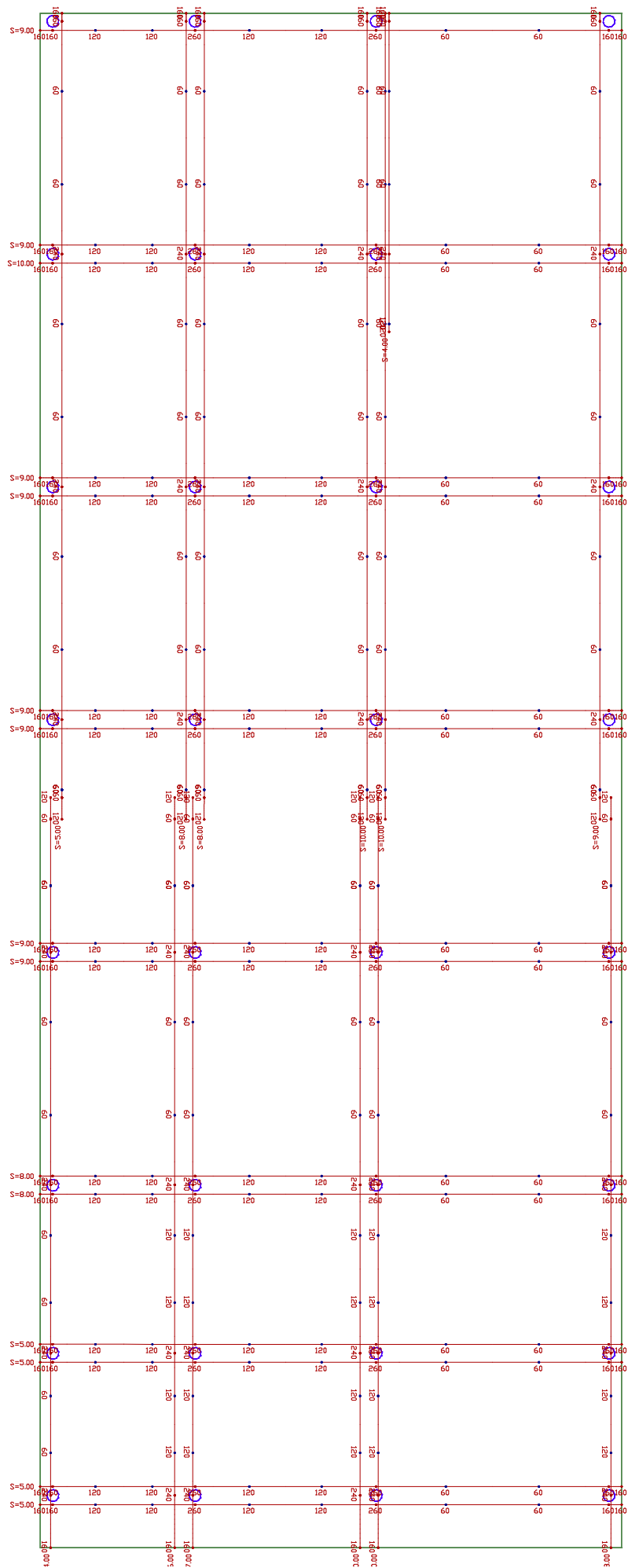
Dekketykkelse

Rissmoment i søylestripe CD7

Vedlegg D

Armeringstegninger

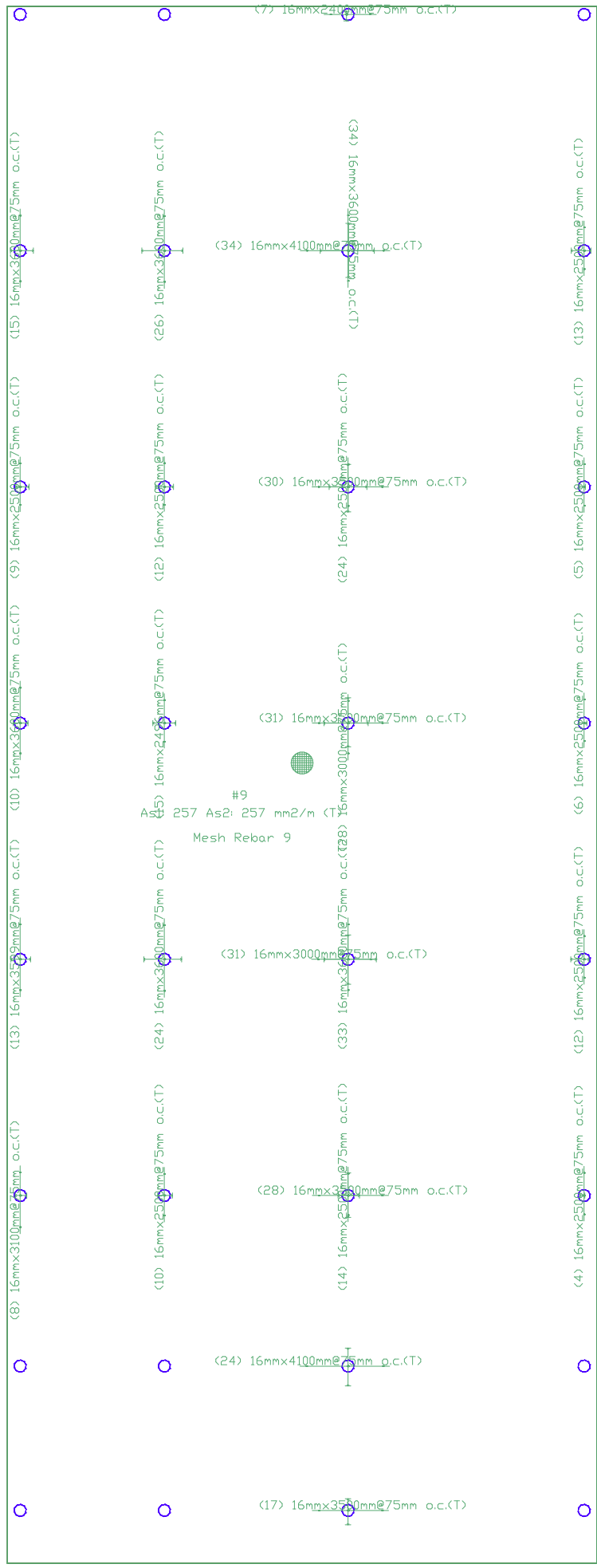
Armeringstegninger for spennkabler og slakkarmering følger, med tegningene tilhørende KKS først, deretter for KFS.



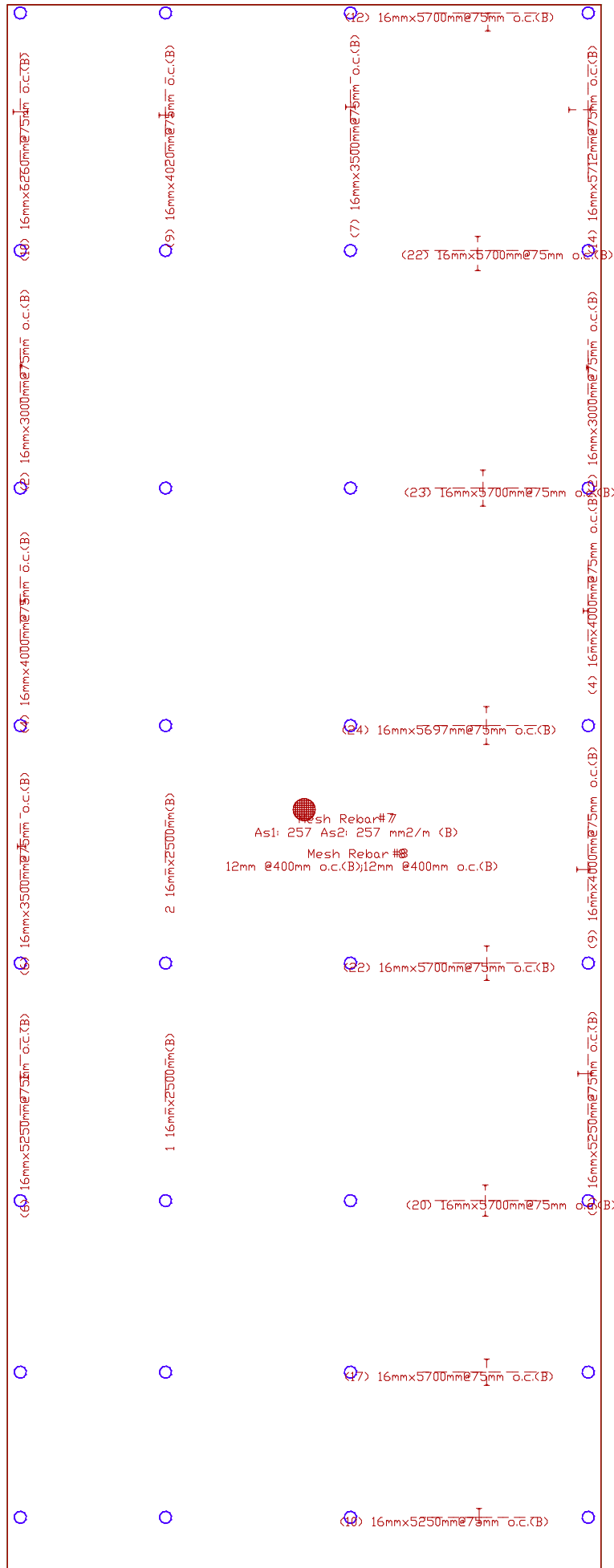
Tendon Plan

General name

Spennarmering KKS



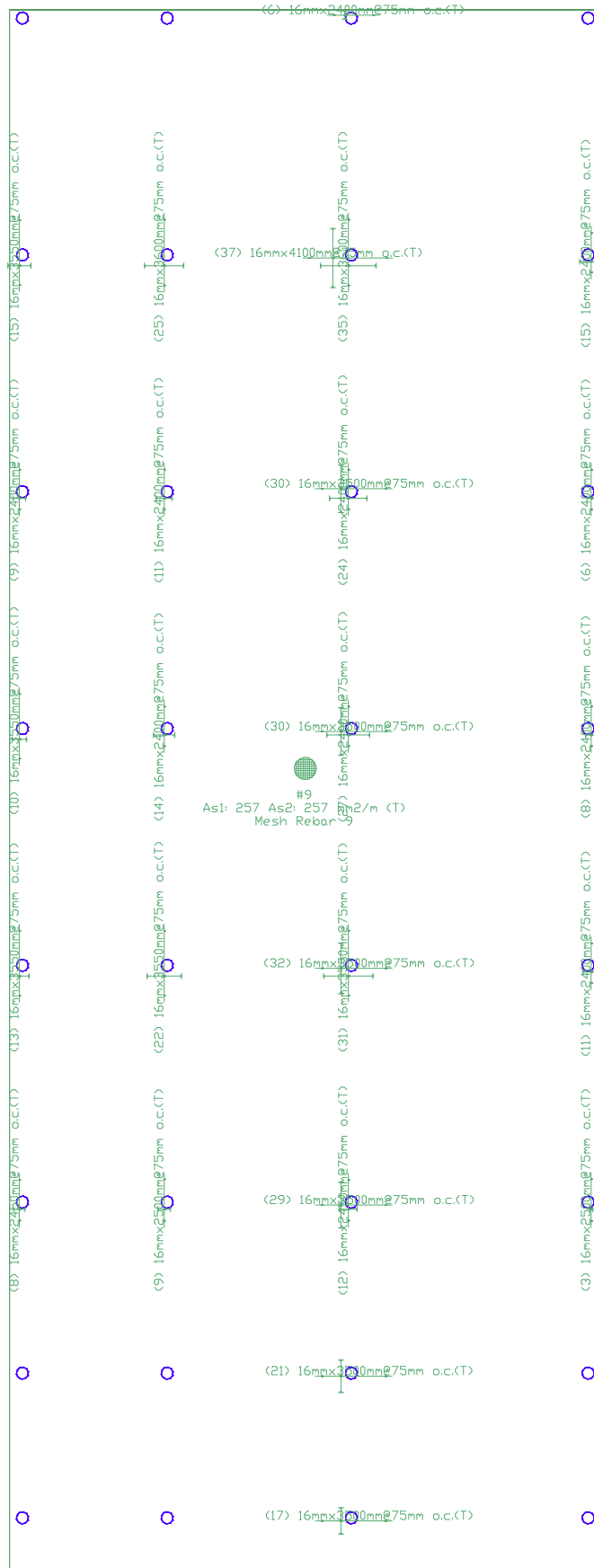
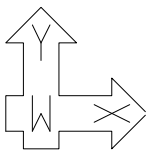
Rebar Plan Armering OK KKS



Rebar Plan Armering UK KKS

General name

Spennarmering KKS

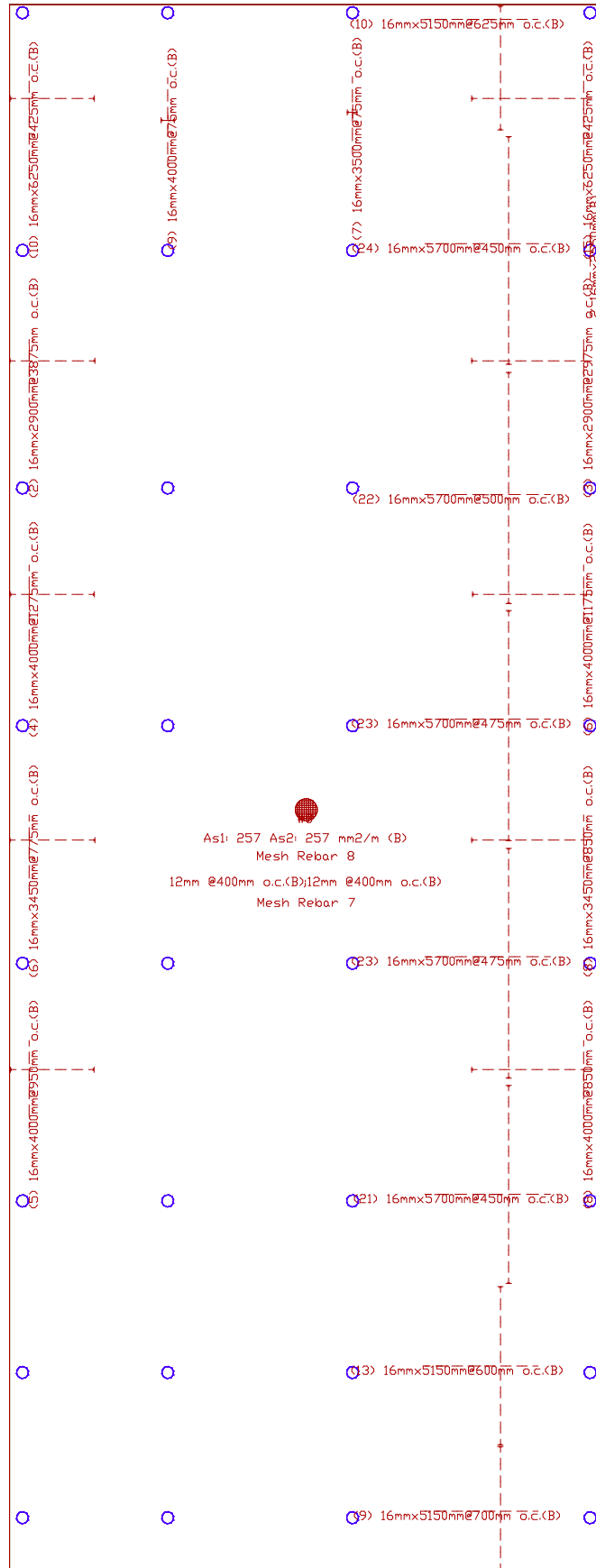
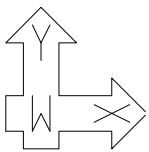


Rebar Plan Armering OK KFS

06/06/22
22:07:38

KFS_masterfil_fin.adm

General name
Specific name



Rebar Plan Armering UK KFS

06/06/22
 22:05:39

KFS_masterfil_fin.adm

General name
 Specific name

Vedlegg E

Armeringsmengder

Armeringsmengdene for modellene som er benyttet i analysene. Først kommer mengdene for KKS, deretter for KFS.

Project Name: General name
Date of execution: juni 06, 2022

Specific Data: Spennarmering KKS
File Name: KKS_masterfil_fin.adm FLOOR-PRO 21

210.00 REBAR TOTALS

Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	10	16mm	6.26	62.60	98.12	3.00	294.37
2	14	16mm	5.71	79.97	125.35	3.00	376.05
3	116	16mm	5.70	661.20	1036.42	3.00	3109.27
4	24	16mm	5.70	136.72	214.31	3.00	642.94
5	25	16mm	5.25	131.25	205.73	3.00	617.20
6	58	16mm	4.10	237.80	372.75	3.00	1118.25
7	9	16mm	4.02	36.18	56.72	3.00	170.15
8	17	16mm	4.00	68.00	106.59	3.00	319.77
9	155	16mm	3.60	558.00	874.66	3.00	2623.97
10	119	16mm	3.50	416.50	652.86	3.00	1958.58
11	8	16mm	3.10	24.80	38.87	3.00	116.62
12	63	16mm	3.00	189.00	296.26	3.00	888.77
13	112	16mm	2.50	280.00	438.90	3.00	1316.69
14	15	16mm	2.50	37.45	58.70	3.00	176.10
15	7	16mm	2.40	16.80	26.33	3.00	79.00
Total				2936.27	4602.57		13807.71

Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

Mesh Reinforcement

ID	Size 1	Spacing 1	As1	Size 2	Spacing 2	As2	Area	Weight	Unit cost	Total cost
		mm	mm2/m		mm	mm2/m	m 2	kg	Euro/kg	Euro
1	12mm	400		12mm	400		1920.84	8468.14	3.00	25404.43
2			257.00			257.00	1920.84	7701.04	3.00	23103.11
3			257.00			257.00	1920.84	7701.04	3.00	23103.11
Total								23870.22		71610.65

Architectural Beam Reinforcement

Beam label	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
Total				0.00	0.00		0.00

Summary

Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m2	m3	kg	kg/m2	kg/m3	Euro
Current plane	1920.84	614.67	28472.76	14.82	46.32	85418.27
Total	1920.84	614.67	28472.76	14.82	46.32	85418.27

Unit weight of mild steel = 7800.00 kg/m3

Project Name: General name
Date of execution: June 06, 2022

Specific Data: Specific name
File Name: KFS_masterfil_fin.adm FLOOR-PRO 21

210.00 REBAR TOTALS

Bar Reinforcement (calculated and user defined base reinforcement)

Type	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
1	25	16mm	6.25	156.25	244.92	3.00	734.76
2	113	16mm	5.70	644.10	1009.62	3.00	3028.86
3	32	16mm	5.15	164.80	258.32	3.00	774.97
4	37	16mm	4.10	151.70	237.79	3.00	713.36
5	32	16mm	4.00	128.00	200.64	3.00	601.92
6	60	16mm	3.60	216.00	338.58	3.00	1015.73
7	91	16mm	3.55	323.05	506.38	3.00	1519.13
8	166	16mm	3.50	581.00	910.71	3.00	2732.13
9	14	16mm	3.45	48.30	75.71	3.00	227.13
10	5	16mm	2.90	14.50	22.73	3.00	68.19
11	2	16mm	2.55	5.10	7.99	3.00	23.98
12	12	16mm	2.50	30.00	47.02	3.00	141.07
13	20	16mm	2.45	49.00	76.81	3.00	230.42
14	131	16mm	2.40	314.40	492.82	3.00	1478.45
Total				2826.20	4430.03		13290.10

Note:

Type = Identification assigned to a group of bars with the same diameter and length.

Mesh Reinforcement

ID	Size 1	Spacing 1	As1	Size 2	Spacing 2	As2	Area	Weight	Unit cost	Total cost
		mm	mm2/m		mm	mm2/m	m 2	kg	Euro/kg	Euro
1	12mm	400		12mm	400		1920.84	8468.14	3.00	25404.43
2			257.00			257.00	1920.84	7701.04	3.00	23103.11
3			257.00			257.00	1920.84	7701.04	3.00	23103.11
Total								23870.22		71610.65

Architectural Beam Reinforcement

Beam label	Quantity	Size	Length/ bar	Length	Weight	Unit cost	Total cost
	bars		m	m	kg	Euro/kg	Euro
Total				0.00	0.00		0.00

Summary

Reference Plane	Floor Area	Floor Volume	Weight	Rate	Rate	Cost
	m2	m3	kg	kg/m2	kg/m3	Euro
Current plane	1920.84	614.67	28300.25	14.73	46.04	84900.76
Total	1920.84	614.67	28300.25	14.73	46.04	84900.76

Unit weight of mild steel = 7800.00 kg/m3

Vedlegg F

Tap av spennkraft, ADAPT

Rapporter fra ADAPT-Builder av tapet av spennkraft i spennkablene. Rapportene fra KKS kommer først, deretter for KFS.

ADAPT-FELT 3D (Version: Builder 21)
POST-TENSIONING STRESS LOSS & ELONGATION CALCULATIONS

File Name: KKS_masterfil_fin.adm
 Tendon Label, ID: "Tendon 204", 204

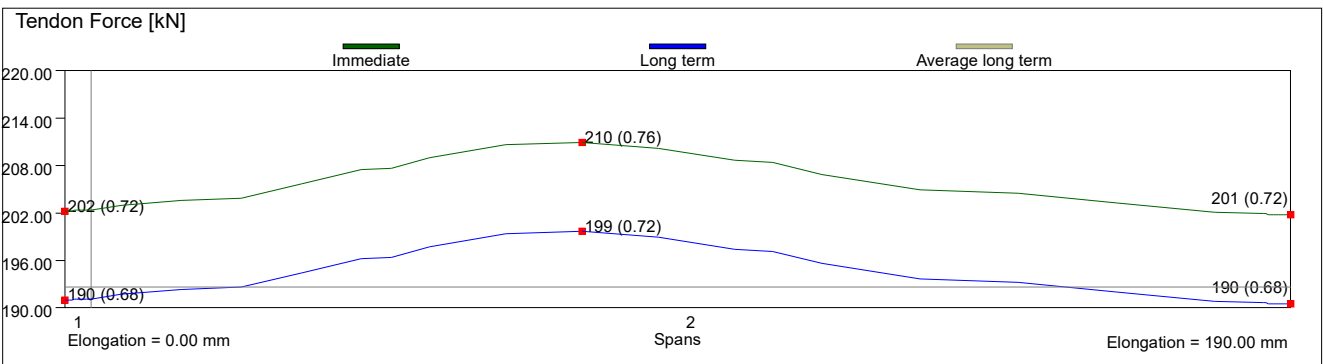
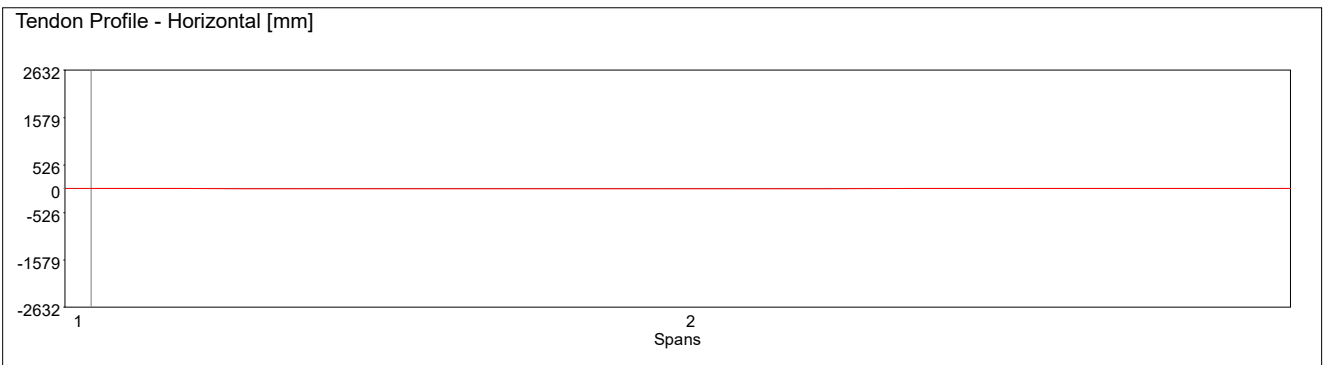
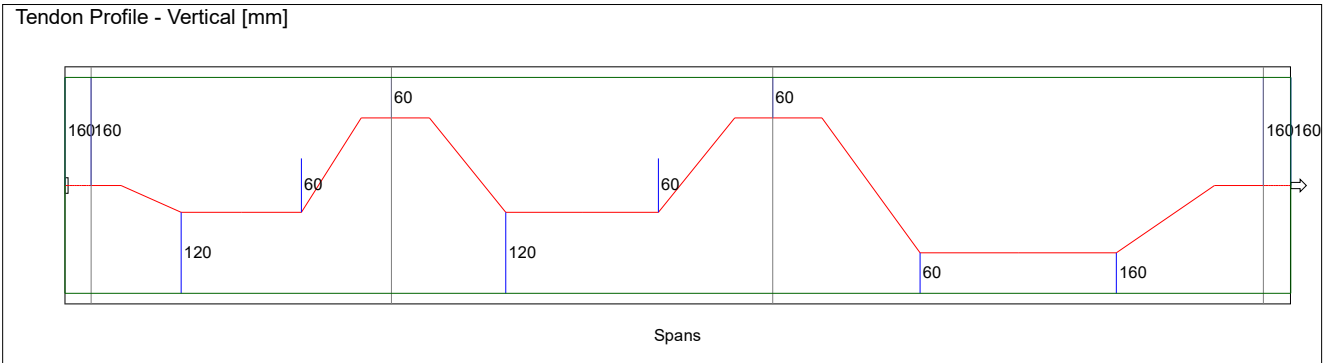
Project Title: General name
 Specific Title: Specific name

Date: 06-01-22 Time: 15:34

Fu = 1860.00 MPa System = Unbonded
 Es = 195000.00 MPa K = 0.0010 rad/m
 Astrand = 150.000 mm² Mu = 0.07/radian
 Num of Strands = 1.00 L = 27.01 m

Stressing ends: Fixed

Live / 221000.00 kN / 6.00 mm



Average values (after release/final)
 Force = 203.88 / 192.63 kN
 Stress = 1359.20 / 1284.20 MPa

Long-term losses (Lump Sum)
 Total Losses = 75.00 MPa

Jacking Force / Stress
 Left pull = 0.00 kN / 0.00 MPa
 Right pull = 221.00 kN / 1473.33 MPa

Anchor set influence (corresponding stress/ratio)
 Left pull = 0.00 m (0 MPa / 0.00)
 Right pull = 18.87 m (1406 MPa / 0.76)

Elongation (before/after anchor set)
 Left pull = 6.00 mm / 0.00 mm
 Right pull = 196.00 mm / 190.00 mm
 Total after anchor set = 190.00 mm
 Total after anchor set/L = 0.01 mm/m

Critical Stress Ratios (at stressing/at anchorage)
 Left pull = 0.00 / 0.00
 Right pull = 0.79 / 0.72
 Maximum along tendon = 0.76
 Minimum along tendon = 53.76

ADAPT-FELT 3D (Version: Builder 21)
POST-TENSIONING STRESS LOSS & ELONGATION CALCULATIONS

File Name: KKS_masterfil_fin.adm
 Tendon Label, ID: "Tendon 192", 192

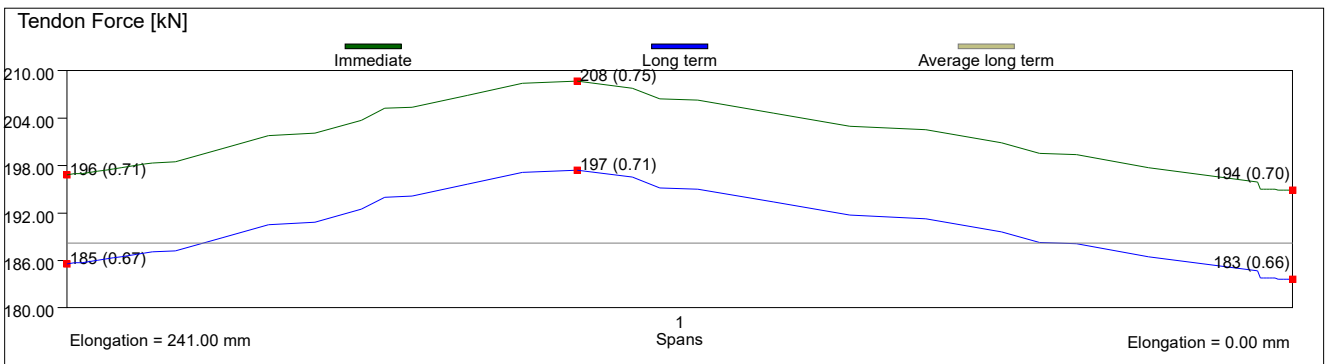
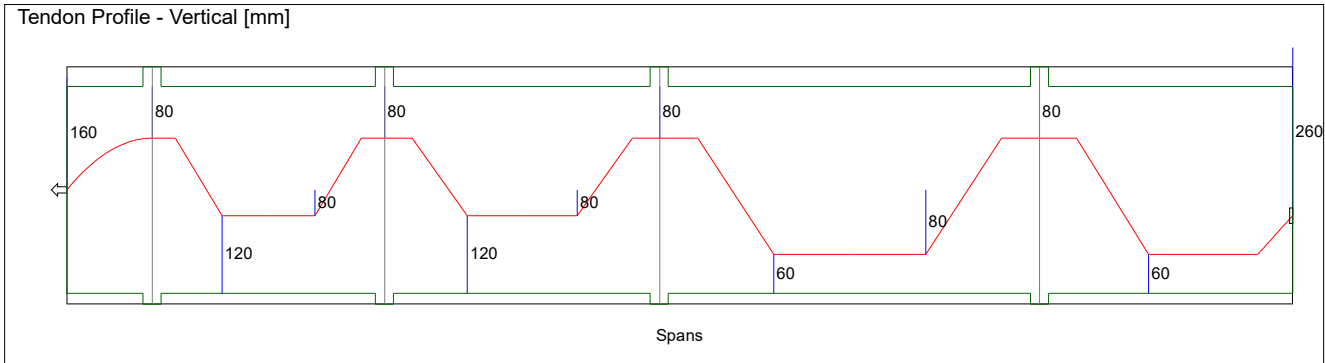
Project Title: General name
 Specific Title: Specific name

Date: 06-01-22 Time: 15:38

Fu = 1860.00 MPa System = Unbonded
 Es = 195000.00 MPa K = 0.0010 rad/m
 Astrand = 150.000 mm² Mu = 0.07/radian
 Num of Strands = 1.00 L = 34.85 m

Stressing ends: Live / 221.00 kN / 6.00 mm

Fixed



Average values (after release/final)
 Force = 199.41 / 188.16 kN
 Stress = 1329.38 / 1254.38 MPa

Long-term losses (Lump Sum)
 Total Losses = 75.00 MPa

Jacking Force / Stress
 Left pull = 221.00 kN / 1473.33 MPa
 Right pull = 0.00 kN / 0.00 MPa

Anchor set influence (corresponding stress/ratio)
 Left pull = 14.49 m (1391 MPa / 0.75)
 Right pull = 0.00 m (0 MPa / 0.00)

Elongation (before/after anchor set)
 Left pull = 247.00 mm / 241.00 mm
 Right pull = 6.00 mm / 0.00 mm
 Total after anchor set = 241.00 mm
 Total after anchor set/L = 0.01 mm/m

Critical Stress Ratios (at stressing/at anchorage)
 Left pull = 0.79 / 0.71
 Right pull = 0.00 / 0.00
 Maximum along tendon = 0.75
 Minimum along tendon = 0.70

ADAPT-FELT 3D (Version: Builder 21)
POST-TENSIONING STRESS LOSS & ELONGATION CALCULATIONS

File Name: KKS_masterfil_fin.adm
 Tendon Label, ID: "Tendon 183", 183

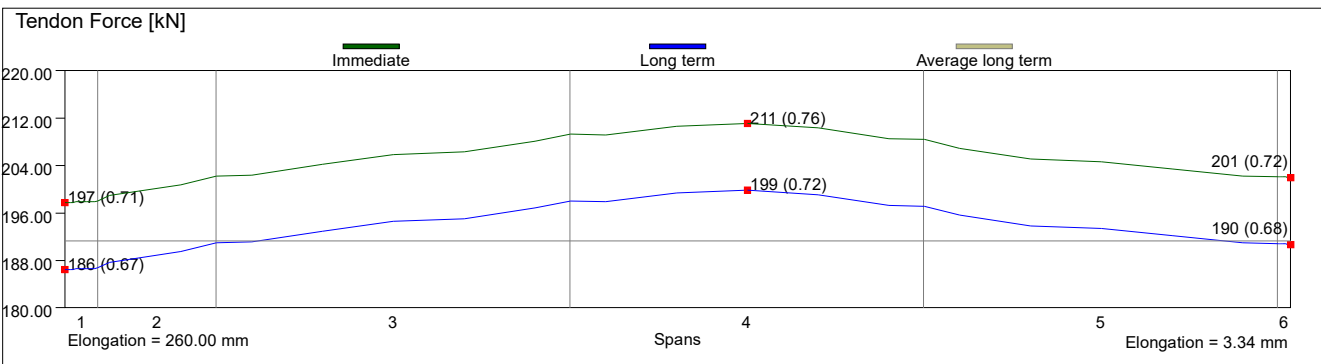
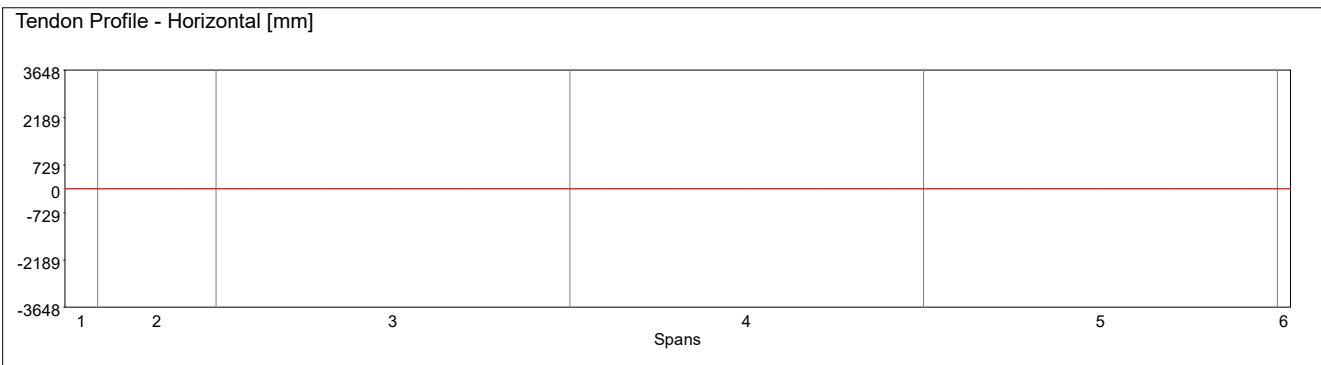
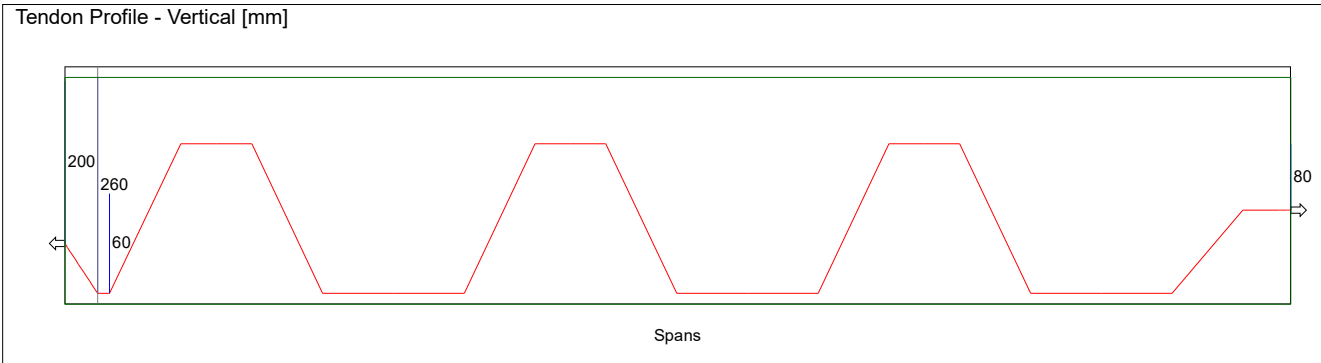
Project Title: General name
 Specific Title: Specific name

Date: 06-01-22 Time: 15:36

Fu = 1860.00 MPa System = Unbonded
 Es = 195000.00 MPa K = 0.0010 rad/m
 Astrand = 150.000 mm² Mu = 0.07/radian
 Num of Strands = 1.00 L = 37.45 m

Stressing ends: Live / 221.00 kN / 6.00 mm

Live / 221000.00 kN / 6.00 mm



Average values (after release/final)
 Force = 202.52 / 191.27 kN
 Stress = 1350.11 / 1275.11 MPa

Long-term losses (Lump Sum)
 Total Losses = 75.00 MPa

Jacking Force / Stress
 Left pull = 221.00 kN / 1473.33 MPa
 Right pull = 221.00 kN / 1473.33 MPa

Anchor set influence (corresponding stress/ratio)
 Left pull = 19.74 m (1407 MPa / 0.76)
 Right pull = 20.85 m (1407 MPa / 0.76)

Elongation (before/after anchor set)
 Left pull = 266.00 mm / 260.00 mm
 Right pull = 9.34 mm / 3.34 mm
 Total after anchor set = 263.34 mm
 Total after anchor set/L = 0.01 mm/m

Critical Stress Ratios (at stressing/at anchorage)
 Left pull = 0.79 / 0.71
 Right pull = 0.79 / 0.72
 Maximum along tendon = 0.76
 Minimum along tendon = 0.71

ADAPT-FELT 3D (Version: Builder 21)
POST-TENSIONING STRESS LOSS & ELONGATION CALCULATIONS

File Name: KFS_masterfil_fin.adm
 Tendon Label, ID: "Tendon 971", 971

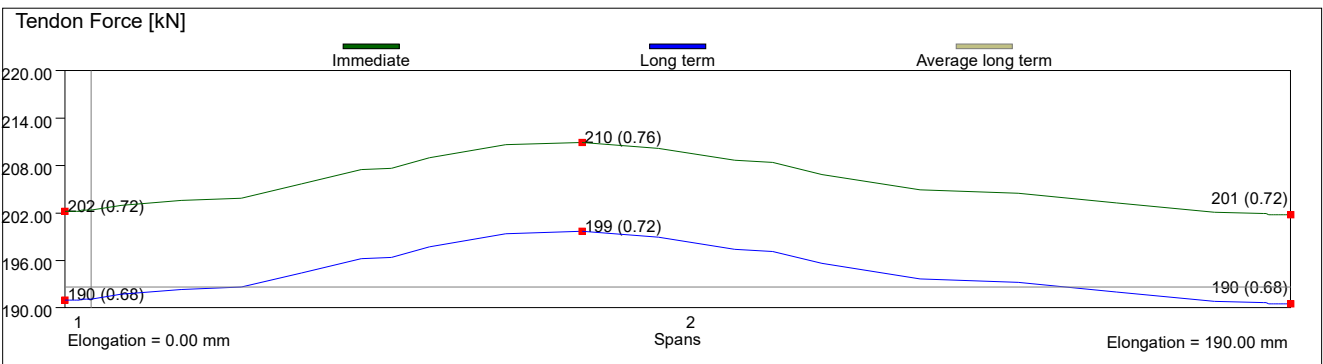
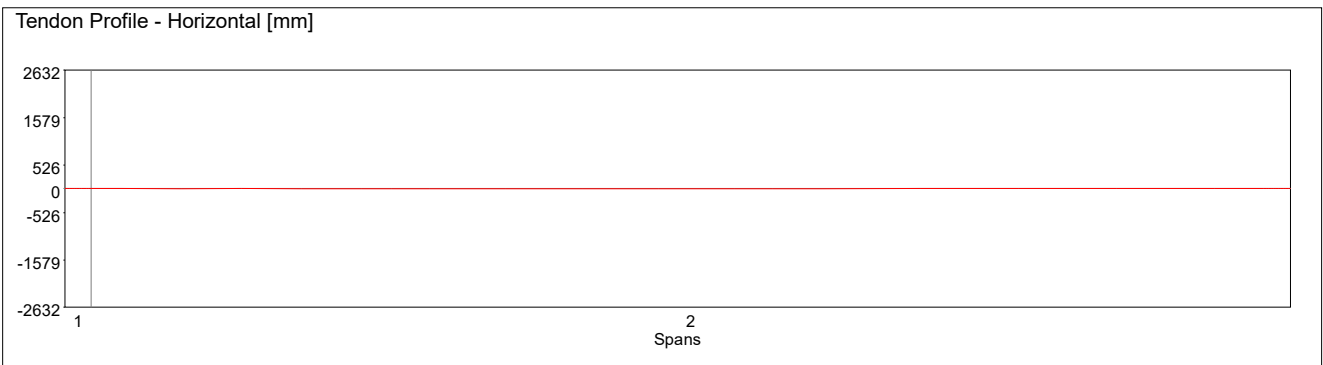
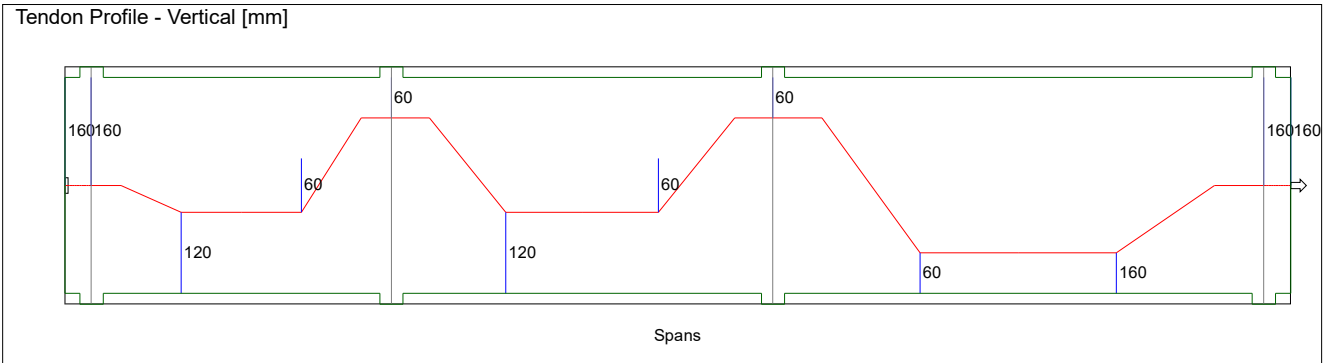
Project Title: General name
 Specific Title: Specific name

Date: 06-01-22 Time: 15:39

Fu = 1860.00 MPa System = Unbonded
 Es = 195000.00 MPa K = 0.0010 rad/m
 Astrand = 150.000 mm² Mu = 0.07/radian
 Num of Strands = 1.00 L = 27.01 m

Stressing ends: Fixed

Live / 221000.00 kN / 6.00 mm



Average values (after release/final)
 Force = 203.87 / 192.62 kN
 Stress = 1359.12 / 1284.12 MPa

Long-term losses (Lump Sum)
 Total Losses = 75.00 MPa

Jacking Force / Stress
 Left pull = 0.00 kN / 0.00 MPa
 Right pull = 221.00 kN / 1473.33 MPa

Anchor set influence (corresponding stress/ratio)
 Left pull = 0.00 m (0 MPa / 0.00)
 Right pull = 18.87 m (1406 MPa / 0.76)

Elongation (before/after anchor set)
 Left pull = 6.00 mm / 0.00 mm
 Right pull = 196.00 mm / 190.00 mm
 Total after anchor set = 190.00 mm
 Total after anchor set/L = 0.01 mm/m

Critical Stress Ratios (at stressing/at anchorage)
 Left pull = 0.00 / 0.00
 Right pull = 0.79 / 0.72
 Maximum along tendon = 0.76
 Minimum along tendon = 53.76

ADAPT-FELT 3D (Version: Builder 21)
POST-TENSIONING STRESS LOSS & ELONGATION CALCULATIONS

File Name: KFS_masterfil_fin.adm
 Tendon Label, ID: "Tendon 192", 192

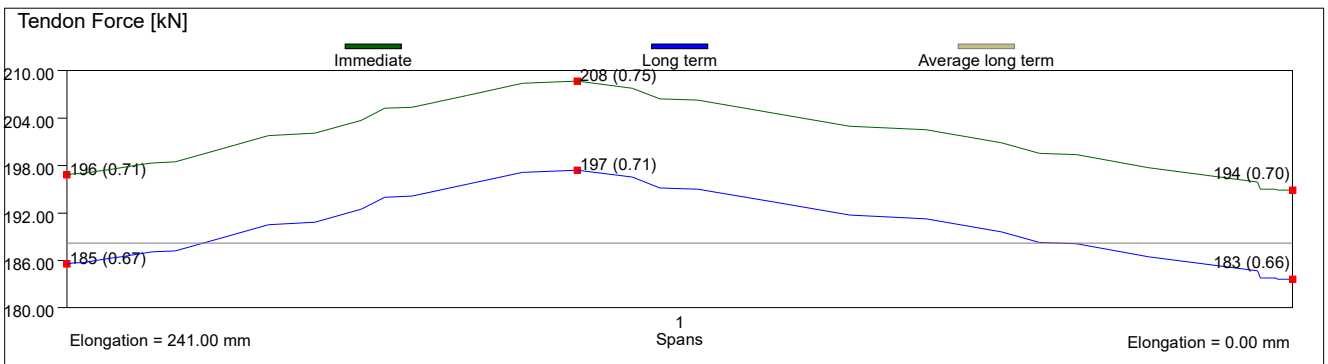
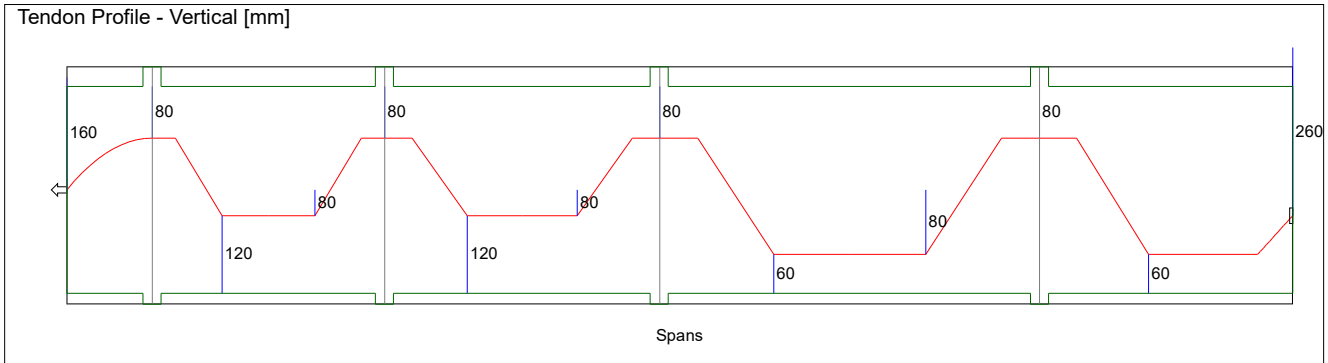
Project Title: General name
 Specific Title: Specific name

Date: 06-01-22 Time: 15:45

Fu = 1860.00 MPa System = Unbonded
 Es = 195000.00 MPa K = 0.0010 rad/m
 Astrand = 150.000 mm² Mu = 0.07/radian
 Num of Strands = 1.00 L = 34.85 m

Stressing ends: Live / 221.00 kN / 6.00 mm

Fixed



Average values (after release/final)
 Force = 199.41 / 188.16 kN
 Stress = 1329.38 / 1254.38 MPa

Long-term losses (Lump Sum)
 Total Losses = 75.00 MPa

Jacking Force / Stress
 Left pull = 221.00 kN / 1473.33 MPa
 Right pull = 0.00 kN / 0.00 MPa

Anchor set influence (corresponding stress/ratio)
 Left pull = 14.49 m (1391 MPa / 0.75)
 Right pull = 0.00 m (0 MPa / 0.00)

Elongation (before/after anchor set)
 Left pull = 247.00 mm / 241.00 mm
 Right pull = 6.00 mm / 0.00 mm
 Total after anchor set = 241.00 mm
 Total after anchor set/L = 0.01 mm/m

Critical Stress Ratios (at stressing/at anchorage)
 Left pull = 0.79 / 0.71
 Right pull = 0.00 / 0.00
 Maximum along tendon = 0.75
 Minimum along tendon = 0.70

ADAPT-FELT 3D (Version: Builder 21)
POST-TENSIONING STRESS LOSS & ELONGATION CALCULATIONS

File Name: KFS_masterfil_fin.adm
 Tendon Label, ID: "Tendon 183", 183

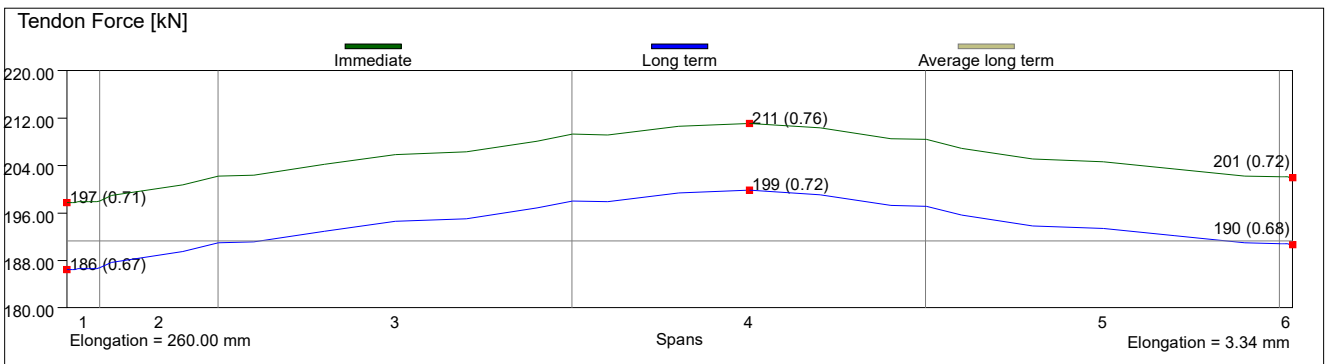
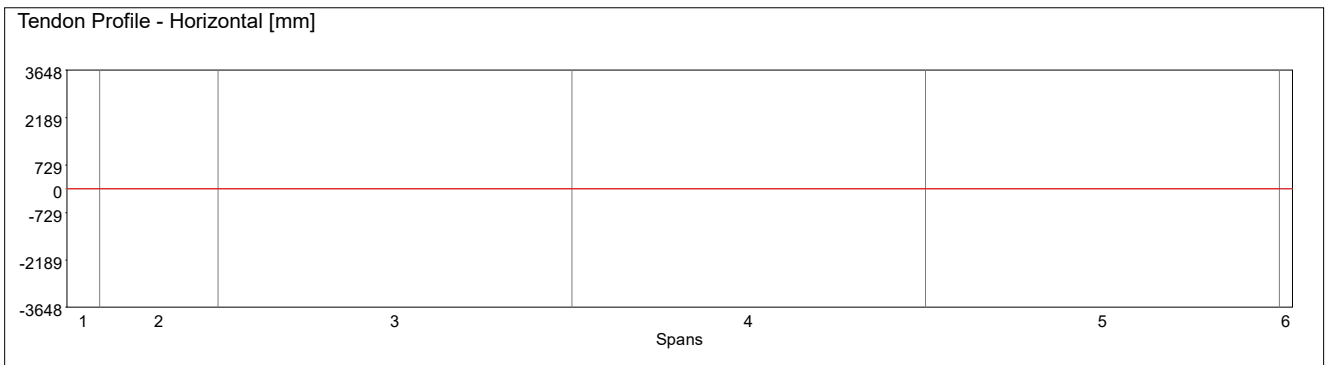
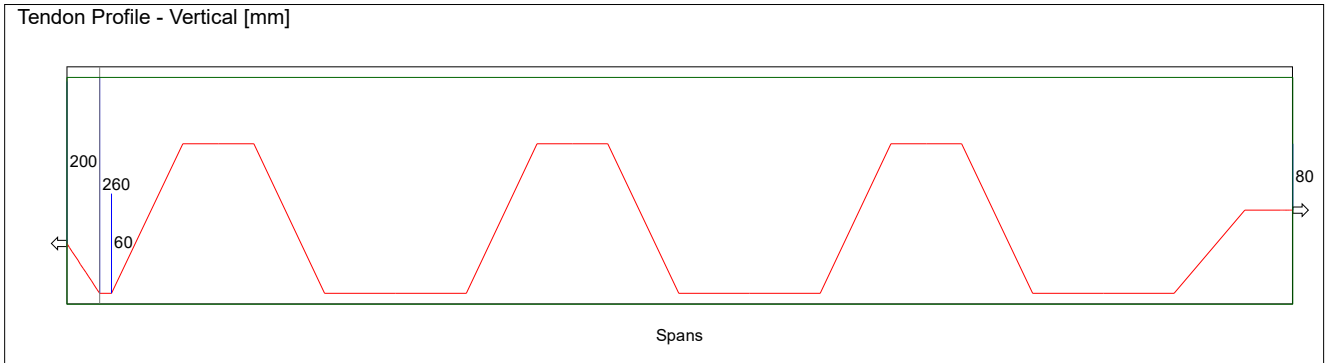
Project Title: General name
 Specific Title: Specific name

Date: 06-01-22 Time: 15:44

Fu = 1860.00 MPa System = Unbonded
 Es = 195000.00 MPa K = 0.0010 rad/m
 Astrand = 150.000 mm² Mu = 0.07/radian
 Num of Strands = 1.00 L = 37.45 m

Stressing ends: Live / 221.00 kN / 6.00 mm

Live / 221000.00 kN / 6.00 mm



Average values (after release/final)
 Force = 202.52 / 191.27 kN
 Stress = 1350.11 / 1275.11 MPa

Long-term losses (Lump Sum)
 Total Losses = 75.00 MPa

Jacking Force / Stress
 Left pull = 221.00 kN / 1473.33 MPa
 Right pull = 221.00 kN / 1473.33 MPa

Anchor set influence (corresponding stress/ratio)
 Left pull = 19.74 m (1407 MPa / 0.76)
 Right pull = 20.85 m (1407 MPa / 0.76)

Elongation (before/after anchor set)
 Left pull = 266.00 mm / 260.00 mm
 Right pull = 9.34 mm / 3.34 mm
 Total after anchor set = 263.34 mm
 Total after anchor set/L = 0.01 mm/m

Critical Stress Ratios (at stressing/at anchorage)
 Left pull = 0.79 / 0.71
 Right pull = 0.79 / 0.72
 Maximum along tendon = 0.76
 Minimum along tendon = 0.71

Vedlegg G

Lastkombinasjoner, ADAPT

Lastkombinasjonene fra ADAPT-Builder er vist i figur G.1.

Label	Analysis/Design option	Deflection Load Type	Age at Loading (days)	Observation day	Load Combination
ULS_1_09	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Live + 0.9 x Hype
ULS_1_11	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Live + 1.1 x Hype
ULS_1_09_1	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_1_11_1	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_1_09_2	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_1_11_2	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_1_09_3	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_1_11_3	STRENGTH				1.35 x Self + 1.35 x Dead + 1.05 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_2_09	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Live + 0.9 x Hype
ULS_2_11	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Live + 1.1 x Hype
ULS_2_09_1	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_2_11_1	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_2_09_2	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_2_11_2	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 1.1 x Hype
ULS_2_09_3	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 0.9 x Hype
ULS_2_11_3	STRENGTH				1.2 x Self + 1.2 x Dead + 1.5 x Patt + 1.1 x Hype
SLS_	Service Quasi-Permanent				Self + Dead + 0.6 x Live + Pres
Steg1	CRACKED DEFLECTION	Sustained	20		Self + Pres
Steg2	CRACKED DEFLECTION	Sustained	40		Self + Dead + Pres
Steg3	CRACKED DEFLECTION	Sustained	180		Self + Dead + 0.6 x Live + Pres
Long_Term1	Long-Term Deflection	Auto		18250	0.111 x Steg + 0.213 x Steg + 2.094 x Steg

Figur G.1: Benyttede lastkombinasjoner fra dataprogrammet ADAPT-Builder.

