



Håvard Rodahl Kvale, Trond Jørgen Opheim

NTNU
Norges teknisk-naturvitenskapelige
universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Håvard Rodahl Kvale
Trond Jørgen Opheim

Modellering av etteroppspente betongbruer med korrosjonsskadet spennarmering

Modelling of post-tensioned concrete bridges with
reinforcement corrosion

Juni 2019



Kunnskap for en bedre verden

Modellering av etteroppspente betongbruer med korrosjonsskadet spennarmering

Modelling of post-tensioned concrete bridges with reinforcement corrosion

Håvard Rodahl Kvale
Trond Jørgen Opheim

MTBYGG

Innlevert: Juni 2019

Hovedveileder: Daniel Cantero

Medveileder: Håvard Johansen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2019

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 05.06.2019	ANTALL SIDER: 91 + 18 vedlegg
------------------------------------	---------------------	----------------------------------

TITTEL:

Modellering av etteroppspente betongbruer med korrosjonsskadet spennarmering

Modelling of post-tensioned concrete bridges with reinforcement corrosion

UTFØRT AV:

Håvard Rodahl Kvale
Trond Jørgen Opheim



SAMMENDRAG:

Etteroppspente spennarmeringssystemer gjør det mulig å bygge lange og slanke brukonstruksjoner. Etter at spennkablene er spent opp og føringsrørene fylt igjen, er det derimot vanskelig å inspisere tilstanden til spennkablene uten å gjøre destruktive inngrep. Med tidligere kollapser av etteroppspente betongbruer, er det derfor ønskelig å få mer kunnskap om hvordan korrosjon på spennarmeringen påvirker disse brukonstruksjonene. Denne oppgaven tar for seg teori om korrosjon og hvordan dette påvirker spennarmerte brukonstruksjoner. Videre redegjøres det for hvordan korrosjonsskadet spennarmering kan modelleres i FEM-programmet Abaqus, slik at numeriske verktøy kan brukes til å få mer innsikt i de strukturelle konsekvensene ved spennarmeringskorrosjon. Til slutt i denne oppgaven er det gjort en studie der ulike skadescenarier er simulert, og resultatene er sammenlignet for å finne karakteristikk ved korrosjon på spennarmering.

Tidligere studier viser at korrosjon gjør skade på både armeringen og den omkringliggende betongen. Når korrosjon foregår, mister armeringen areal og endrer stålegenskaper. Rustproduktet som dannes av korrosjon, tar i tillegg opp et større volum enn det opprinnelige stålet, som gir et indre trykk i betongen og påvirker samvirket mellom betong og armering.

De ulike skadescenarioene som er simulert er (1) tap av heft, (2) redusert spennarmeringsareal og (3) fullt brudd på spennkabel. Resultatene indikerer at tap av heft i indre områder på betongen gir lite eller ingen utslag. Ved redusert spennarmeringsareal og fullt brudd i spennkabel endrer spenning-tøyingsfordelingen seg i stor grad i områder med korrosjonsskade, mens påvirkningen på den globale oppførselen er mindre. Ved stor nok skade risses betongen opp og gir en momentan reduksjon av brukonstruksjonens stivhet. Konsekvensene av korrosjonsskade viser seg å være størst i områder som er høyt belastet med moment, samt områder der en skade på få spennkabler utgjør en stor andel av forspenningen i et tverrsnitt.

Resultater knyttet opp mot modellering av korrosjonsskadet spennarmering viser at metoder som separat modellering av betong og armering samt reduksjon av elementtverrsnitt, kan simulere tap av heft og tap av aktivt armeringsareal. For simulering av fullt brudd kan endring av forspenningskraft eller definering av interaksjonsegenskaper mellom betong og armering, tilpasses slik at reforankring av spennkraft blir simulert på en hensiktsmessig måte.

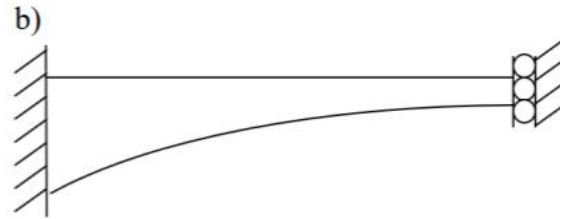
FAGLÆRER: Daniel Cantero, NTNU

VEILEDERE: Daniel Cantero, NTNU, Håvard Johansen, Statens vegvesen

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Oppgavetekst

Post-tensioning systems make it possible to build long span and slender bridges. However, after tensioning and grouting, it is impossible to assess the state of the tendons (if corroded) and the level of prestress. The goal of this work is to investigate what are the structural effects when damages/defects occur. Possible defects that should be studied are area loss of active steel, poor (or lack of) grouting and tendon breakage. For this, the student will model a bridge in Finite Element Software and perform non-linear analysis of various damage scenarios. The study could be based on an existing bridge in Måløy (Figure a) below) represented with a simplified model as shown in figure b below. Suggested software is ABAQUS and DIANA. This work is part of an existing project with Statens vegvesen with the goal of investigating the structural effects of defects or damages in post-tensioning systems in bridges. The students might be asked to come along a site visit to the bridge.



Abstract

Post-tensioned tension systems makes it possible to build long and slender bridge structures. However, after the tendons are tightened up and the ducts are grouted, it is difficult to inspect the condition of the tendons without making destructive engagement. Since post-tensioned concrete bridges may collapse due to corrosion, it is necessary to gain more knowledge about how corrosion on post-tensioning systems affects these structures. This thesis deals with the theory of corrosion and how corrosion affects post-tensioned bridges. Furthermore, it is explained how corroded prestressed tendons can be modeled in the FEM software Abaqus, so that numerical tools can be used to gain more insight into the structural consequences of corrosion on post-tensioned bridges. A study has been made in which various damage scenarios are simulated and the results are compared to find characteristics of the behavior of corroded post-tensioned bridges.

Previous studies show that corrosion damages both the reinforcement and the surrounding concrete. When corrosion occurs, the reinforcement loses effective area and changes material properties. The rust product formed by corrosion additionally takes up a larger volume than the original steel, which gives an internal pressure in the concrete and affects the interaction between concrete and reinforcement.

The various damage scenarios that are simulated are (1) loss of bond between concrete and reinforcement, (2) reduced tendon area and (3) breakage of tendons. The results indicate that loss of bond in internal areas of the concrete has little or no effect on local and global effects. In the case of reduced tendon area and breakage of tendon, the stress-strain distribution locally changes in areas with corrosion damage, while the impact on the global behavior is smaller. In the case of large enough damage, the concrete cracks up and gives a reduction in the stiffness of the bridge structure, due to both a shift in neutral axis and lower contribution to stiffness from concrete. The consequences of corrosion damage are found to be most critical in areas subjected to high bending moments, as well as areas where a damage in few tendons constitutes a large proportion of the prestress in a cross section.

Results related to modeling of corrosion-damaged tension reinforcement show that simple methods, such as separate modeling of concrete and reinforcement as well as reduction of element cross-sections, can simulate loss of bonding and loss of tendon area. For simulating tendon breakage, changing the prestress forces or defining interaction properties between concrete and reinforcement can be adapted so that re-anchoring of prestress forces is simulated in an appropriate manner.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet våren 2019 ved Institutt for konstruksjonsteknikk på NTNU. Oppgaven er skrevet i samarbeid mellom avgangselevne Håvard Rodahl Kvale og Trond Jørgen Opheim. I tillegg har den vært en del av Statens vegvesens sitt prosjekt om å øke kunnskapen om påvirkning til korrosjon på etteroppspente betongbruer. Førsteamanuensis Daniel Cantero ved Institutt for konstruksjonsteknikk har fungert som hovedveileder. Statens vegvesen har vært representert ved Håvard Johansen.

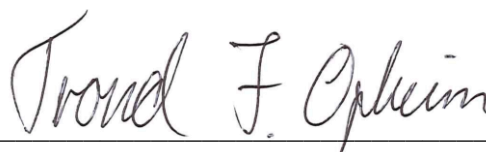
Gjennom denne oppgaven har vi fått bedre kunnskap om armeringskorrosjon og hvilke konsekvenser det har på etteroppspente betongbruer. Vi har fått god kunnskap om hva som skjer med armering som korroderer og hvordan dette påvirker betongen. Det har gått mye tid til å lære og bruke FEM-programvaren Abaqus, men etter mye prøving har vi oppnådd en god forståelse for hvordan programmet bør brukes.

Vi ønsker å takke vår hovedveileder Daniel Cantero for faglig bistand og jevnlig oppfølging av oppgaven. I tillegg ønsker vi å rette en takk til Trond Gjerland fra Statens vegvesen for faglig diskusjon og konkrete detaljer om Måløybrua.

Trondheim, 5. juni 2019



Håvard Rodahl Kvale



Trond Jørgen Opheim

Innholdsfortegnelse

Oppgavetekst	i
Abstract	iii
Forord	v
1 Innledning	1
2 Måløybrua	3
2.1 Geometri.....	4
2.1.1 Bruseksjon	4
2.1.2 Slakkarmering	6
2.1.3 Spennarmering	7
2.2 Laster	8
2.3 Materialer.....	10
3 Materialoppførsel	11
3.1 Stål	11
3.2 Betong.....	12
4 Armeringskorrosjon	13
4.1 Teori.....	13
4.2 Karbonatisering.....	14
4.3 Kloridinntrengning.....	15
4.4 Korrosjon på spennarmering.....	17
4.5 Tiltak.....	18
5 Korrosjons påvirkning på konstruksjonen	23
5.1 Endring av mekaniske egenskaper.....	24
5.2 Indre trykk og avspalling.....	25
5.3 Redusert heft og forankringslengde	25
6 Modellering i Abaqus	29
6.1 Elementtyper	30
6.2 Randbetingelser	35
6.3 Modellering av Måløybrua.....	37
6.3.1 Bruseksjon	37
6.3.2 Armering.....	38
6.4 Materialmodell	40
6.4.1 Betong.....	40
6.4.2 Stål	45
6.5 Interaksjon mellom betong og armering.....	46

6.5.1	Embedded region	46
6.5.2	General contact	46
6.5.3	Springs	47
6.6	Forspenning.....	48
7	Resultater fra skadesimuleringer	49
7.1	Skadescenario 1: Tap av heft.....	51
7.1.1	Resultater	52
7.2	Skadescenario 2: Tap av spennarmeringsareal.....	54
7.2.1	Påvirkningen av antall skadde kabler	55
7.2.2	Posisjonens påvirkning.....	57
7.2.3	Sammenligning av ulike grader redusert spennarmeringsareal	59
7.3	Skadescenario 3: Brudd på spennkabel	60
7.3.1	Sammenligning – antall kabler og posisjon	61
7.4	Sammenligning av skade i topp- og bunnkabler	63
8	Verifikasjon av modell og skadesimulering	67
8.1	Verifikasjon av halvspennsmodell	68
8.1.1	Sammenligning av uskadet halvspennsmodell og hjelpennsmodell	69
8.1.2	Sammenligning av resultater fra hjelpennsmodell	71
8.1.3	Sammenligning av skadesimulering på halv- og hjelpennsmodell	73
8.2	Verifikasjon av resultater ved kabelbrudd	75
8.2.1	Brudd på spennkabler	76
8.3	Sammenligning av ulike måter å simulere kabelbrudd	80
9	Oppsummering	84
9.1	Diskusjon	84
9.2	Konklusjon	84
9.3	Videre arbeid	85
10	Referanser	87
Vedlegg	91

1 Innledning

Utviklingen og bruken av forspenning i betong har siden midten av 1900-tallet gitt arkitekter og ingeniører større spillerom ved bruk av betong i brukonstruksjoner. Utnyttelsen av betongens trykkfasthet og bestandighet, sammen med stålets høye strekkfasthet, gjør det mulig å bygge lange, slanke og bærekraftige brukonstruksjoner, som også gir et estetisk uttrykk (Hewson, 2003). I kontrast til disse fordelene, har det i årene etter blitt meldt om flere skader og kollapser på spennarmerte bruer. Den første forspente betongbrua som kollapset, var en fotgjengerbru i Hampshire i Storbritannia i 1967. Senere har bruene Ynes-y-Gwabs i Wales og Malle i Belgia også kollapset, helt uten forvarsel. I ettertid kom det frem at det var korrosjon på spennarmeringen som førte til disse brukollapsene (Youn & Kim, 2006). Selv om det ikke er avdekket farlige skader på spennkabler i norske bruer, er korrosjon av armering et kjent fenomen blant bruer i Norge, og derfor et aktuelt problem. På bakgrunn av dette er det ønskelig å få mer kunnskap om armeringskorrosjon og hvordan dette påvirker oppførselen på etteroppspente betongbruer.

Denne oppgaven tar for seg teorien bak korrosjon og hvordan dette påvirker betongkonstruksjoner. Med motivasjon i å se etter sammenhenger mellom korrosjonsskade på spennkabler og den påfølgende oppførselen til bruer, vil denne kunnskapen bli brukt til å modellere en etteroppspent betongbru med korrosjonsskadet spennarmering. Ulike skadescenarioer som redusert heft, tap av aktivt armeringsareal og brudd på spennkabel, vil bli simulert. Her vil tøyninger og last-forskyvningskurver bli studert for å undersøke karakteristikkene ved korrosjonsskader.

Med en godt implementert bruk av numeriske verktøy i prosjektering og konstruksjonsanalyse, vil det i denne oppgaven fokuseres på hvordan korrosjonsskader kan modelleres. Som veiledning til videre studier vil derfor valg og fremgangsmåter under modelleringen forklares og begrunnes. I denne oppgaven er FEM-programvaren Abaqus benyttet, med inkludering av ikke-lineær materialoppførsel og geometri. Til å studere påvirkningen av korrosjonsskadet spennarmering, tas det utgangspunkt i Måløybrua, som er en etteroppspent betongbru med tidligere rapporter om korrosjonsskade.

Oppgaven består av ni kapitler. I de første kapitlene vil det gås gjennom bakgrunnsstoff som sees på som relevant for oppgavens hensikt. Her presenteres tegningsgrunnlaget som blir brukt for modelleringen av Måløybrua, samt teori om materialoppførselen til stål og betong.

Videre redegjøres det for teorien bak korrosjon, hvorfor dette oppstår i betongkonstruksjoner og hvilke tiltak som kan forhindre korrosjon. I Kapittel 5 brukes denne teorien til å forklare hvordan korrosjon påvirker betongkonstruksjoners oppførsel. Til dette er det gjort en litteraturstudie for å finne konsekvensene av armeringskorrosjon, samt fremgangsmåter for modellering av dette.

Kapittel 6 handler om modellering i Abaqus, og her forklares det hvordan Måløybrua har blitt modellert ved valg av elementtyper, randbetingelser, materialmodeller, interaksjonsegenskaper og påsetting av forspenningskraft.

I Kapittel 7 er det gjort en studie av korrosjonens påvirkning på etteroppspente betongbruer. Her beskrives de ulike skadescenariene som er valgt å simulere, og viser resultatene fra disse. I tillegg til brumodellen, er det i Kapittel 8 valgt å modellere en enkel utkrager hvor de samme skadescenariene simuleres. Dette for å kunne sammenligne resultatene fra den kompliserte brumodellen med en enklere modell, samt kunne gjøre mer komplisert modellering av korrosjonsskadet betong. For å verifisere modelleringen av randbetingelser i modellen av Måløybrua, sammenlignes to modeller for å avdekke eventuelle feilkilder.

2 Måløybrua

Til arbeidet med å studere virkningen av korrosjon på spennarmerte bruer, tas det utgangspunkt i Måløybrua. Måløybrua ligger på Riksvei 15 i Vågsøy kommune i Sogn og Fjordane, og forbinder Vågsøy med fastlandet. Byggingen av brua startet i november 1971, og ble åpnet for biltrafikk i desember 1973. (Norconsult, 2014)

Måløybrua er en spennarmert fritt-rambyggbru i betong bestående av 34 spenn med total lengde på 1224 meter. Dette gjorde den til Norges lengste bru da den var ferdig (Ese, 2005). De fleste spenn har lengder rundt 30 meter, mens de to hovedspennene er 125 meter. Måløybrua står i et værhardt kyststrøk og er utsatt for korrosjon gjennom saltvann og fra vegsalt (Norconsult, 2014). Med et etteroppspent hovedspenn der det tidligere er rapportert om korrosjon- og rissdannelser, er Måløybrua et godt utgangspunkt for å studere korrosjonsskader på spennarmering.

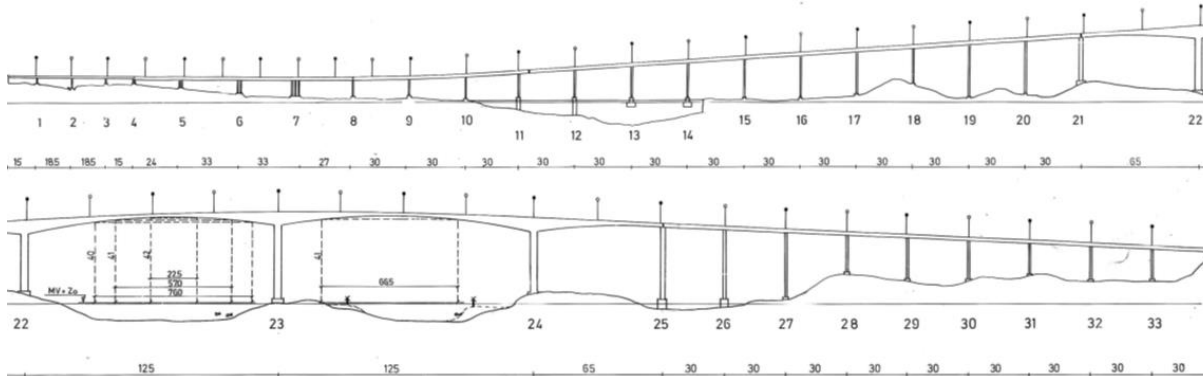
På grunn av bruas kompleksitet og størrelse, er det i denne oppgaven bedt om å modellere en halvdel av et hovedspenn. Dette reduserer størrelsen på problemet, og beregningsmessig vil kostnaden reduseres for den numeriske modellen. Senere i oppgaven sammenlignes resultater fra modellen av det halve spennet, opp mot resultater fra en modell der et helt hovedspenn er modellert. Viktige valg ved modellering av randbetingelser vil bli tatt opp i Kapittel 6.



Figur 2.1 - De to hovedspennene på Måløybrua med lengde 125m (Gloppen, 2017)

2.1 Geometri

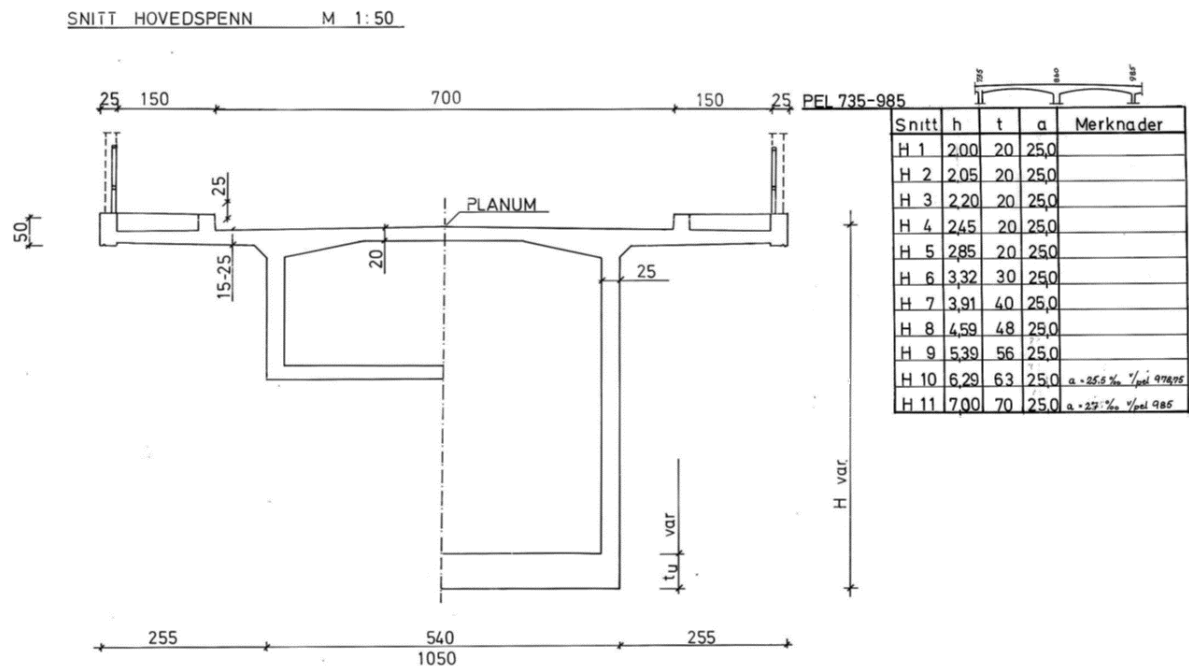
Figur 2.2 viser et oppriss av brua med aksenummerering iht. tegningsgrunnlag. De to hovedspennene strekker seg fra søyle 22 til søyle 24, og det er i denne oppgaven valgt å se nærmere på spennet fra søyle 23 til midtsnittet av hovedspenn 22-23.



Figur 2.2 - Oppriss av bruas hovedspenn

2.1.1 Bruseksjon

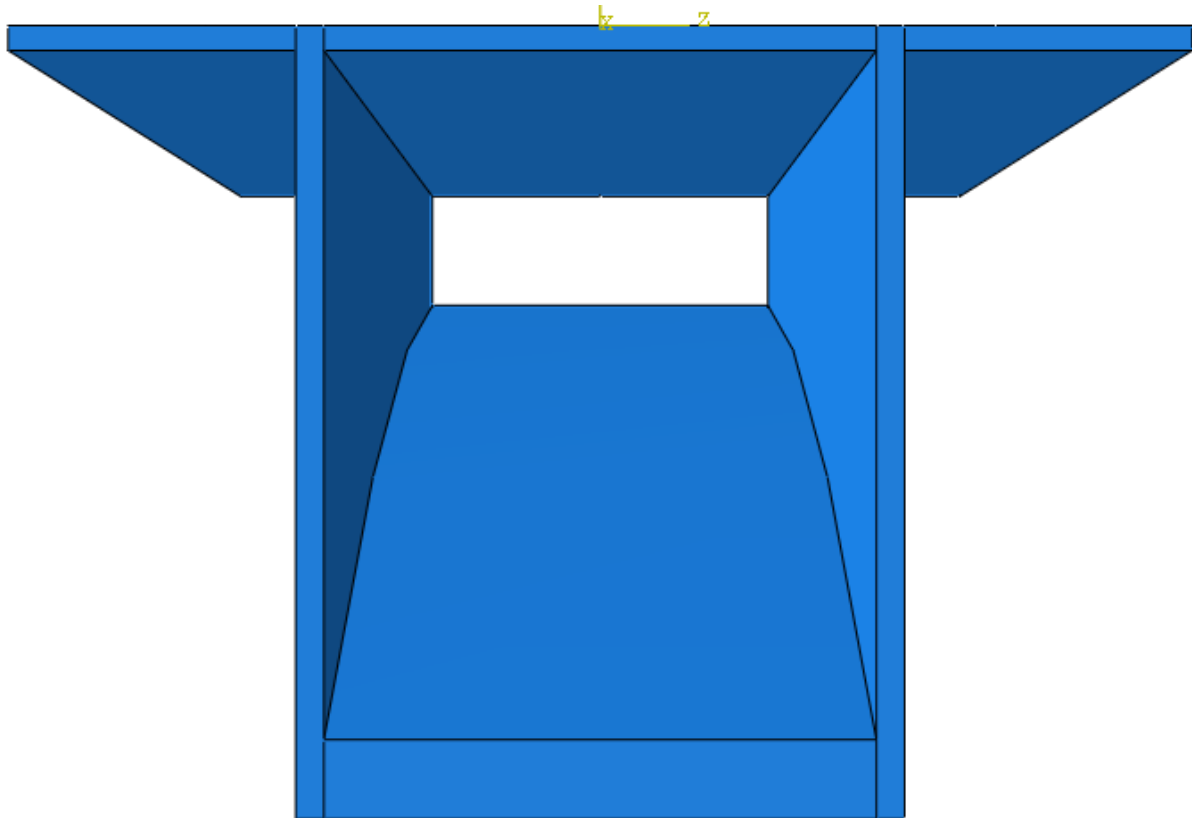
Brua er bygd opp med et kassetverrsnitt, der brukassens høyde varierer mellom søyle 21 til søyle 25. For hovedspennene viser Figur 2.3 hvordan total høyde på brukassen og tykkelse på bunnplaten varierer. Ved søyle 23 er høyden 7 m, mens midt mellom søylene er høyden nede i 2 m. Bunnplaten varierer også, og har en tykkelse på 70 cm og 20 cm ved henholdsvis søylene og midtspenn.



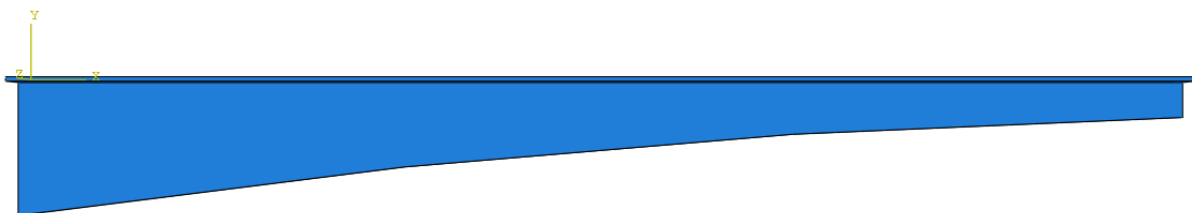
Figur 2.3 - Variasjon av brukassetverrsnitt

Det er valgt å gjøre noen forenklinger på tverrsnittet slik at det består av en topplate med konstant tykkelse, to steg med varierende høyde og en bunnplate med varierende tykkelse. Dermed neglisjeres forsterkningen rundt toppen av steget og føringskantene på topplaten. Denne forenklingen gjør delene i tverrsnittet rektangulære, som er en fordel ved senere modellering. Bruas form i lengderetning er funnet ved å tilpasse en 2.gradsligning ut fra tre definerte punkter i tegningsgrunnlaget. Det samme gjelder tykkelsen på bunnplaten, der det er hentet ut verdier for brukassehøyde og bunnplatetykkelse i en avstand 0 m, 32 m og 60 m fra søyle 23.

Den forenklede modellen av Måløybrua, som vil bli brukt senere i oppgaven, er vist i Figur 2.4 og Figur 2.5.



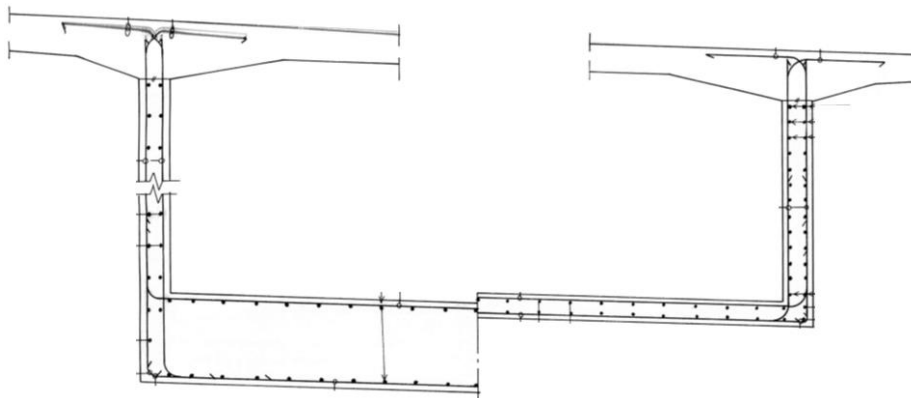
Figur 2.4 – Brukassetverrsnitt ved innspenning



Figur 2.5 – Brukasse sett fra siden

2.1.2 Slakkarmering

Figur 2.6 viser hvordan lengdearmeringen, tverrarmering og skjærbøyler er plassert i bunnplate og steg på Måløybrua. Som en forenkling av oppsettet med slakkarmering, er det valgt å modellere kun lengdearmering i topp- og bunnplate, samt én rekke med skjærarmering i stegene. Dette begrunnes med en antagelse om at topp- og bunnplate tar opp bøyemoment, mens stegene tar opp skjærkrefter. I tillegg reduseres antallet armeringsstenger, ved å beholde det totale armeringsarealet og øke størrelsen per armeringsstang. Dette forenkler arbeidet med modelleringen i stor grad, og i samråd med veileder sees ikke dette på som ødeleggende for resultatene fra simuleringen av korrosjon på spennarmering.



Figur 2.6 – Armering i steg og bunnplate hentet fra Måløybruas tegningsgrunnlag

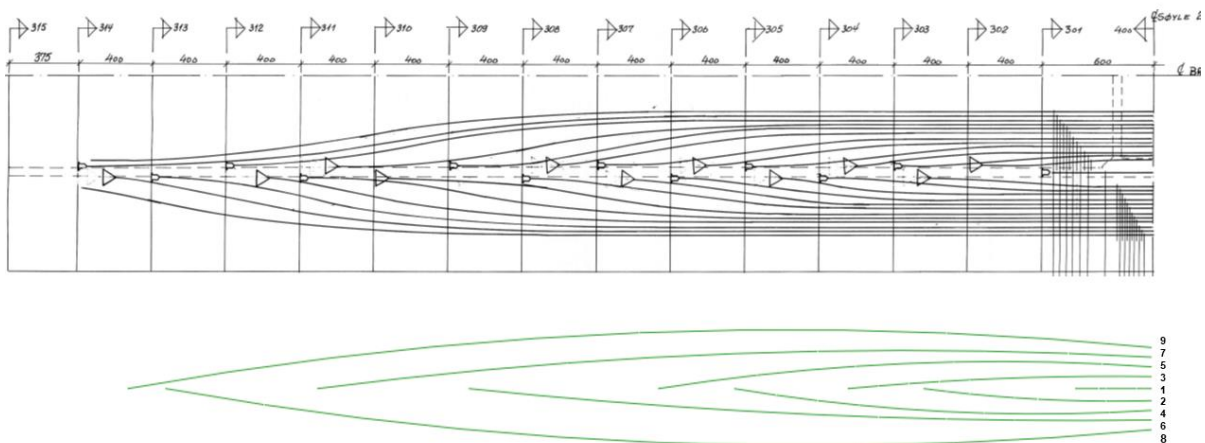
Tabell 2.1 viser hvordan skjærarmeringen i stegene og lengdearmeringen i topp- og bunnplate er ulikt dagens oppsett i Måløybrua, men som gir tilnærmet den samme totale armeringsmengden. For fullstendig armeringstegning i bruseksjonen, henvises det til Vedlegg A.

Tabell 2.1 – Forskjell på passivarmering i Måløybrua og modell

	Måløybrua	Modell	Differanse areal
Lengdearmering topplate	104stk Ø12	24stk Ø25	+0.1%
Lengdearmering bunnplate	42stk Ø12	10stk Ø25	+3%
Skjærarmering steg	4*339stk Ø16	2*298stk Ø25	+7%

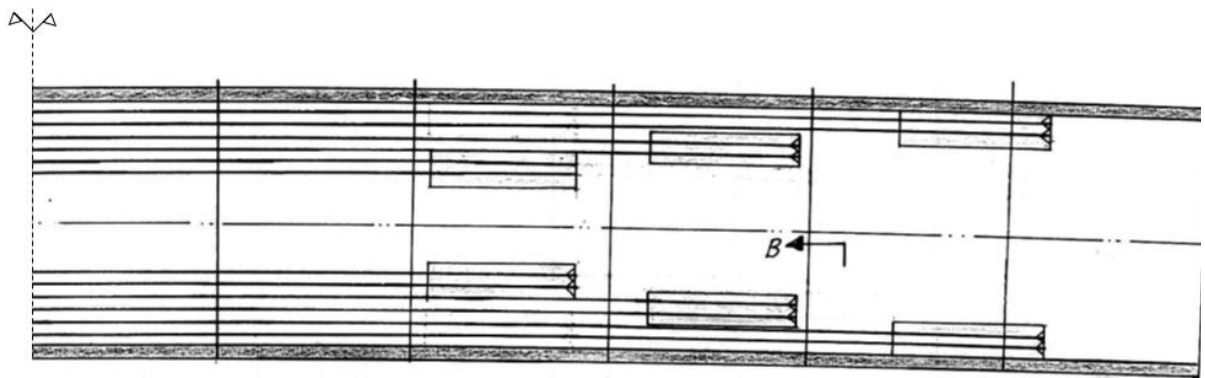
2.1.3 Spennarmering

På samme måte som med slakkarmeringen, velges det å forenkle oppsettet for spennarmeringen ved å beholde det totale arealet og å slå sammen til færre kabler. Tegningsgrunnlaget fra Statens vegvesen viser at det er plassert 23 spennkabler over hvert steg over søylene. Disse er forankret i ulike posisjoner, med 1-2 spennkabler for hver seksjon som bygges ut fra søyla. De 23 spennkablene reduseres til 9 spennkabler i modellen av Måløybrua, der lengde og forankringsposisjon blir bestemt ved å ta gjennomsnitt av de sammenslåtte kablene. Figur 2.7 viser hvordan spennkablene er plassert over ett steg på den eksisterende Måløybrua, sammen med det forenklede oppsettet som blir brukt i modellen.



Figur 2.7 - Opprinnelig og modellert plassering av spennarmering i topplate over ett steg

I midtspenn har Måløybrua 12 spennkabler som sørger for trykkspenninger i bunnplaten. Disse er forankret sammen to-og-to i tre forankringssoner som ligger 11.75 m, 15.75 m og 19.75 m fra midtspenn. I modellen av Måløybrua slås disse sammen til å være totalt seks spennkabler, med samme plassering som i den eksisterende brua. Figur 2.8 viser bunnkablernes plassering, der forankringen skjer ved hjelp av påstøpte forankringsvouter.



Figur 2.8 - Spennkabler i bunnplate plassert symmetrisk om midtspennet

2.2 Laster

For bestemmelse av dimensjonerende laster på Måløybrua brukes «Statens Vegvesens Rapport Nr. 668 – Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer». Denne tar utgangspunkt i regelverk gitt i «Eurokode 1 – Laster på konstruksjoner» og sier at følgende laster skal tas hensyn til ved prosjektering og kapasitetskontroll av bruer:

- Trafikklaster
- Temperaturlaster
- Vindlaster
- Andre laster

Med trafikklaster menes vertikale og horisontale laster fra fotgjengere og kjøretøy. Temperaturlaster skyldes sammentrekning/utvidelse av brua som følge av temperaturforskjeller. Andre laster som skal regnes med er blant annet egenvekt av brua, permanente laster som ballast, ulykkeslaster, nyttelaster under byggefase, forspenningskraft, kryp og svinn. I denne oppgaven velges det å se vekk fra flere av disse lastene, og i stedet bruke representative verdier for lastpåvirkning. Dette begrunnes med at formålet med oppgaven er å se på påvirkningen fra skader på spennsystemet, ikke å finne dimensjonerende krefter på brua. Dermed inkluderes kun vertikal last fra kjøretøy. Denne lasten er funnet fra Tabell 4.2 i «Eurokode 1 – Del 2: Trafikklast på bruer».

Følgende laster inkluderes i modellen:

- Egenvekt
- Vertikal trafikklaster
- Forspenningskraft

Verdier for egenvekt av betong og stål er hentet fra (Standard Norge, 2019b), og settes til henholdsvis 24 kN/m³ og 78 kN/m³. Forspenningskraften er hentet ut fra arbeidstegningene og gir en kraft på 146 Mp (megapond) per kabel, som tilsvarer 1460 kN.

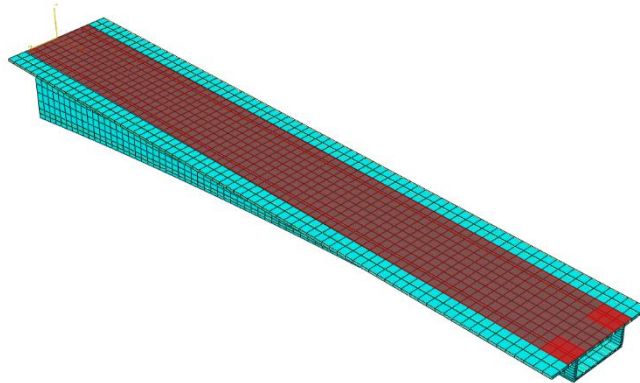
Måløybru har en bredde på 7 m mellom fortauskantene, som gir en føringsbredde på 7 m. Denne skal deles opp i lastfelt på 3 m og et restfelt med resterende bredde fra føringsbredden. Tabell 2.2 oppsummerer feltbredder og laster gitt i (Standard Norge, 2003). Q_{ik} er en punktlaster som simulerer en aksellaster, mens q_{ik} er en jevnt fordelt last som illustrerer last fra lettere kjøretøy. Punktlaster skal plasseres så ugunstig som mulig i lastfelt 1, mens den jevnt fordelte lasten virker over lastfeltet.

Tabell 2.2 - Lastfelt i henhold til (Standard Norge, 2003)

Lastfelt	B	Q_{ik}	q_{ik}
1	3.0 m	300 kN	5.4 kN/m ²
2	3.0 m	200 kN	2.5 kN/m ²
Rest	1.0 m		2.5 kN/m ²

Som forklart tidligere, er det valgt å gjøre enkelte forenklinger knyttet til lasten. Det samme vil av modelleringshensyn bli gjort for lastfeltene. Måløybrua vil i denne oppgaven bli laget som en 3D-modell, og det er ikke anbefalt å sette på punktlaster i en slik analyse. Dette fordi det vil føre til store lokale spenningskonsentrasjoner. Punktlaster som virker over et infinitesimalt lite område, er heller ikke representativt for laster på bruer, slik at det i denne oppgaven er valgt å fordele punktlasten over et areal. Den totale kraften er like stor som den fastsatte verdien i Tabell 2.2, men fordelt over to flater. For den jevnt fordelte lasten er det valgt å slå sammen Lastfelt 1 og 2 med restfelt til et felt med 7 m bredde. Videre ble den jevnt fordelte lasten til Lastfelt 1 plassert i dette feltet. Aksellasten ble plassert ved midtsnitt, fordi det blir antatt at dette er det mest ugunstigste punktet trafikklasten kunne være plassert.

Med disse forenklingene slipper man problemer med usymmetrisk plassering av last på modellen. Videre er det verdt å nevne at den mest ugunstige plasseringen av last også er avhengig av hvor det er simulert områder med skade i brua. Dette tas ikke hensyn til i denne oppgaven, slik at alle simuleringer kjøres med punktlasten plassert i midtspenn.



Figur 2.9 – Flater det plasseres nyttelast på. Mørkerødt felt: jevnt fordelt nyttelast q_{ik} .
Lyserødt felt: punktlast Q_{ik}

2.3 Materialer

Betongkvaliteten til Måløybru er av kvalitet B-350 og B-450 iht. NS 427A fra 1962, der den høyeste kvaliteten er brukt i hovedspennene. Dette tilsvarer betong med fasthetsklasse B30 og B40. I denne oppgaven ble det valgt å bruke fasthetsklasse B50 i alle simuleringer, da det kom frem sent i prosessen at B-450 tilsvarer dagens B40. Spennarmerte betongkonstruksjoner benytter ofte betong med fasthetsklasse mellom B35-B55 (Sørensen, 2013), og i samråd med veileder ble det derfor valgt å gå for B50.

Fra tegningsgrunnlaget til Måløybrua står det at slakkarmering er utført med kvalitet Ks40 og Ks50. Dette er kamstål med flytegrense henholdsvis 400 MPa og 500 MPa. Tegningene knyttet ikke stålqualität opp til de enkelte armeringene, slik at det i modellen er valgt å bruke 500 MPa som flytegrense for all slakkarmering.

Spennsystemet som brukes i Måløybrua er av typen BBRV-44Ø6, som vil si at hver kabel består av 44 vriere med diameter 6 mm. Kablene spennes opp med en kraft lik 1460 kN. For spennarmeringens materialegenskaper er det valgt å bruke anbefalte verdier fra Statens vegvesens håndbok for beregning av etteroppspent betongbru.

Tabell 2.3 til Tabell 2.5 oppsummerer valgte materialkvaliteter for betong, slakk- og spennarmering.

Tabell 2.3 - Materialelegenskaper til spennarmering basert på (Statens vegvesen, 2017)

Materialelegenskaper spennarmering		
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1860 MPa
Karakteristisk strekkfasthet 0,1%-grense	$f_{p0,1k}$	1640 MPa
Elastisitetsmodul	E_p	195 000 MPa
Karakteristisk tøyning	ϵ_{uk}	0,035

Tabell 2.4 - Materialelegenskaper slakkarmering basert på (Norconsult, 2014)

Materialelegenskaper slakkarmering		
Karakteristisk strekkfasthet	f_{yk}	500 MPa
Elastisitetsmodul	E_s	200 000 MPa

Tabell 2.5 - Materialelegenskaper for betong basert på (Sørensen, 2013) og (Standard Norge, 2004)

Materialelegenskaper betong		
Karakteristisk sylindrefasthet	f_{ck}	50 MPa
Middel betongtrykkfasthet etter 28 døgn	f_{cm}	58 MPa
Strekkfasthet	f_{ctm}	4.1 MPa
Elastisitetsmodul	E_{cm}	37000 MPa
Tøyning ved største trykkspenning	ϵ_{cc1}	0.00245
Tøyning ved største strekkspenning	ϵ_{ct1}	0.00011

3 Materialoppførsel

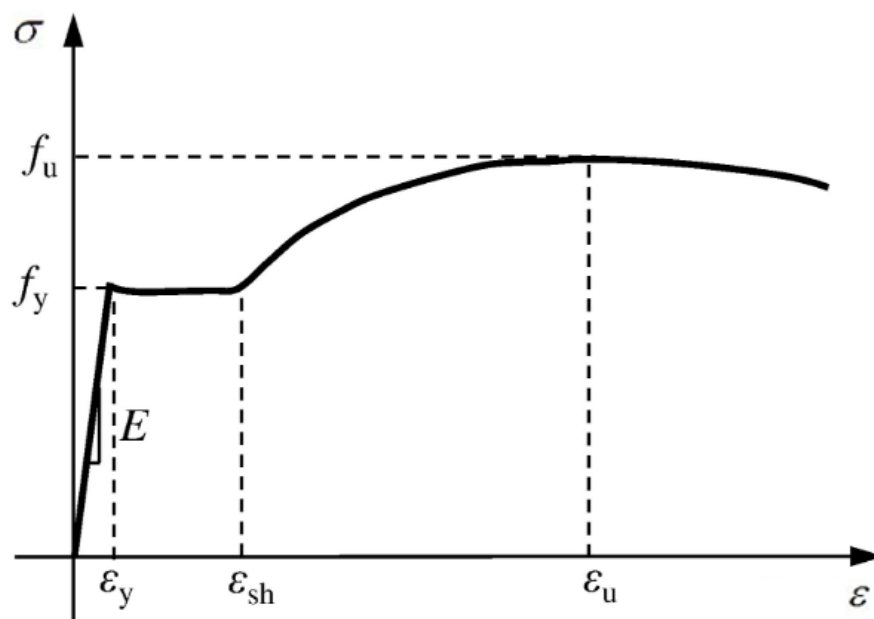
3.1 Stål

Stål er et materiale bestående av jern og karbon. Med forskjellige legeringer, behandlinger og fremstillingsmetoder kan stålets egenskaper tilpasses i stor grad ut fra dens hensikt. I betongkonstruksjoner brukes stål for å kompensere for den lave strekkfastheten til betong, i form av slakkarmering, spennarmering eller fiberarmering.

Slakkarmering i betongkonstruksjoner består vanligvis av kamstål. Dette er stenger eller nett av stål med en rillet overflate for å gi bedre kraftoverføring mellom betong og armering. I Norge produseres disse vanligvis med flytegrense 500 MPa og med en E-modul omkring 200 000 MPa (Sørensen, 2013).

Spennarmering i etteroppspente betongkonstruksjoner består vanligvis av grupperinger av kabler, bygd opp av et antall ståltråder. Dette er kaldtrukket stål med en mye høyere fasthet enn vanlig varmvalset kamstål, med flytegrense opp mot 1800 MPa (Sørensen, 2013). På grunn av den høye strekkfastheten, tåler spennarmeringen å bli strukket med en stor spenning, som igjen blir overført til betongen som trykkspenninger.

Felles for slakk- og spennarmering er materialoppførselen med en tilnærmet lineær elastisk oppførsel opp til flytegrensen. Videre går stålet gjennom et flyteplatå, etterfulgt av *strain hardening*. Strain hardening er en betegnelse på forsterkningen av et materiale ved plastiske deformasjoner. Fra høyeste kapasitet og før brudd, går materialet gjennom *strain softening*, hvor materialet gradvis mister kapasitet. En typisk spenning-tøyningskurve er gitt i Figur 3.1, og er gjeldende for oppførsel i både trykk og strekk.

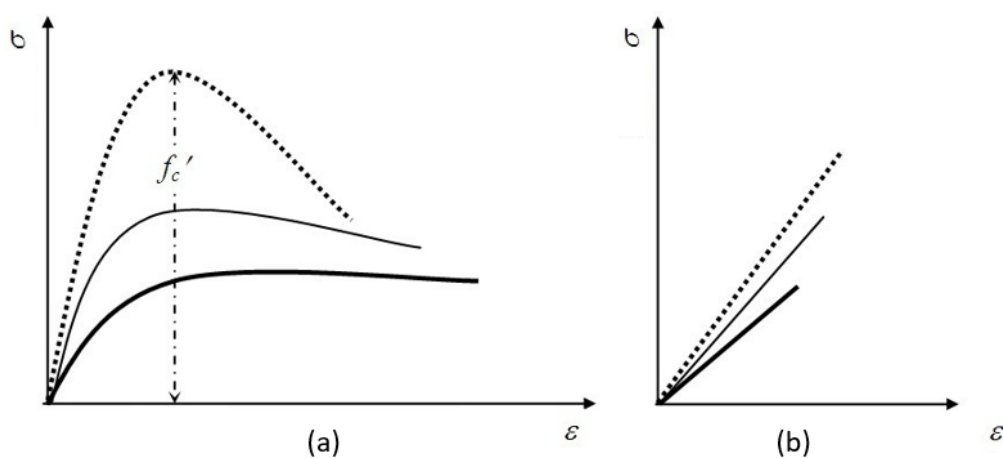


Figur 3.1 - Spenning-tøyningskurve for stål (Yun & Gardner, 2017)

3.2 Betong

Betong er et materiale som består av sement, vann og tilslag av sand- og steinmaterialer. Vannet blandes med sementpulveret, og danner en flytende masse kalt sementpasta. I de påfølgende dagene foregår det en kjemisk prosess kalt hydratisering, der sementpastaen herder og oppnår en styrke som binder tilslaget og sementpastaen sammen til byggematerialet kjent som betong (Thue, 2019). Med sin formbarhet, bestandighet og styrke er betong et attraktivt bygningsmateriale brukt til både store og små konstruksjoner som bruer, dammer, søyler, rør og mer.

Med sine ulike bestanddeler sees betong på som inhomogent på mikronivå, og selv om hver og en bestanddel hver for seg har en elastisk oppførsel, karakteriseres betong ved sin høyt uelastiske oppførsel. Figur 3.2 viser typiske last-deformasjonskurver for tre forskjellige betongtyper under trykk og strekk.



Figur 3.2 - Spenning-tøyningskurver for betong under (a) trykk og (b) strekk

Under trykk oppfører betong seg tilnærmet elastisk opptil omkring 40% avtrykkfastheten (Standard Norge, 2004). Videre pålastning gir varige deformasjoner før største kapasitet er nådd. Etter største trykkspenning mister betongen kapasitet før den går til brudd.

Betong under strekkbelastning oppfører seg veldig forskjellig fra betong under trykk. Som Figur 3.2.(b) viser, er det en lineær sammenheng mellom spenning og tøyning opp til betongens strekkfasthet. Fra denne belastningen risser betongen opp og mister all sin kapasitet.

Som kurvene i Figur 3.2(a) viser, oppfører betong av høyere fasthetsklasse seg mer stivt og sprøtt under trykk enn ved lavere fasthetsklasse. Dette kan forklares med at sementen som brukes i betong av høyere fasthet, kan tåle belastninger som også gir brudd i tilslaget. Bruddmønsteret som oppstår, kan dermed propagere gjennom både sementpasta og tilslag. I betong av lavere fasthetsklasse vil riss propagere kun gjennom sementpastaen og dens forbindelser til tilslaget, som gjør at bruddmønsteret blir mer ujevnt og med en gradvis degradering av materialet (Hsu & Hsu, 1994).

Med hensikt i å modellere armert betong hvor de ikke-lineære effektene til materialet er inkludert, er det viktig å fremstille materialets uelastiske oppførsel. Viktige punkter å inkludere vil være betongens største kapasiteter i strekk og trykk, plastiske tøyninger og ultimate tøyning, samtidig som interaksjonen mellom betong og armering tas hensyn til. Dette kommer vi tilbake til i Kapittel 6 der modellering av betong står mer sentralt.

4 Armeringskorrosjon

Den hyppigste årsaken til skader på betongkonstruksjoner er armeringskorrosjon (Gjerp & Opsahl, 1998). Dette kan skje på grunn av for liten overdekning, dårlig utførelse av betongen, karbonatisering eller kloridinntrenging. Armeringskorrosjon kan føre til at betongen avskalling og skaller av (Thue, 2019). Sammen med redusert styrke på armeringen kan dette gi alvorlig reduksjon av konstruksjonens bæreevne. I dette kapitlet vil årsaker til armeringskorrosjon og tiltak mot disse bli beskrevet.

4.1 Teori

Korrosjon er tæring på materialer ved kjemiske eller elektrokjemiske reaksjoner med omgivelser. Den vanligste formen for korrosjon er rust, som vil si luftoksidasjon av jern. Vann må ikke nødvendigvis være tilstede, men vil fungere som en katalysator for prosessen. Korrosjon av jern skjer ofte som følge av galvanisk korrosjon. Galvanisk korrosjon betyr at anodereaksjonen og katodereaksjonen skjer på ulike steder. Ved anoden vil jernet oksidere, mens det vil være en reduksjon av oksygen ved katoden. Forutsetningen for at disse reaksjonene skal skje er at det er metallisk galvanisk kontakt mellom anoden og katoden. Rust er produktet som dannes ved korrosjon av jern, og er en blanding av jernoksider og jernhydroksider. Det er derfor ikke mulig å skrive en enkel kjemisk formel for rust. Dersom det antas at sluttproduktet er jernhydroksidforbindelsen $Fe(OH)_3$ kan de to elektrokjemiske delreaksjonene beskrives slik:

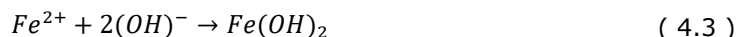
Anodereaksjon: Jernet kommer i kontakt med oksygen og vann og frigir elektroner.



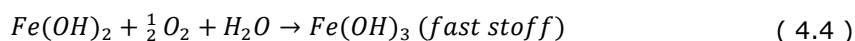
Elektroner vil føres til katoden der oksygen og vann reagerer og danner hydroksid, $(OH)^{-}$.



Videre vil jernionene og hydroksidene reagere og danne jern (II) hydroksid.



$Fe(OH)_2$ reagerer videre med oksygen slik at det dannes jern(III)hydroksid.



Jern(III)hydroksidet er en form for rust, og felles ut som et fast stoff. For armering i betongkonstruksjoner vil jernhydroksidet legge seg rundt armeringen. Dette kan føre til at heften mellom armeringen og betongen svekkes. Samtidig har korrosjonsproduktet ett større volum enn jernet det kommer fra og vil skape ett trykk mot betongen. Blir trykket stort nok vil betongen kunne risse opp og kapasiteten til betongkonstruksjonen svekkes. Riss i betongen kan også føre til at hastigheten på korrosjonsprosessen vil øke og at kapasiteten vil reduseres ytterligere.

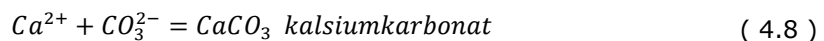
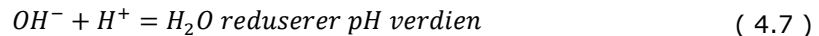
Ny betong har normalt en høy pH-verdi (pH=12.5-14). Dette skyldes at betongen inneholder kalsiumhydroksid, $\text{Ca}(\text{OH})_2$, som løses opp i porevann og danner hydroksid (OH^-). I tillegg inneholder sementen natrium- og kaliumforbindelser, NaOH og KOH , som løser seg lett i vann og gjør vannet enda mer basisk, opp mot pH-verdi 14. Ved så høye pH-verdier vil det dannes en oksidfilm som beskytter armeringen mot korrosjon. Oksidfilmen fungerer som en fysisk og beskyttende barriere mellom stålet og omgivelsene. Så lenge vannløsningen er tilstrekkelig basisk (pH>9.5) og ikke inneholder oppløste kloridsalter vil oksidfilmen beskytte stålet mot korrosjon.

4.2 Karbonatisering

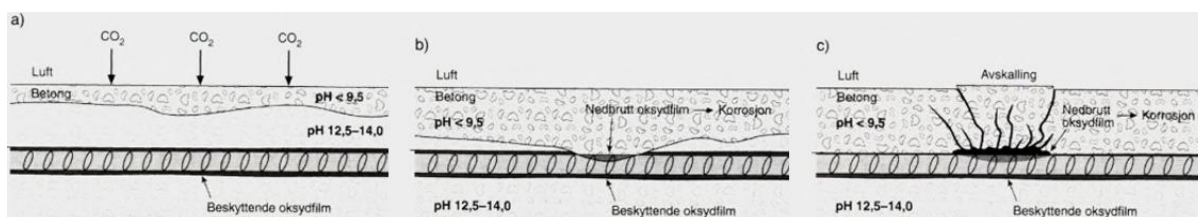
Karbonatisering er en kjemisk prosess mellom herdet betong og karbondioksid (CO_2). Armingskorrosjon forårsaket av karbonatisering kjennetegnes ved en jevn nedbryting over store områder på armeringen. All betong som er i kontakt med luft vil oppleve karbonatisering. Karbondioksid i luften vil trenge inn i betongen, og reagere med og nøytralisere det basiske porevannet. I prosessen vil CO_2 omdannes til karbonat (CO_3^{2-}) som reagerer med kalsium (Ca) og danner kalsiumkarbonat (CaCO_3). Gjennom denne prosessen vil pH-verdien synke til under 9.5 og oksidfilmen vil ikke lenger kunne beskytte armeringen mot korrosjon. Den kjemiske prosessen kan enkelt beskrives med følgende formler:



Deretter vil karbonatet og frie hydrogenion reagere med kalsium og hydroksid.



Figur 4.1 viser hvordan karbondioksid diffunderer inn i betongen og gradvis senker pH-verdien. I områder hvor pH-verdien ikke synker under 9.5 vil armeringen være beskyttet mot korrosjon selv om det er karbondioksid til stede.



Figur 4.1 – Karbonatiseringsprosessen (Gjerp & Opsahl, 1998)

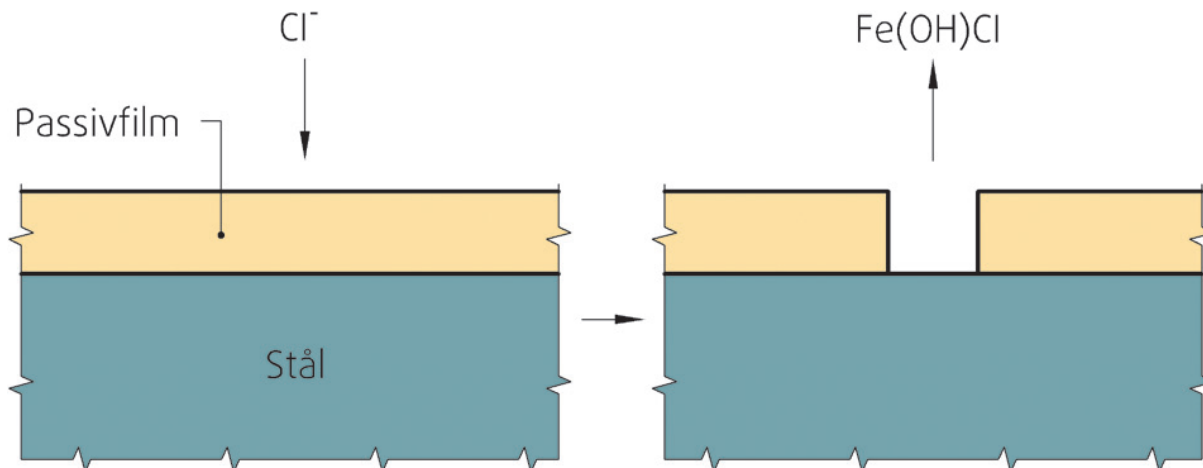
Overgangen mellom områder med pH over og under 9.5 kalles karbonatiseringsfronten. Hastigheten til karbonatiseringsfronten er avhengig av betongens tetthet, overdekning og den relative fuktigheten. Ved 50-60% luftfuktighet vil karbonatisering skje raskest (Gjerp & Opsahl, 1998). En dobling i overdekning vil øke karbonatiseringstiden med 4 ganger så lang tid. (Sintef, 2009)

4.3 Kloridinntrengning

Kloridsalter fra sjøvann (natriumklorid, NaCl) eller veisaltning (kalsiumklorid, CaCl₂) er lettløselige i vann og vil prøve å trenge seg inn betongen. I motsetning til karbonatisering dannes det ikke en stor front som angriper armeringen. I stedet vil det være en høy samling av kloridioner på overflaten som vil avta med dybden av betongen. Kloridionene vil transporteres langsomt fra områder med høy konsentrasjon til områder med lav konsentrasjon. Kloridionene vil reagere kjemisk med passivfilmen slik at det dannes en forbindelse av jernhydroksid og klorid.



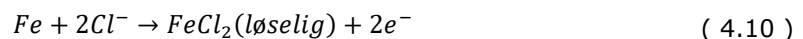
Denne forbindelsen er lettløselig i vann i motsetning til passivfilmen $Fe(OH)_2$. Deretter kan kloridioner reagere med den blottlagte armeringen, vist i Figur 4.2.



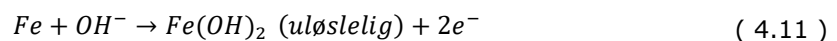
Figur 4.2 – Kloridioner som reagerer med passivfilmen og løser den opp (Sintef, 2009)

Samtidig vil hydroksid (OH⁻) reparere passivfilmen. Dermed er det to motsatte mekanismer som virker likt. Dette forklarer hvorfor betong med høy pH-verdi tåler mer klorid før korrosjon, enn betong med lav pH-verdi.

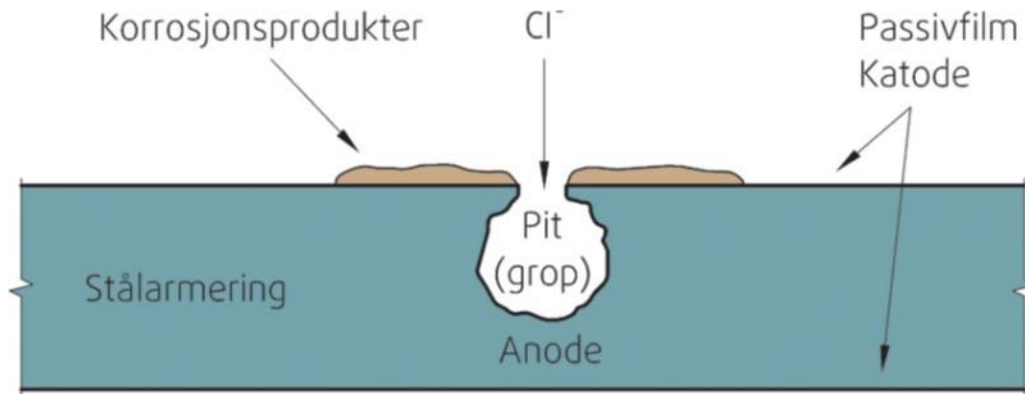
Kloridangrep:



Reparasjon av oksidfilm:



Forholdet mellom kloridioner og hydroksid har stor betydning for hvor fort korrosjon vil skje. Ved et lavt forhold vil stålet repassiveres og forhindre korrosjon. Hvis forholdet er stort nok vil det danne en utgraving i stålet. Dette kalles groptæring eller pittingkorrosjon. I slike groper kan pH-verdien bli veldig lav, som igjen vil øke korrosjonshastigheten. Korrosjon i slike groper kan dermed føre til rask reduksjon av tverrsnittet til armeringen.



Figur 4.3 – Pittingkorrosjon/groptæring (Sintef, 2009)

Den kritiske mengden kloridinnhold som kreves for at groptæring skal bli ett problem er vanskelig å fastslå generelt (Sintef, 2009). Det er for mange parametere som påvirker resultatet. Derfor må hvert enkelt tilfelle vurderes selvstendig. Det er likevel vanlig å bruke veiledende verdier som vist i Tabell 4.1.

Tabell 4.1 - Kloridinnhold og risiko for armeringskorrosjon (Sintef, 2009)

Kloridinnhold (% av sementvekt)	Korrosjonsrisiko
<0,4	Svært
0,4-1,0	Liten
1,0-2,0	Stor
> 2,0	Svært stor

Grunnen til at kloridinnholdet ikke kan generaliseres for mye er at betong har to naturlige «bremseklosser» som forhindrer korrosjon. Den ene er diffusjonsmotstanden mot oksygen, den andre er den dårlige elektriske ledeevnen. I tørr betong er det nettopp den elektriske ledeevnen som vil begrense korrosjonen selv om kloridinnholdet er stort. Tilsvarende vil det i svært fuktig betong være oksygenmangelen som vil bremse korrosjonen.

4.4 Korrosjon på spennarmering

Spennarmering vil, i likhet med vanlig armering, være utsatt for korrosjonsmekanismene karbonatisering og kloridinntrengning. Noe som skiller seg ved etteroppspent spennarmering fra vanlig armering er beskyttelsen mot korrosjon, der spennkablene ofte ligger inne i føringsrør fylt med sement, mørtel eller fettmasse. Disse fyllmassene er ment for å bidra til beskyttelse mot karbonatisering og kloridinntrengning ved å ha en høy alkalitet, med pH opp mot 13. Føringsrørene er vanligvis laget av metall eller robust plastikk, hvor sistnevnte viser seg å gi økt beskyttelse mot korrosjon.

Korrosjon i spennarmering vil ofte være mer kritisk enn korrosjon i vanlig armering (Castel, et al., 2009). Dette kommer av de høye spenningene som allerede er i spennkablene, som ofte er mellom 60 og 75 prosent av strekkapasiteten (Fuzier, et al., 2005). Med kabler bygget opp av små ståltråder i en allerede høy spenningstilstand, vil en liten endring i areal gi store spenningsendringer. I verste fall kan dette føre til flyt og kabelbrudd ved liten arealreduksjon.

Grad av forspenning påvirker også stålets oppførsel under korrosjon, der det viser seg at stål lastet mellom 80-100% av elastisk grense, har en drastisk reduksjon i levetid, sammenlignet med lavere lastet spennarmering (Vu, et al., 2009). En studie viser også at spennarmering utsatt for store spenninger, opplever 10-15% større arealreduksjon ved korrosjon enn armeringen av samme kvalitet uten forspenning (Castel, et al., 2009).

Armering med forspenningskraft vil dermed være både mer utsatt for korrosjon, samtidig som konsekvensene av korrosjon vil være mer alvorlige.

I tillegg til nevnte karbonatisering og kloridinntrenging, er spennarmering utsatt for tre ytterligere korrosjonsmekanismer:

Spenningskorrosjon

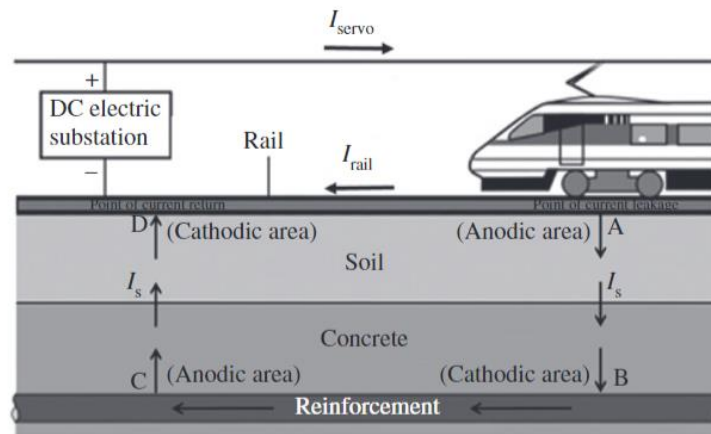
Spenningskorrosjon (engelsk: *stress corrosion cracking*) er nedbrytningen av et materiale gjennom en kombinasjon av strekkspenninger og korrosivt miljø. Et område som er utsatt for korrosjon og strekkspenninger vil utvikle små, nesten usynlige sprekker, hvor konsentrasjonen av spenninger øker. Disse sprekke gir en stor arealreduksjon på små forspenningstråder, og dermed en økning i de allerede høye spenningene. Spenningskorrosjon er en farlig form for korrosjon på grunn av de små sprekke som ikke vil være synlige på overflaten av betongen. Et brudd på armeringen kan dermed skje helt uten forvarsel. Det viser seg også at spenningskorrosjon gjør spennarmering mer sprøtt, ved å redusere stålets bruddtøyning, E-modul og flytegrense (Vu, et al., 2009). De to sistnevnte konsekvensene er ikke rapportert for ordinær slakkarmering.

Hydrogensprøhet

Hydrogensprøhet (engelsk: *hydrogen-induced corrosion cracking*) er en karakterisk endring av de mekaniske egenskapene til stålet i nærvær av løst hydrogen. Hydrogenatomene diffunderer inn i metallgitteret og danner hydrogenmolekyl. Dette skaper ett indre trykk i metallet og fører til sprekker. Bruddet kan ofte se sprøtt ut, og blir dermed omtalt som hydrogensprøhet. Denne formen for korrosjon er veldig sjelden, men kan forekomme i høyfast stål som i forspenningskabler (Fuzier, et al., 2005). Hydrogensprøhet kan oppstå ved bruk av katodisk beskyttelse fordi det vil lages en svak strøm som kan spalte vann til hydrogen. (Olden, 2015)

Stray current korrosjon

Stray current korrosjon kan oppstå ved for dårlig isolasjon av jernbaneskinner, eller trikkeskinner. Strømmen vil gå inn i betongen og videre til spennarmeringen. Spennarmeringen vil føre strømmen et stykke før den vender tilbake til jernbaneskinnene, vist i Figur 4.4. Der strømmen vender tilbake til jernbaneskinnene vil det oppstå korrosjon. Denne formen for korrosjon kan unngås ved å bruke god isolasjon, ha god metallisk kontakt mellom metallet som leder strøm eller bruke spennarmering som er ikke leder strøm.



Figur 4.4 - Eksempel på stray current korrosjon (Luca Bertolini, 2005)

4.5 Tiltak

Det er flere muligheter for å forhindre eller bedre kapasiteten mot korrosjon. Kvaliteten på betongen som blir brukt og hvordan arbeidet er gjennomført har mye å si for hvor motstandsdyktig konstruksjonen blir mot korrosjon. Samtidig finnes det elektrokjemiske tiltak som kan stoppe korrosjonsprosessen helt.

For å forhindre at CO₂ og kloridioner diffunderer inn i betongen har vann/bindemiddel forholdet (v/b-tallet) stor innvirkning. CO₂ diffunderer lettere inn i betong med høy porøsitet og dette bestemmes i stor grad av v/b-tallet. På samme måte vil inntrengingshastigheten til kloridioner synke med redusert v/b-tall. For å oppnå best bestandighet i betongen bør v/b-tallet ligge på omtrent 0.4 for å forhindre klorinntrenging og 0.4-0.6 for å hindre karbonatisering. (Standard Norge, 2014)

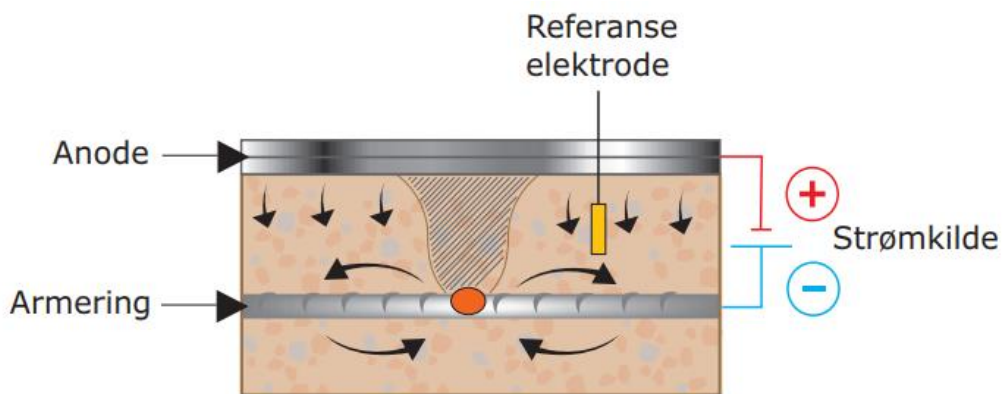
Videre er overdekningen en viktig parameter for å beskytte armeringen. En dobling av tykkelsen til overdekningen vil kunne gi en firedobling i tiden det tar før kloridioner eller CO₂ trenger inn til armeringen (Gjerp & Opsahl, 1998). Overflatebehandling av betongen er spesielt effektivt mot kloridinntrenging, men vil også gjøre det vanskeligere for CO₂ å trenge inn i betongen.

Hva slags tilslag som brukes i betongen vil påvirke bestandigheten. Ved bruk av mye sement vil det være mye kalsiumhydroksid og alkalier som må forbrukes i en karbonatiseringsprosess, og dette forsinkes karbonatiseringen.

Elektrokjemiske tiltak

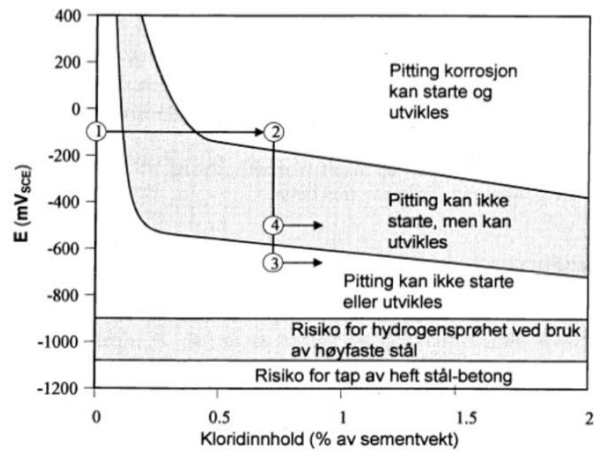
De nevnte tiltakene vil være forebyggende i form av at de gjør det vanskeligere for korrosjon å inntreffe. Ved elektrokjemiske tiltak, er det derimot mulig å stanse den pågående korrosjonsprosessen. De vanligste metodene å bruke innen elektrokjemisk beskyttelse er *katodisk beskyttelse*, *realkalisering* og *kloriduttrekking*. Felles for alle er at det brukes en påsatt strøm til å oppnå ønskelige kjemiske reaksjoner. For at dette skal være mulig er det nødvendig med elektrisk kontakt mellom alle delene. Strømkilden må være direkte koblet til armeringen og til et titannett som legges utenpå betongen. Se Figur 4.5. I tillegg er det nødvendig at porevannet fungerer som en elektrolytt slik at ladningen kan transporteres fra armeringen til titannettet. Titannettet fungerer som anode for prosessen, og på grunn av den påsatte strømmen vil armeringen gå fra å være anode til å bli katode. Hvordan hver og en av de ulike metodene fungerer og hva som er forskjellen på dem forklares under.

Katodisk beskyttelse kan gjennomføres på to måter, enten ved bruk av en offeranode eller ved å sette på en ekstern strømkilde. Førstnevnte metode er mye brukt i offshore-markedet, der båter og rør i havet bruker offeranoder til å forhindre rust. Dette forhindres ved at offeranoden plasseres på båten/røret og vil oksideres lettere enn metallet båten/røret er laget av. Dermed er det kun offeranoden som korroderer og må byttes ut ved jevne mellomrom. Den andre metoden går ut på å bruke en ekstern strømkilde og en ekstra anode til å hindre korrosjonsprosessen. Ved å påføre katodereaksjonen elektroner fra strømkilden vil områdene som var anodiske bli katodiske og korrosjonsprosessen stopper opp. Dette er mer vanlig å bruke på betongkonstruksjoner siden armeringen ligger inni betongen. Samtidig vil det være mer lønnsomt å bruke, ved at det ikke er en offeranode som må byttes ut (Riise & Gulliksrud, 2012). Måløybru skal bruke ekstern strømkilde for å stoppe korrosjonsprosessen og øke levetiden med opptil 30 år (Statens Vegvesen, 2019).



Figur 4.5 – Prinsippet ved katodisk beskyttelse (Faggruppen for Elektrokjemisk Behandling av Betong, (EBAB), 2017)

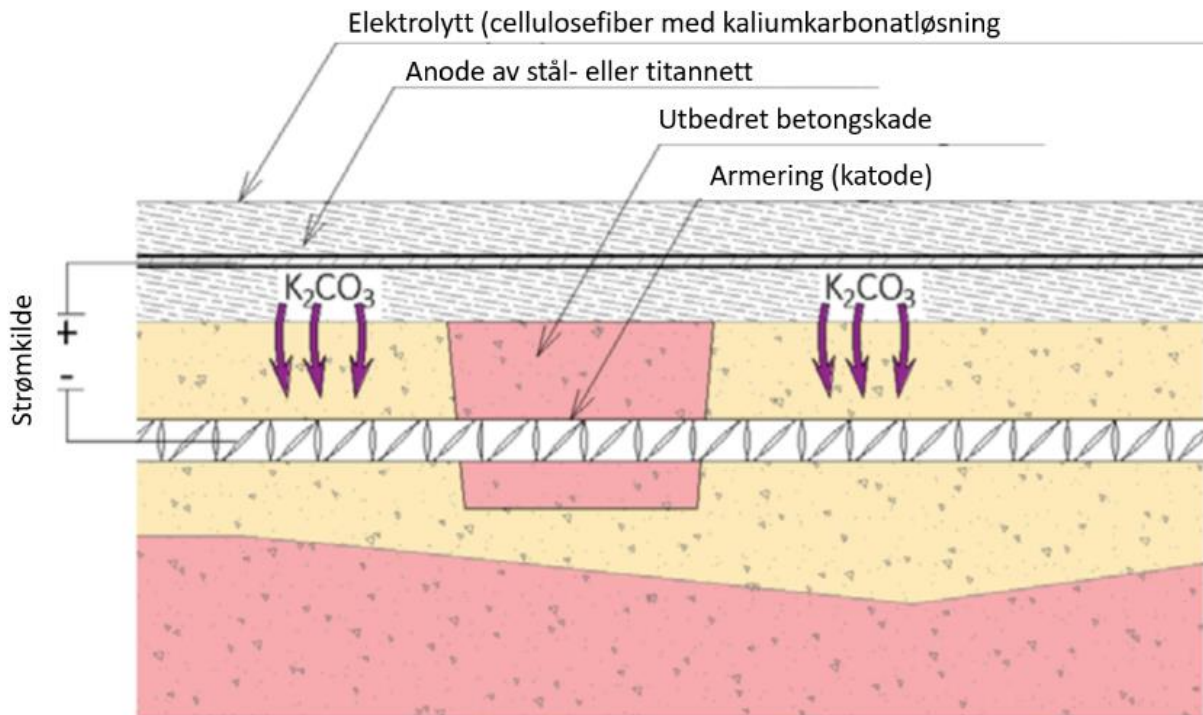
En katodisk beskyttelse vil ikke gjøre armeringen bedre rustet mot korrosjon, men kun stoppe den skaden som allerede har skjedd fra å utvikle seg videre. Ifølge (Standard Norge, 2019a) kan det brukes ulike typer anodesystemer ved bruk av katodisk beskyttelse med påtrykt strøm. Det kan blant annet bli brukt organisk belegg, metallisk belegg eller aktivert titan. Formålet med disse metodene er å fordele strømmen ut over hele anoden og til armeringen. Likestrømmen som tilføres må kontinuerlig overvåkes slik at spenningen ikke blir så stor at det blir fare for hydrogenessprøhet og samtidig ikke blir for lav slik at korrosjon likevel kan skje. Figur 4.6 viser hvordan spenningsnivået avgjør om korrosjon vil skje eller ikke.



Figur 4.6 - Skjematisk framstilling av armeringens oppførsel ved forskjellige potensialer og kloridinnhold (Skåtun, 2014)

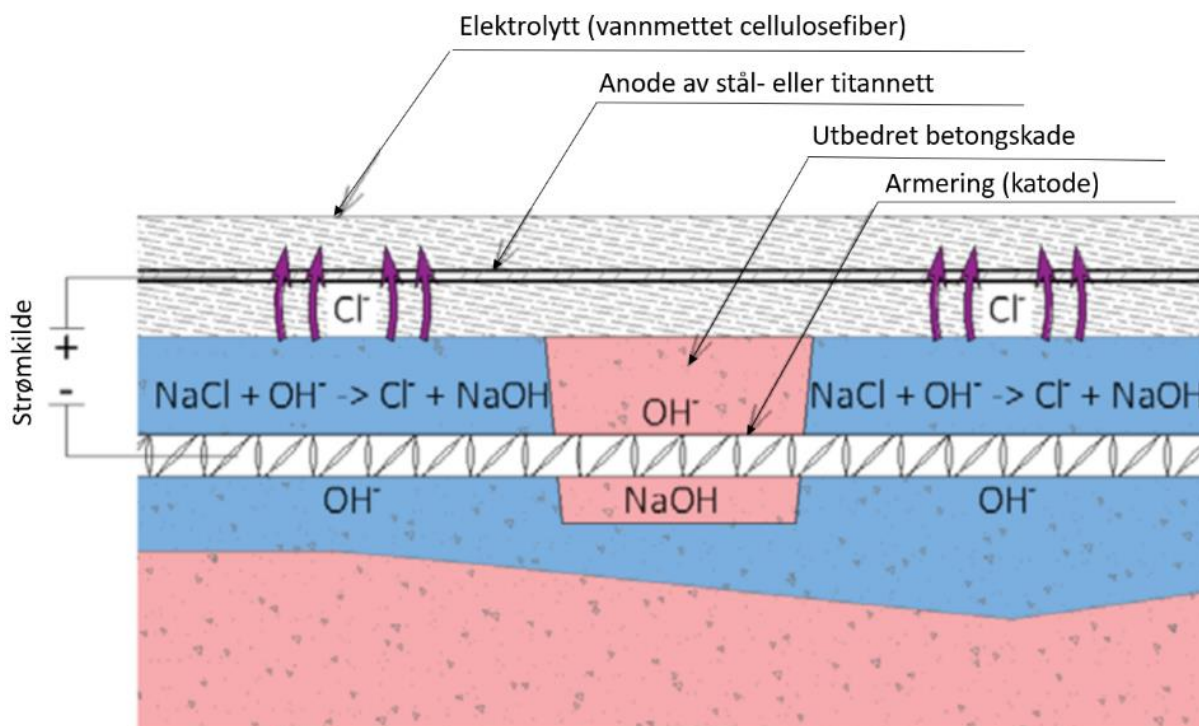
I nye konstruksjoner kan den samme teknologien og materialene som fra katodisk beskyttelse bli brukt. Dette kan gi store kostnadsbesparelser i levetidsbetraktninger og man vil kunne forhindre at korrosjon oppstår og ikke bare stoppe videre utvikling av korrosjon.

Realkalisering brukes til å bekjempe armeringskorrosjon i betong forsuret ved karbonatisering (Faggruppen for Elektrokjemisk Behandling av Betong, (EBAB), 2017). Dette kan gjøres ved å plassere et midlertidig titannett utenpå betongen, i en løsning av kaliumkarbonat (K_2CO_3). I tillegg til å danne elektrisk kontakt mellom betongen og titannettet, vil kaliumkarbonatløsningen trenge inn i betongen og øke alkaliteten, se Figur 4.7. Med elektrisk kontakt, settes det på en strømkilde på titannettet som gjør at porevannet i betongen spaltes i hydroksider og hydrogen-ioner. Disse hydroksidene vil bli transportert mot armeringen og øke pH-verdien. Dermed re-passiviseres armeringen og det dannes en ny passivfilm som beskytter mot korrosjon.



Figur 4.7 – Prinsippet ved realkalisering (Faggruppen for Elektrokjemisk Behandling av Betong, (EBAB), 2017)

Kloriduttrekking er i hovedsak ment å brukes på betong utsatt for kloridinntrenging, og på betong utsatt for både karbonatisering og kloridinntrenging (Faggruppen for Elektrokjemisk Behandling av Betong, (EBAB), 2017). Den påsatte strømmen vil tvinge kloridionene ut av betongen, fra armering til titannettet, se Figur 4.8. Dermed vil kloridinnholdet reduseres kraftig, og på samme måte som ved realkalisering vil porevannet spaltes slik at det blir et mer basisk miljø rundt armeringen og korrosjon er forhindret.



Figur 4.8 – Prinsippet ved kloriduttrekking (Faggruppen for Elektrokjemisk Behandling av Betong, (EBAB), 2017)

Som Tabell 4.2 viser er katodisk beskyttelse en beskyttelse form som krever at det kontinuerlig er påtrykt strøm for at den skal fungere. Mens de to andre metodene kun krever at strømmen er påtrykt over en viss periode. Det at katodisk beskyttelse er permanent vil føre til vedlikeholdsutgifter. Disse vil bli spart ved å bruke realkalisering eller kloriduttrekking som kun er midlertidige.

Tabell 4.2 – Forskjeller mellom de elektrokjemiske beskyttelsesvariantene

Metode	Varighet	Typisk strømtetthet
Katodisk beskyttelse	Permanent	10mA/m ²
Kloriduttrekk	4-6 uker, maks 10 uker	1 A/m ²
Realkalisering	3-5 dager, maks 12 dager	1 A/m ²

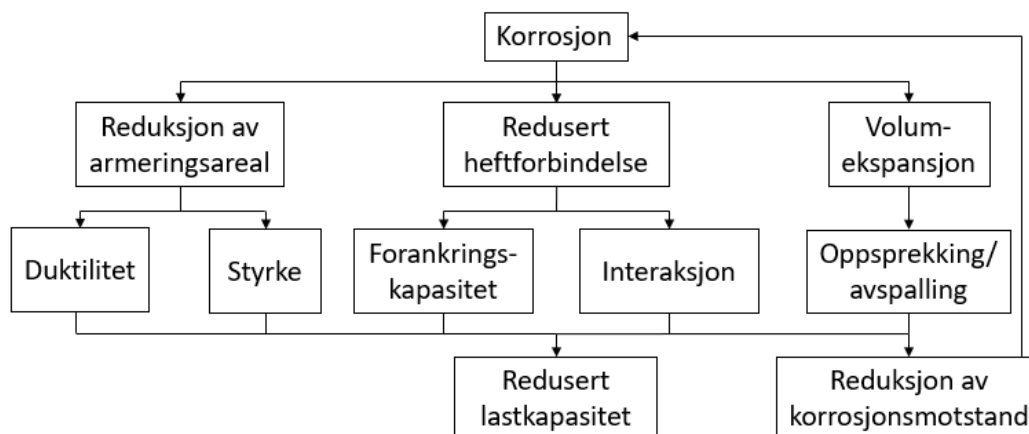
5 Korrosjons påvirkning på konstruksjonen

I forrige kapittel ble det redegjort for fenomenet armeringskorrosjon, samt forklart hva som skjer med armeringsjern, betongen og samvirket mellom dem. Felles for mange av studiene som er gjennomført på korrosjonsskader, er at de gjelder for betong utført med slakkarmering av kamstenger. I tillegg ligger fokuset på mange av de lokale effektene, som for eksempel volumekspansjon av armering og heftkapasitet. Interessen i denne oppgaven ligger i hovedsak på hvordan korrosjonsskadede spennarmering påvirker betongbruers globale oppførsel, noe det finnes mindre relevant litteratur og studier ute på.

(Kaneko, et al., 2018) studerer hvordan kabelbrudd påvirker den konstruksjonsmessige oppførselen til betongbjelker, og kommer frem til at de største utslagene av kabelbrudd viser seg på et lokalt nivå. På globalt nivå, i form av lastbærende kapasitet og nedbøyninger, er utslagene mindre. Med det så menes det at det er de lokale spenningene i områder rundt kabelbruddet som påvirkes mest, og dermed også tøyninger og rissdannelser. Studiet viser at lokasjon for kabelbrudd er av stor betydning, der områder med store bøyepeninger utsatt for kabelbrudd vil gi rissdannelser og en reduksjon av bøyestivhet.

(Mousa, 2015) fokuserer mer på hvordan tap av heft påvirker oppførselen under bøyemomenter på bjelker. Konklusjonene er at bjelker med soner uten heft på strekkarmeringen, har en lavere risslast enn bjelker med full heft til armeringen. Størrelsen på området uten heft er også av betydning, da større områder bidrar til færre riss men med større bredde. De samme konklusjonene støttes også av (Brenkus, et al., 2017).

Figur 5.1 oppsummerer mekanismene som skjer ved korrosjon og konsekvensene de medfører. I dette kapittelet blir det redegjort for hvordan korrosjon påvirker den lastbærende kapasiteten på armerte betongkonstruksjoner, gjennom duktilitet, styrke, heft og avflakking. I tillegg vises det hvordan man kan ta hensyn til disse effektene ved å modifisere materialeegenskaper, interaksjon mellom betong og armering og å legge inn reforankring av spennkraft. I neste delkapittel vises det hvordan enkelte av disse skadescenarioene kan modelleres i Abaqus.



Figur 5.1 – Korrosjonsmekanismer og konsekvenser, reproduisert fra (Cairns & Millard, 1999)

5.1 Endring av mekaniske egenskaper

Endringen av stålets mekaniske egenskaper som følge av korrosjon har blitt studert av mange forskere, blant annet (Apostolopoulos & Papadakis, 2008) og (Zhang, 2012). I følge (CEB-fib, 2000) kan man dele korrosjon inn i to kategorier; generell og lokal korrosjon. Generell korrosjon er tilfellet når armeringen blir uniformt påvirket av korrosjon langs armeringen, mens lokal korrosjon lager lokale groper hvor korrosjon angriper. Førstnevnte knyttes dermed til karbonatisering, som forklart i Kapittel 4, mens lokal korrosjon er knyttet til kloridinntrenging. Både generell og lokal korrosjon har stor påvirkning på stålets egenskaper.

Med et redusert tverrsnitt over en mindre lengde, vil tøyninger og spenninger øke. Med store lokale tøyninger i armeringen, vil hele betongkonstruksjoner gå til brudd ved mindre tøyninger enn de ville tålt uten skade. Korrodert armering kan derfor sies å være mer sprøtt, som følge av den reduserte duktiliteten. En studie viser at ved kun 10% ikke-uniform reduksjon av tverrsnittsarealet, kan duktiliteten til armeringsjern reduseres til lavere enn krav satt i prosjekteringsstandard (Du, 2005). For spennarmering reduseres også andre stålegenskaper som flytegrense og maksimal spenning, ved økende grad av korrosjon (Paciorek, et al., 2017). Som nevnt i Kapittel 4, er dette enda mer dramatisk for armering under høye spenninger, der høyere spenninger i spennarmering kan fremskynde korrosjonsprosessen.

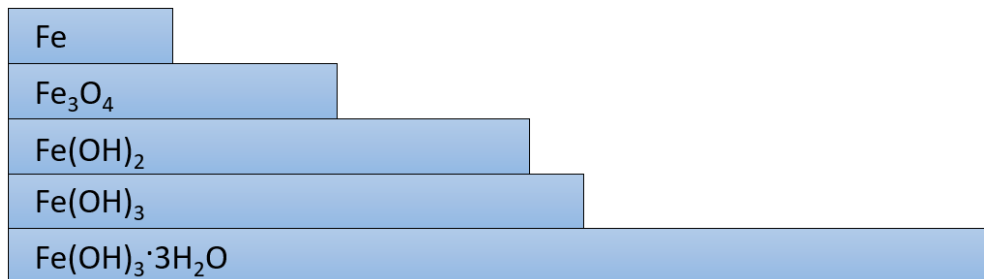
For å ta hensyn til dette ved modelleringen av korrosjonsskadet betong, kan man simulere korrosjonsskadede områder ved å endre materialegenskapene til armeringen. Avhengig av type armering (aktiv/passiv) og grad av korrosjon, gir Tabell 5.1 følgende endringer i materialet.

Tabell 5.1 - Endring i mekaniske egenskaper for slakk- og spennarmering

Type armering	Mekanisk egenskap
Slakkarmering	Redusert duktilitet
Spennarmering	Redusert duktilitet, flytegrense og E-modul

5.2 Indre trykk og avspalling

De ulike rustproduktene som dannes gjennom en korrosjonsprosess av armering, har varierende volum. Felles for de er at alle tar opp et større volum enn det opprinnelige stålet (Sintef, 2009). Figur 5.2 viser det relative volumforholdet mellom jern og rustproduktene som oppstår gjennom korrosjon. Som figuren viser kan rustproduktene ha opptil 6 ganger så stort volum som jern. På grunn av det økende volumet, vil trykket på betongen kunne bli så stort at riss danner seg på overflaten. Ved karbonatisering vil dette skje over en distanse som fører til langsgående sprekker og avskalling av betongen.



Figur 5.2 – Volumforhold jern og korrosjonsprodukter, reproduisert fra (Sintef, 2009)

5.3 Redusert heft og forankringslengde

Heft mellom betong og armering er forbindelsen som fester de to delene sammen. Studier viser at denne forbindelsen bestemmes av de tre mekanismene kjemisk adhesjon, friksjon og mekanisk sammenkobling (Lutz & P., 1967) (Tepfers, 1979). Den kjemiske adhesjonen er svake kjemiske bånd mellom stålet og den herdede sementpastaen i betongen. Allerede ved små spenninger kan disse båndene brytes. I tilfeller hvor adhesjonen brytes, bestemmes heften av friksjon mellom de to materialene og mekanisk sammenkobling.

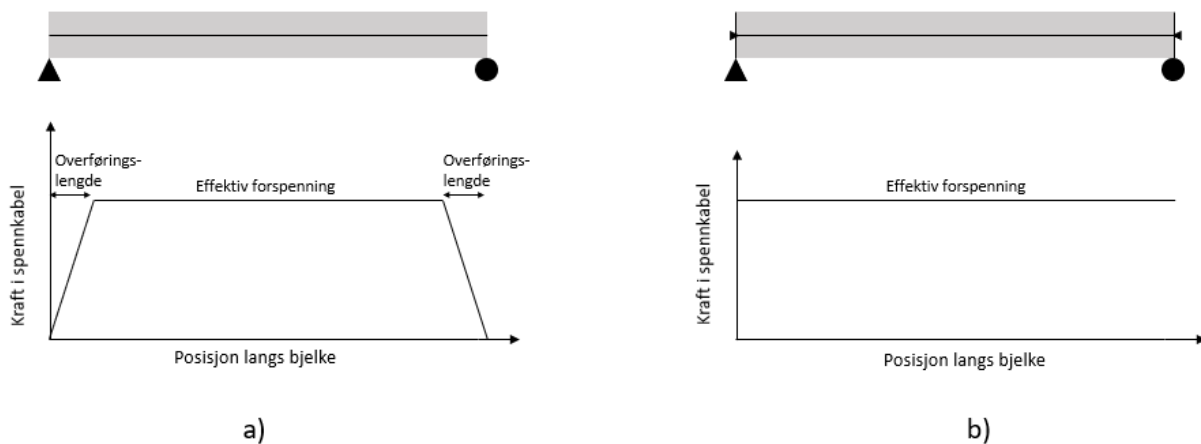
Betydningen av heft mellom armering og betong er veldig avhengig av typen armering og spesielt hvilken forspenningsmetode som benyttes. Selv om det i denne oppgaven fokuseres på etteroppspent armering med injiserte føringsrør, redegjøres det kort om betydningen av heft for andre system, slik at dette kan brukes i simuleringen av ulike skadescenarioer.

Føroppspent armering: denne forspenningsmetoden er mest brukt på dekker og bjelker som produseres i fabrikk. Armeringen spennes opp mellom to motholdskonstruksjoner, før betongen fylles i formen og herder. Når betongen har oppnådd tilstrekkelig styrke, kuttet armeringen og trekker seg selv og betongen sammen. I enden av betongen, bruker armeringen en viss lengde på å overføre den fulle forspenningskraften til betongen. Dette kalles forankringslengde, og er avhengig av heften mellom armeringen og betongen.

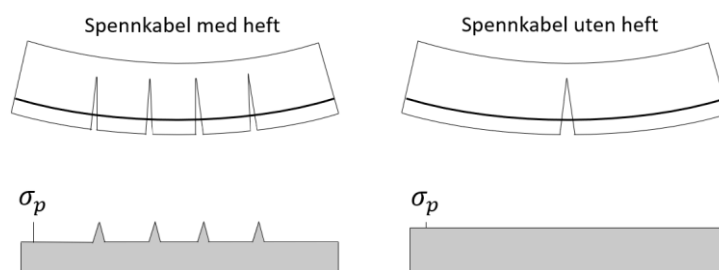
Etteroppspent armering uten injiseringsmasse: dersom føringsrørene ikke fylles med injiseringsmasse, vil all trykkraft på betongen påføres i forankringene. Dette gjør at betongen er svært utsatt dersom det skulle oppstå et brudd på armeringen, siden all spennkraft vil forsvinne.

Etteroppspent armering med injiseringsmasse: på samme måte som ved uten injiserte føringsrør, vil den etteroppspente betongen trykkes sammen i forankringssonene. I tillegg til noe økt stivhet i tverrsnittet, vil betongen stille sterkere dersom det oppstår et brudd på armeringen, på grunn injiseringsmassen. Ved et eventuelt brudd vil den samme overføringsmekanismen av spennkraft skje som ved føringsrør betong, altså over en viss forankringslengde.

Figur 5.3 viser spenningstilstanden i de ulike tilfellene, for både armering og betong, mens Figur 5.4 viser hvordan heftforbindelsen mellom betong og armering vil påvirke fordeling og størrelse på riss.

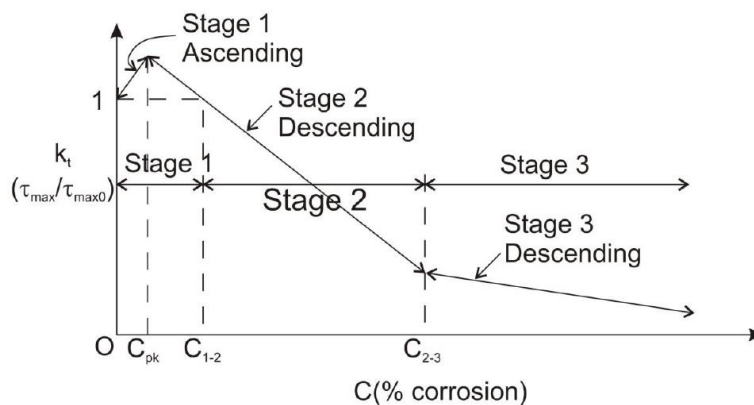


Figur 5.3 - Kraft i spennkabel ved a) kraftoverføring ved heft og b) kraftoverføring ved endeforankring



Figur 5.4 - Påvirkning av heft på rissfordeling og spenning i kabel, reproduisert fra (Balazs, et al., 2016)

Ved korrosjon på armering viser studier at heften svekkes (Fang, et al., 2004) og (Feng, et al., 2015). Avhengig av hvor ru overflate det er på armeringen samt graden av trykk på armeringen (engelsk: *confinement pressure*), viser forsøkene at ved lav grad av korrosjon øker heftkapasiteten noe, mens ved middels og høyere grad av korrosjon synker heftkapasiteten. Dette forklares med at på det tidlige stadiet, vil korrosjonsproduktet gi en noe mer ru overflate samt øke kontaktrykket mellom armeringen og betongen. Dette gir en høyere friksjon i kontaktflaten mellom betong og armering, og dermed øker heftforbindelsen. Ved høyere grad av korrosjon vil denne effekten reduseres og heftkapasiteten minker. Figur 5.5 viser heftkapasitet (engelsk: *bond strength*) opp mot grad av korrosjon.

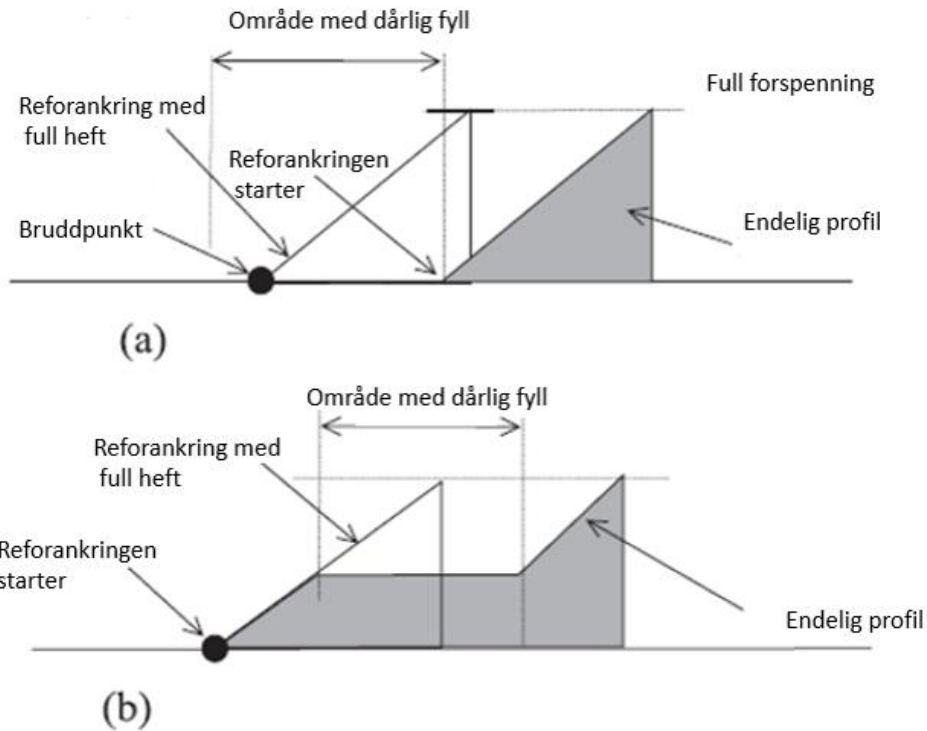


Figur 5.5 – Heftkapasitet ved økende grad av korrosjon (Fang, et al., 2004)

Mesteparten av studiene som er gjennomført på heftkapasitet og grad av korrosjon er gjort på passivarmering med kammer. Dette gjør modellene lite hensiktsmessige å bruke for vår simulering av korrosjonsskadet spennarmering, der spennarmeringen består av tvinnede ståltråder. I tillegg er disse studiene ofte basert på *pull out*-tester, der armeringen ikke er forankret i endene på betongen.

Tap av heft mellom betong og armering er allikevel av interesse dersom spennkabler går til brudd, som følge av korrosjon. Konsekvensene av dette bruddet, vil som sagt være avhengig av om det er en heftforbindelse mellom armeringen og betongen. I denne oppgaven fokuseres det på etteroppspent betong med injiserte føringsrør som bidrar til heft langs armeringen, og konsekvensene ved fullt brudd på denne typen armering studeres nærmere.

Fullt brudd på kabel kan skyldes lokal korrosjon som følge av kloridinntrengning. Ved fullt brudd vil spenningen i armeringen rundt dette snittet reduseres til null fordi det ikke vil være noe som holder armeringen igjen fra å trekke seg sammen. I løpet av en viss lengde, kalt reforankringslengden, bidrar heften mellom betong og armering til at all forspenningskraft i armeringen blir overført til betongen. Heftforbindelsen, som er avhengig av de tre nevnte mekanismene, vil også påvirkes av hvor godt gjennomført injiseringen av føringsrørene er. Ved fullstendig injisering kan man anta god heftforbindelse, og spenningen bygger seg opp på vanlig vis. Ved ufullstendig injisering, vil spenningen opparbeidet holdes konstant, inntil nytt område med injisering er med på å opparbeide spennkraft. Prinsippet ved reforankring og påvirkningen av fyll og heftkvalitet vises i Figur 5.6.



Figur 5.6– Reforankring av armering ved (a) dårlig fyll ved brudd og (b) dårlig fyll innen reforankringslengden, reproduisert fra (Cavell & Waldron, 2000)

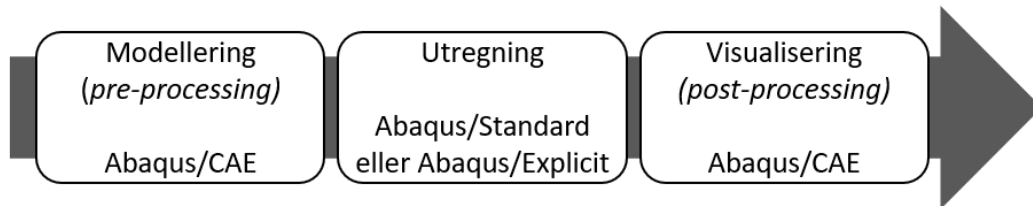
I Eurokode 2 (EK2) er det gitt formler for utregning av forankringslengde som vil bli brukt i denne oppgaven. Punkt 8.10.2.2 (2) gir følgende uttrykk for å beregne overføringslengden l_{pt} der forspenningskraften P_0 er fullstendig overført til betongen:

$$l_{pt} = \alpha_1 * \alpha_2 * \phi * \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad (5.1)$$

Her er α_1 en koeffisient for gradvis eller plutselig avspenning på henholdsvis 1.0 eller 1.25. α_2 er en koeffisient som sier noe om geometrien til spennkablene, og er 0.25 for sirkulære tverrsnitt og 0.19 for tau med 3 og 7 tråder. ϕ er spennkablens nominelle diameter, σ er spenningen i kablet rett etter avspenning og f_{bpt} er heftspenningen. Heftspenningen bestemmes ut fra strekkfastheten til betongen.

6 Modellering i Abaqus

Abaqus er en programvare som brukes til elementmetode-analyser og datastøttet ingeniørarbeid. For modellering, analyse og visualisering av resultater, tilbyr Abaqus de tre produktene Abaqus/CAE, Abaqus/Standard og Abaqus/Explicit innen konstruksjon.



Figur 6.1 – Produkter tilbudt fra Abaqus FEA og deres rekkefølge ved bruk

Som Figur 6.1 illustrerer, kan Abaqus/CAE brukes til både modellering av konstruksjoner og visualisering av resultater. For analyse og utregning av resultater, velges enten Abaqus/Standard eller Abaqus/Explicit som henholdsvis benytter implisitt og eksplisitt integrasjon. Begge integrasjonsskjemaer er kapable til å regne ut lineære og ikke-lineære problemer, men for dynamiske og avanserte kontakt- og ikke-lineære problemer anbefales Abaqus/Explicit.

I denne oppgaven er Abaqus/CAE brukt til både modellering og visualisering, med Abaqus/Standard for beregning av resultater. Dette kapittelet vil derfor handle om hvordan Abaqus/CAE er brukt til å modellere Måløybrua og korrosjonsskadet spennarmering. Hensikten med dette er å redegjøre for valgene som har blitt gjort, vise hvordan teorien fra Kapittel 4 og 5 brukes, og som en veiledning til bruk av Abaqus som modelleringsverktøy.

Viktige valg ved modelleringen som vil forklares er

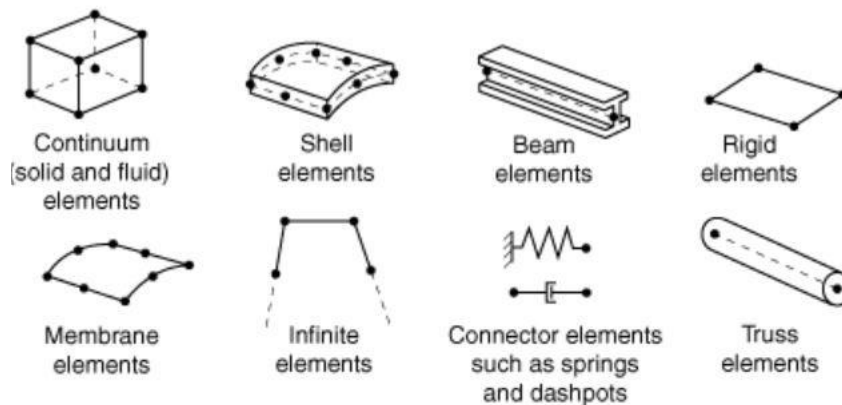
- Valg av elementtyper
- Randbetingelser
- Geometri til bruseksjon og armering
- Materialmodeller
- Interaksjon mellom betong og armering
- Forspenning i spennarmeringen
- Egenlast og trafikklaster

6.1 Elementtyper

I FE-modellering deles opp og diskretiseres en modell inn i et system av elementer. For hvert element løses det numeriske ligninger, som til sammen gir den globale reaksjonen på modellen. For å fange den *riktige* oppførselen til den diskretiserte modellen, er det derfor viktig å bruke egnede elementer. Ett element kjennetegnes ved hvilken elementfamilie det tilhører, antall noder på elementet, antall frihetsgrader, hvilken matematisk formulering det baseres på og hvilke integrasjonsregler som er brukt.

Elementfamilie

Figur 6.2 viser de mest brukte elementfamiliene som finnes i Abaqus. Valg av elementfamilie er avhengig av faktorer som geometri og laster på konstruksjonen. For eksempel kan ikke 2D-elementer som *beam* og *truss elements* brukes til å modellere kompliserte tredimensjonale modeller. Tilsvarende kan ikke *membrane elements* brukes til å modellere en plate under bøyning, fordi den kun tar opp krefter i planet. I denne oppgaven vil de aktuelle elementfamiliene være *continuum*, *shell*, *beam* og *truss elements*, for modellering av bruseksjon og armering.



Figur 6.2 – Elementfamilier i Abaqus (Simulia, 2014)

Antall noder

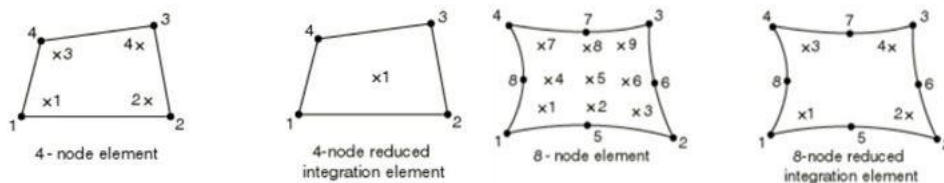
Elementer med noder kun i hjørnene, slik som et 8-noders solid element (C3D8), bruker en lineær interpolasjon mellom nodene til å regne ut variabler som forskyvning og rotasjon. Disse elementene blir ofte kalt første-ordens elementer. Med noder mellom hjørnenodene, slik som et 20-noders solid element (C3D20), har elementene en kvadratisk interpolasjon og blir kalt andre-ordens elementer. Valg av antall noder er med på å bestemme resultatenes nøyaktighet og beregningstid, der første-ordens elementer generelt gir lavere nøyaktighet men kortere beregningstid.

Frihetsgrader

Elementets frihetsgrader er variabler som blir regnet ut i løpet av en analyse, og er med på å bestemme størrelsen på problemet. Dersom enkelte frihetsgrader ikke er av interesse, bør man velge et element med kun de aktuelle frihetsgradene for å redusere beregningstiden. Et godt eksempel på dette er ved modellering av armerte betongkonstruksjoner, der det er av liten interesse å vite bøyemomentet i armeringsstengene, men heller hvor stort strekk de er utsatt for. Truss elements har kun translasjonsfrihetsgrader i nodene, er derfor å foretrekke fremfor beam elements som i tillegg har rotasjonsfrihetsgrader.

Integrasjonsregel

Et integrasjonspunkt er et punkt i et element hvor integraler blir evaluert numerisk. Disse brukes til å beregne flere av variablene som spenninger og tøyninger. Ved å redusere antallet integrasjonspunkter vil man få en mer effektiv beregningstid ettersom færre utregninger kreves, men dette kan igjen gi lavere nøyaktighet og problemer knyttet til *hourglassing*. Eksempelvis bruker andre-ordens kubiske volumelementer (C3D20) 27 integrasjonspunkter, mens det ved redusert integrasjon (C3D20R) kun brukes 8 integrasjonspunkter. Dette gjør at det kreves nesten 3,5 ganger så mange utregninger for et C3D20-element enn for C3D20R (Simulia, 2014). Figur 6.3 viser noder og integrasjonspunkter for et kubisk solid continuum element.



Figur 6.3 – Noder og integrasjonspunkt på et 3D solid element (Simulia, 2014)

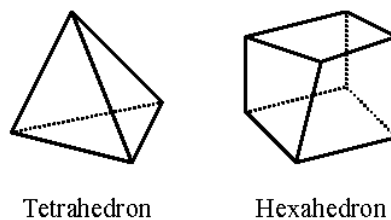
Formulering

Et elements formulering henviser til den matematiske teorien som beskriver elementets oppførsel. For eksempel kan elementer innen den samme familien ha ulik matematisk formulering, fordi én formulering passer bedre til én spesiell geometri, slik som shell elements har ulike formuleringer for tynne, tykke og generelle plater. Noen elementer er også bygd på ulike formuleringer slik at de for eksempel gir bedre nøyaktighet i problemer som involverer bøyning.

Valgte elementer til brukasse

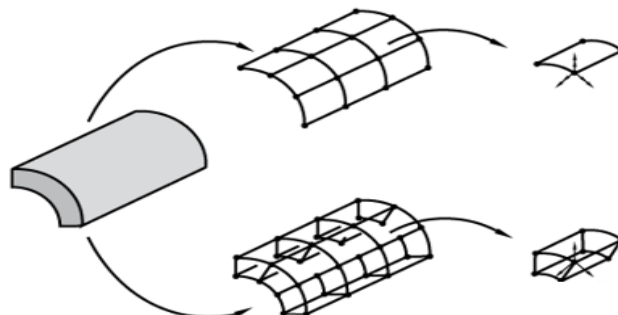
Måløybrua har et kassetverrsnitt med varierende høyde på steg, varierende tykkelse på bunnplate, og et komplisert oppsett med armering. Siden hensikten med deler av oppgaven er å studere dannelse av riss, faller valget fort på å modellere brua i tre dimensjoner. I tre dimensjoner kan bruseksjonen modelleres med continuum solid elements eller med shell elements.

Innenfor continuum solid elements i 3D kan man velge mellom *tetrahedral* eller *hexahedral elements*, vist i Figur 6.4. Tetrahedrene er allsidige pyramidelignende elementer som enkelt diskretiserer kompliserte former. Hexahedrene er kubiske elementer som helst skal være så terningformet som mulig for å oppnå nøyaktige løsninger. Med terningformede hexahedrer opplever man generelt en like nøyaktig løsning som ved tetrahedrer, men til en lavere kostnad grunnet bedre konvergens (Simulia, 2014).



Figur 6.4 – De to typene continuum solid elements i Abaqus (Yamakawa & Shimada, 2002)

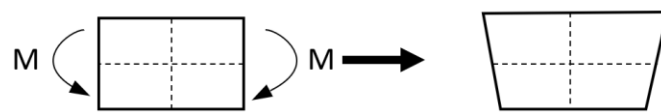
Innenfor shell elements finnes det to hovedtyper, vist i Figur 6.5. Den ene, kalt *conventional shell element*, er elementer med en referansegeometri og definert tykkelse. Den andre typen kalles *continuum shell elements* og defineres ut fra den diskretiserte geometrien. Sistnevnte har kun translasjonsfrihetsgrader, og er derfor veldig lik continuum solid elements. Forskjellen ligger i den matematiske formuleringen bak elementene, der continuum shell elements er definert med en annen kinematisk og konstitutiv oppførsel. Fordelen ved å bruke shell elements er at de bedre håndterer elementer med liten tykkelse i forhold til lengde og bredde. Dette hadde tillatt modellen å ha færre og større elementer og kunne dermed rettferdiggjort å bruke continuum shell elements til å modellere brukassen. Men siden det er av interesse å spore rissdannelser i betongen, bør elementene ha en liten størrelse og da kan continuum solid elements med hexahedral form brukes.



Figur 6.5 - Conventional (øverst) og continuum (nederst) solid shell element (Simulia, 2014)

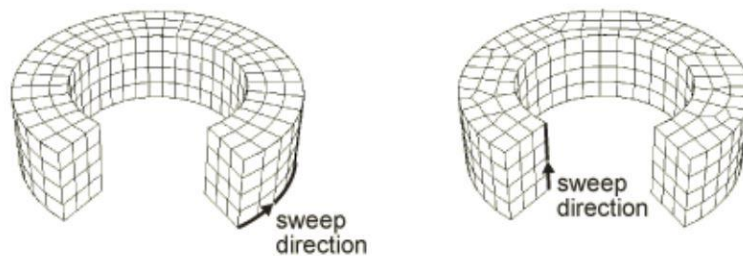
Det er valgt å bruke continuum solid elements med hexahedral elements. Dette fordi continuum solid elements er den vanligste elementfamilien å bruke på 3D modellering og generelt gir nøyaktige resultater (Simulia, 2014). På bakgrunn i at brukassens tverrsnitt enkelt kan modelleres ved bruk av kubiske terninger er det valgt å bruke hexahedral elements fremfor tetrahedral.

Videre velges det å bruke redusert integrasjon og *hourglass control* på bruseksjonens elementer, heretter kalt C3D8R elementer. Med redusert integrasjon vil C3D8R elementene ha ett integrasjonspunkt plassert i elementets tyngdepunkt. Dette kan gi problemer knyttet til hourglassing, som er et fenomen der elementer deformeres uten å generere spenning og tøyning i integrasjonspunktet. Figur 6.6 illustrerer fenomenet, der et element deformeres uten at de stiplede strekene endrer lengde eller vinkel. Med hourglass control bruker Abaqus innebygde funksjoner for å kontrollere at elementer ikke deformeres fritt, uten at det genereres spenning og tøyninger.

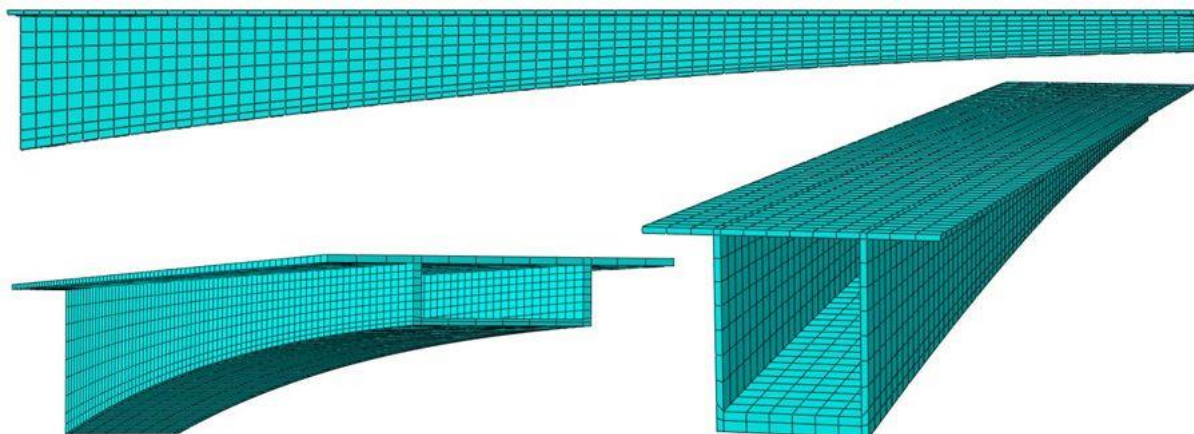


Figur 6.6 – Hourglassing (Simulia, 2014)

Figur 6.8 viser den ferdig modellerte bruseksjonen, der det er delt opp i et symmetrisk elementnett med relativt små elementer av tilnærmet kubisk form. Til dette er det brukt metoden *Swept meshing*, som går ut på å lage elementnettet på en side av modellen, for så å kopiere nodene i ett-og-ett lag med elementer bortover, vist i Figur 6.7. På denne måten får man enkelt et symmetrisk elementnett med forhåndsbestemt lengde på hvert lag av elementer.



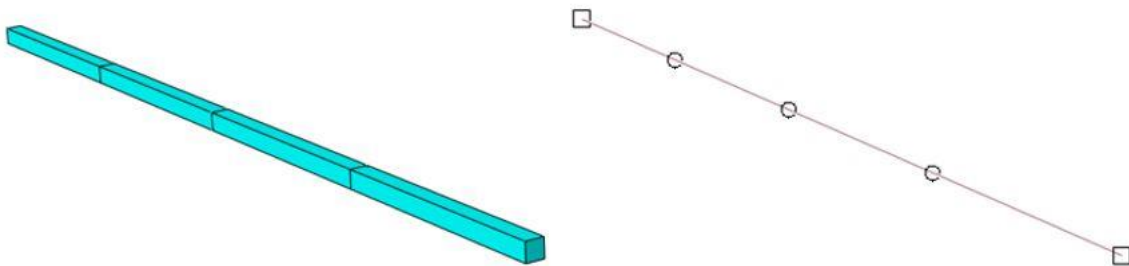
Figur 6.7 - Swept meshing (Simulia, 2014)



Figur 6.8 - Modellert bruseksjon

Modellering av armering

Til å modellere armeringen i Måløybrua, vil de aktuelle elementtypene være truss, beam eller continuum solid elements. Ved å definere armeringen som *Wire* når de tegnes i Part, kan man velge todimensjonale elementer som truss og beam elements. Dette er hensiktsmessig siden de har færre noder og frihetsgrader enn continuum solid elements. Igjen er truss elements å foretrekke fremfor beam elements siden det i hovedsak er de aksielle kreftene som er av interesse, slik at antallet frihetsgrader kan reduseres. Figur 6.9 viser to eksempler på diskretiseringen av en armeringsstang. Til venstre et armeringsjern tegnet som 3D solid, med hvert element bestående av åtte noder og totalt 24 frihetsgrader. Til høyre et armeringsjern tegnet som 3D wire, hvor hvert element har to noder og totalt 6 eller 12 frihetsgrader, henholdsvis ved truss eller beam element.



Figur 6.9 – Armering tegnet som 3D solid (venstre) og 3D wire (høyre)

I denne oppgaven er det valgt å bruke truss elements for både den aktive og passive armeringen, på bakgrunn av at det gir kortere beregningstid og samtidig beregner de aktuelle output variablene. Det ble lenge vurdert å bruke solid elements, slik at man kunne definere interaksjonen mellom armering og betong. Dette for å kunne se nærmere på heft og *bond slip*, og gås nærmere inn på senere i oppgaven.

6.2 Randbetingelser

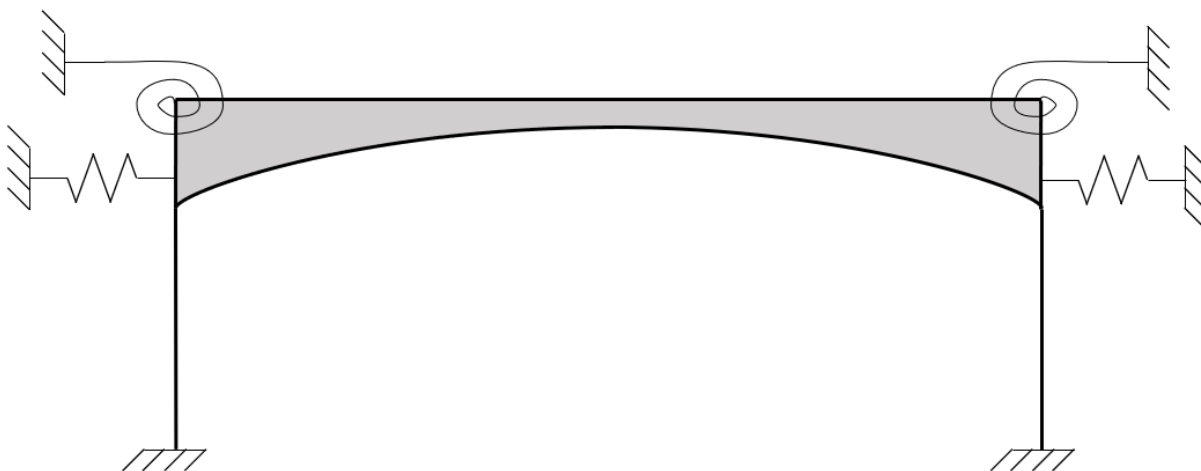
Som nevnt i Kapittel 2, er det i denne oppgaven fokusert på å modellere en del av Måløybrua for simulering av etteroppspent betongbru med korrosjonsskader. Til dette brukes symmetrien i hovedspennene til å modellere brua fra og med forbindelsen til søylene og til midtspennet. Fordelen ved å gjøre dette er at størrelsen på problemet blir halvert, noe som gir lavere beregningstid og bedre muligheter for å bruke et finere elementnett. På den andre siden vil dette gi noen utfordringer knyttet til modellering av randbetingelser. I dette avsnittet vil modellering av valgte randbetingelser redegjøres, samt forklares hvilke feilkilder disse fører med seg.

Figur 6.10 viser søylene og et av hovedspennene til Måløybru. Tegningsgrunnlaget opplyser om at søylene er støpt monolittisk med brukassen i disse spennene, og at det ikke er noen form for fuger eller utvidelsesmuligheter mellom disse søylene.



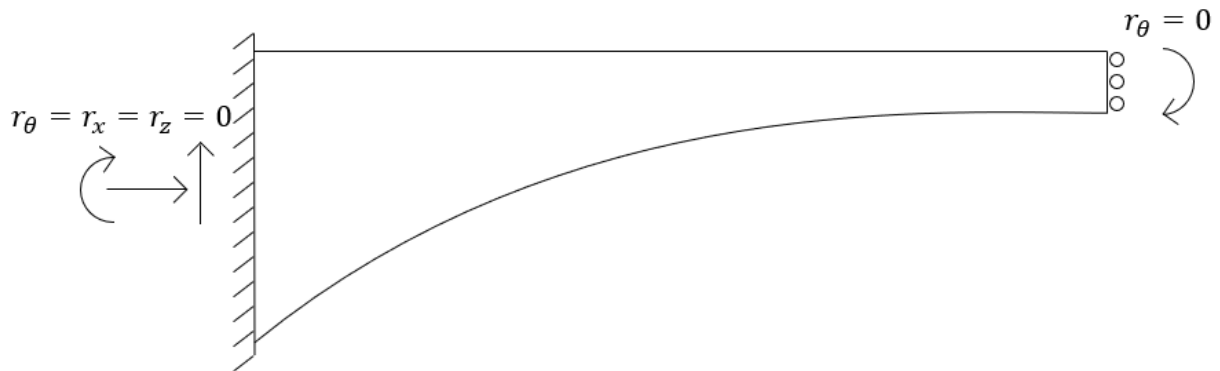
Figur 6.10 – Ett av hovedspennene på Måløybrua

På bakgrunn av dette kan ett hovedspenn fremstilles med randbetingelsene vist i Figur 6.11. Her illustrerer fjærene den stivheten som søylene og tilstøtende spenn bidrar med mot rotasjon og translasjon.



Figur 6.11 – Isolert hovedspenn med randbetingelser

Videre er det ønskelig å dele hovedspennet inn i to like deler ved å bruke symmetri. Laster plasseres symmetrisk om midtspennet slik at det ikke oppstår rotasjon i midtspennet. Dette gir oss modellen og randbetingelsene vist i Figur 6.12. Her er brukassen fast innspent i venstre ende, mens midtspennet er fastholdt mot rotasjon og forskyvning i tverretning. I lengderetning og vertikalretning er midtspennet fritt til å bevege seg.



Figur 6.12 – Valgte randbetingelser for den numeriske modellen

Enden mot søylene gis fast innspenning ved at alle noder i denne flaten fastholdes mot forskyvning i x-, y- og z-retning. Siden bruseksjonen består av solid 3D elements, vil det ikke være nødvendig å definere rotasjonsbetingelser da elementene ikke innehar disse frihetsgradene. For midtspennet, forhindres nodene til forskyvning i tverretning. For å tillatte forskyvning i vertikal- og lengderetning, men uten rotasjon i lengdeaksen, brukes funksjonen *Constraints – Equation*. Her defineres det ligninger som skal være oppfylt innen et visst kriterium for hver iterasjon Abaqus gjennomfører. Ligningen sier at hver node i midtspennen skal ha lik horisontal forskyvning som bruseksjonens midtpunkt. På denne måten opprettholdes null rotasjon, samtidig som den «frie» enden kan forskyve seg i lengderetning.

Med disse valgte randbetingelsene, antas det at modellen simulerer oppførselen til et hovedspenn på Måløybrua i god nok grad. Allikevel vil det være noen feilkilder ved de valgte randbetingelsene

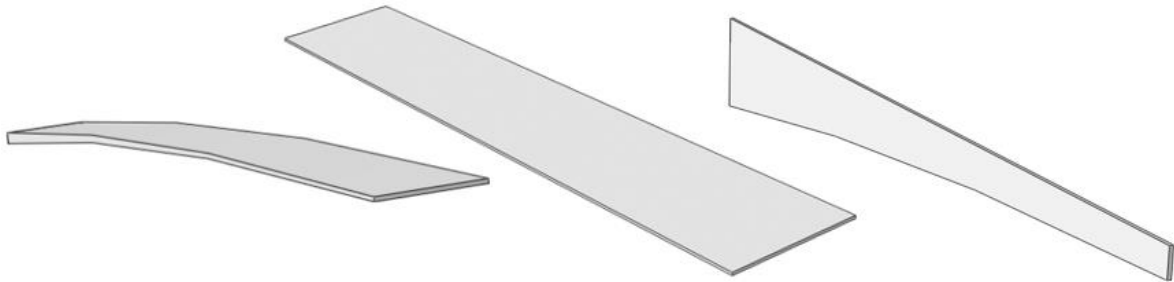
- Antagelsen om symmetri er kun gyldig dersom last plasseres og eventuelle skader oppstår symmetrisk om midtspennet.
- Den faste innspenningen som illustrerer forbindelsen til søyla, har en viss fleksibilitet til å rotere og forskyve seg i lengderetning.
- Den frie endens mulighet til å forskyve seg i lengderetning er valgt slik at forspenningskraften kan trykke sammen bruseksjonen.

Det blir derfor et kompromiss mellom hvor nøyaktig modellen simulerer den reelle Måløybrua, og hvor viktig det er å inkludere likheter mellom vår modell og Måløybrua. I denne oppgaven er hovedfokuset å studere og sammenligne den konstruksjonsmessige oppførselen ved ulike skader på etteroppspente bruer. De samme randbetingelsene ville dermed gjelde for alle skadesimuleringer, og derfor påvirket oppførselen antatt likt i alle tilfellene. I tillegg brukes simuleringene til å gjelde generelt for bruer, og helt nøyaktige randbetingelser for Måløybrua sees derfor ikke på som av betydning.

6.3 Modellering av Måløybrua

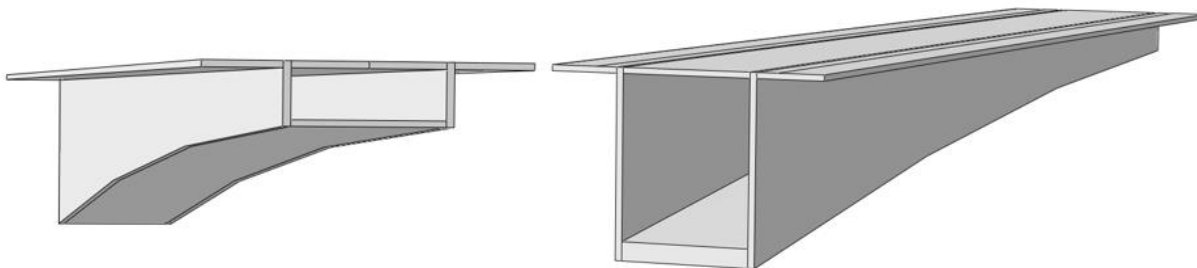
6.3.1 Bruseksjon

Til å modellere bruseksjonen, er det tegnet tre forskjellige deler i modulen Parts. Her er det valgt *3D, deformable, extruded solids* for steg og topp- og bunnplate. Med steget og bunnplattens varierende høyde, defineres det tre punkter langs bruaksen. Disse er valgt ut fra tegningsgrunnlaget, og gir en form lik en andregradsfunksjon. Figur 6.13 viser de ulike tegnede delene.



Figur 6.13 – Fra venstre: bunnplate, topplate og steg

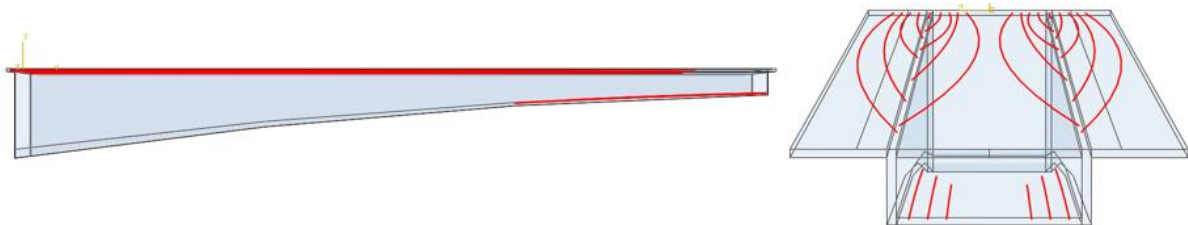
Når delene er tegnet og tilegnet materiale, settes de sammen i *Assembly*. Siden stegene er identiske, kan de i *Assembly* kopieres ved å bruke funksjonen *Linear pattern*. Denne funksjonen tillater brukeren å kopiere deler, i stedet for å tegne flere like hver gang. Spesielt for armeringen vil dette spare mye tid. Når delene er plassert riktig i forhold til hverandre i *Assembly*, slås de sammen med funksjonen *Merge*, slik at de utgjør én del, vist i Figur 6.14.



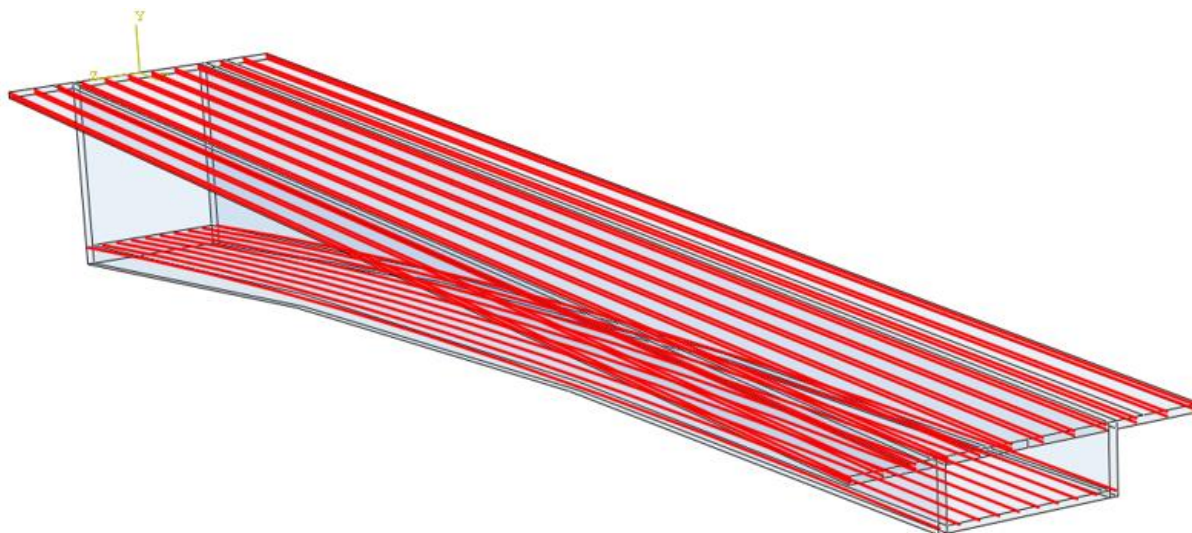
Figur 6.14 – Bruseksjonen etter sammenslåing av steg og topp- og bunnplate

6.3.2 Armering

Slakk- og spennarmeringen tegnes som 3D, *deformable, planar wires*. Siden det er valgt å bruke truss elements, må vaieren tilegnes et tverrsnittsareal. Truss elementer antar sirkulære tverrsnitt og krever kun å få oppgitt arealet. Dette blir gjort i Property modulen under Section. For slakkarmeringen er det tegnet én stang for lengdearmeringen i topp- og bunnplata og deretter brukt Linear pattern i Assembly. For spennarmeringen var det nødvendig å tegne alle kablene over ett steg for deretter å kopiere de. Plasseringen til slakk- og spennarmering i topp og bunnplata er vist i Figur 6.15 og Figur 6.16



Figur 6.15 – Spennarmering i bruseksjonen



Figur 6.16 – Lengdearmering i bruseksjonen

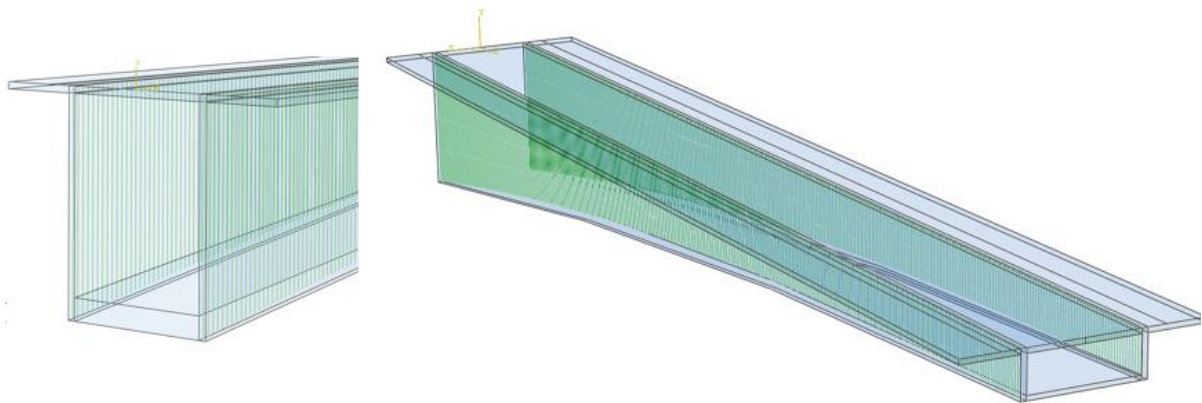
Modellering av skjærarmeringen er mer komplisert. Grunnen til dette er at skjærarmeringen følger høyden til stegene og vil ha ulike lengder for alle posisjoner. Dermed kan ikke Linear pattern-funksjonen brukes, og alle stengene må tegnes hver for seg. For å unngå dette er det valgt å modifisere input-filen til Abaqus.

For hver modell som lages i Abaqus/CAE, lages det også en input-fil hvor all informasjon om modellen blir lagret før den analyseres. Her ligger det informasjon om plassering av noder, elementtype, randbetingelser, laster osv. Denne input-filen lagres som en .inp-fil og kan åpnes i et vanlig tekstbehandlingsverktøy.

Til å modifisere input-filen er det laget et Matlab-script som definerer skjærarmering, ved å skrive ut informasjon om elementtype, antall noder, geometri osv., på samme form som informasjonen lagres i en input-fil. På denne måten kan man lime inn informasjonen fra Matlab-scriptet, og over i Abaqus-modellen sin input-fil. Den modifiserte input-filen har nå tekstlinjer som definerer skjærarmering i modellen, uten å ha måtte tegne hundrevis av skjærarmeringsbøyer.

Videre kan man visualisere og analysere den nye modellen som også inneholder skjærarmering, ved å importere en modell fra den modifiserte input-filen. Dette fører derimot til at alle deler i den nye modellen som ble importert fra input-filen, blir «låst» for redigering, i form av *Orphan mesh*. Dette gjør at noder, elementstørrelser og geometri på bruseksjon og armering ikke kan endres i ettetid. For å gjøre endringer på en del, eksempelvis ved å gjøre elementnettet finere, må den opprinnelige delen som er tegnet i Abaqus/CAE importeres som en egen del. Dette er en av ulempene ved å modifisere input-filen, og det anbefales derfor at all modellering er så godt som ferdig før man legger til nye deler i input-filen.

Figur 6.17 viser bruseksjonen i modellen etter at skjærarmering er lagt inn i søylene. Matlab-scriptet som definerer skjærarmering og gir ut tekstlinjer på samme form som i en input-fil, er gitt i Vedlegg E.



Figur 6.17 – Skjærarmering i bruseksjonen

6.4 Materialmodell

I Abaqus er det flere muligheter for å fremstille materialers oppførsel. Her kan man bruke innebygde modeller, eller definere materialer ut fra blant annet mekaniske og termiske egenskaper. For denne oppgaven er de termiske effektene neglisjert og kun de mekaniske egenskapene til stål og betong er modellert.

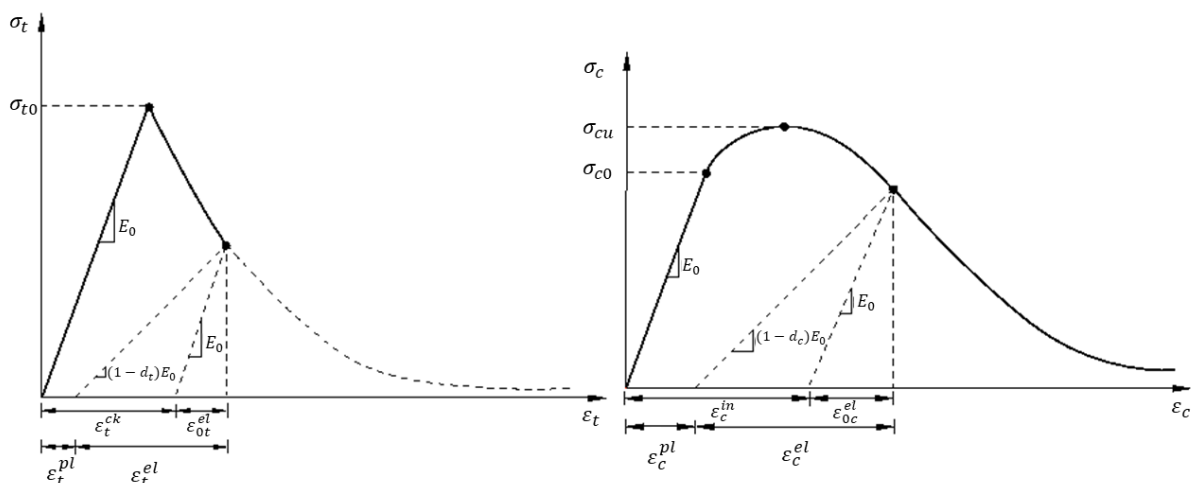
For den lineære delen av materialets oppførsel angis elastisitetsmodul og tverrkontraksjonstall. Ved en lineær elastisk analyse er det tilstrekkelig å kun angi dette. For den ikke-lineære delen av oppførselen har man flere valg. I de følgende avsnittene forklares og redegjøres det for valg av materialmodell for betong og stål.

6.4.1 Betong

Som forklart i Kapittel 3 har betong en svært ikke-lineær materialoppførsel. Til å modellere dette tilbyr Abaqus/Standard to innebygde modeller: *Concrete Smeared Cracking (CSC)* og *Concrete Damaged Plasticity (CDP)*. Begge modeller er ment for armerte betongkonstruksjoner, men er også kapable til å modellere betong og andre sprø materialer i alle slags konstruksjoner. Allikevel er det noen forskjeller mellom de to modellene som kan være avgjørende for valget. CSC modellen baseres kun på trykk- og strekkplastisitet, mens CDP modellen også inkluderer konseptet skadet elastisitet. Skadet elastisitet betyr at materialets E-modul svekkes dersom det har blitt utsatt for store tøyninger eller ved syklisk last. Dette gjør sistnevnte modell mer egnet for simuleringer der materialet kan oppleve fram-og-tilbake tøyning, eksempelvis ved av- og pålastning.

Det er i denne oppgaven valgt å bruke CDP modellen på bakgrunn av dens anvendbarhet, samt tilgjengelig litteratur.

Som sagt er Concrete Damaged Plasticity-modellen kapabel til å modellere betong i alle slags konstruksjoner, og kombinerer konseptet skadet elastisitet med plastisitet i strekk og trykk. Den er bygd på antakelsen om at betongen går til brudd ved knusing eller oppsprekking, som følge av trykk- eller strekkspenninger. Figur 6.18 illustrerer hvordan kombinasjonen av plastisitet og skadet elastisitet påvirker oppførselen til betong i strekk (til venstre) og trykk (til høyre).



Figur 6.18 – Concrete Damaged Plasticity-modellen med plastisk tøyning og skadeparametere som definerer skadet elastisitet (Simulia, 2014)

Som figuren viser, har betongen en avtagende kapasitet i området etter høyeste strekkspenning. Dette skal simulere armert betongs evne til å ta opp strekkspenninger etter oppsprekking og kalles *tension stiffening*. I tillegg viser den skrå stiplede streken hvordan E-modulen påvirkes av materialets spenningstilstand. For tøyninger forbi elastisk område, vil den totale tøyningen være gitt ved et plastisk og elastisk bidrag, gitt ved

$$\varepsilon^{tot} = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad (6.1)$$

$$\varepsilon^{in} = \varepsilon^{tot} - \varepsilon_0^{el} \quad (6.2)$$

$$\varepsilon^{pl} = \varepsilon^{in} - \frac{d}{(1-d)} \frac{\sigma}{E_0} \quad (6.3)$$

Her er ε^{in} inelastisk tøyning, ε^{tot} er total tøyning, og ε_0^{el} er den elastiske tøyningen i uskadet tilstand gitt ved σ/E_0 . Formelen for plastisk tøyning er lik ved strekk og trykk, kun skilt ved ulike skadeparameter, der det brukes d_t ved strekk og d_c ved trykk. Ved avlastning i det inelastiske området, eller ved pålastning etter en spenningstilstand i det inelastiske området, vil materialets E-modul være svekket og oppføre seg med en ny E-modul lik $(1-d)E_0$.

Materialmodellen krever at det settes inn tabulerte verdier for spenning og inelastisk tøyning under trykk- og strekkbelastning. Mellom de tabulerte spenning- og tøyningverdiene, interpolerer Abaqus lineært mellom de definerte verdiene. Ved siste definerte verdi holdes spenningsverdien konstant for videre tøyning.

Under *Tension damage* og *Compression damage* defineres skadeparameterene d_t og d_c på samme form som spenning-tøyningsskurven. I tillegg defineres det såkalte *recovery effects*, som er parametere som bestemmer hvordan betongen oppfører seg når den går fra trykk- til strekkspenninger og motsatt. En vanlig antagelse er at betong som har risset på grunn av strekk, ikke har mistet trykkkapasitet når den utsettes for trykk. På samme måte antas det at betong som har risset på grunn av trykk mister all sin kapasitet dersom spenningen går over til strekk. Dette antar Abaqus automatisk og setter *compression recovery* til 1, mens *tension recovery* settes til 0.

d_t og d_c påvirker materialets E-modul og sier noe om hvor skadet materialet er. Skadeparameterne blir vanligvis definert slik at spenning-tøyningsskurver passer til målte verdier gjort i forsøk på laben. I litteraturen finner man flere måter å definere skadeparameterne på, eksempelvis ved ligning 6.4 og 6.5 fra henholdsvis (Birtel & Mark, 2006) og (Wahalathantri, et al., 2011)

$$d = 1 - \frac{\sigma E^{-1}}{\varepsilon^{pl} \left(\frac{1}{b} - 1 \right) + \sigma E^{-1}} \quad (6.4)$$

$$d = \frac{\varepsilon^{in}}{\varepsilon} \quad (6.5)$$

Settes d_c og d_t til å være lik 0, oppfører modellen seg som en elastisk-plastisk modell, der tøyninger forbi maks elastisk tøyning gir varige plastiske deformasjoner, men uten svekkelse i materialets E-modul.

Valgt materialmodell

For valg av spenning-tøyningsrelasjon finnes det et stort antall materialmodeller i litteraturen. Det er i denne oppgaven valgt å bruke en spenning-tøyningsrelasjon gitt i EK2 for ikke-lineær konstruksjonsanalyse av betong under trykk ved Ligning (6.6). For å kunne kombinere denne med CDP-modellen i Abaqus er verdiene modifisert for å kunne simulere brudd i betong og å hindre numeriske problemer.

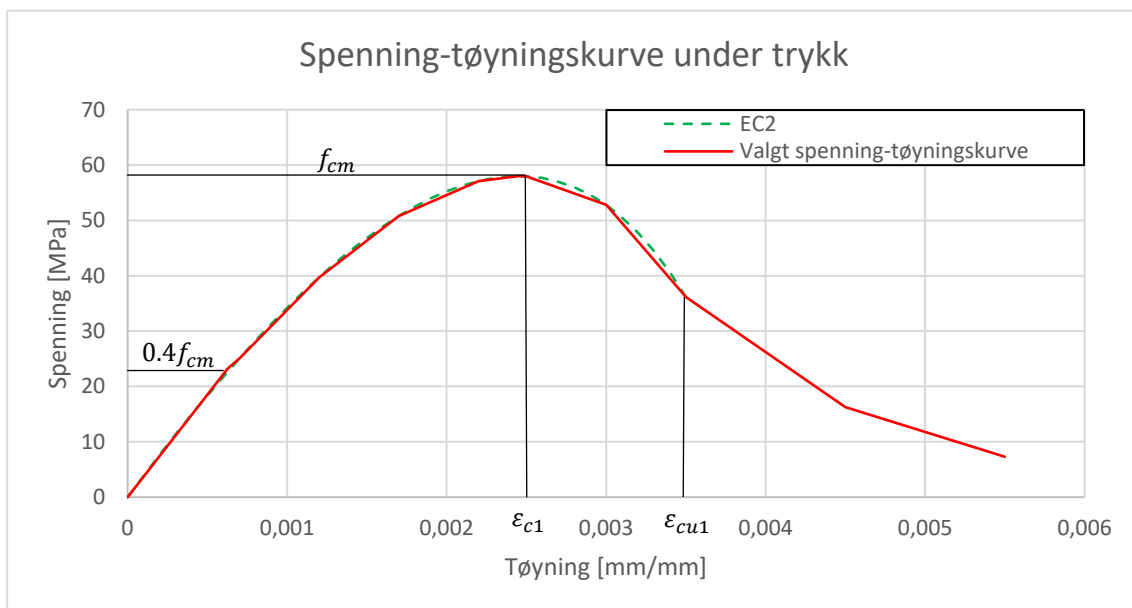
$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (6.6)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (6.7)$$

$$k = 1.05E_{cm} * \frac{\varepsilon}{f_{cm}} \quad (6.8)$$

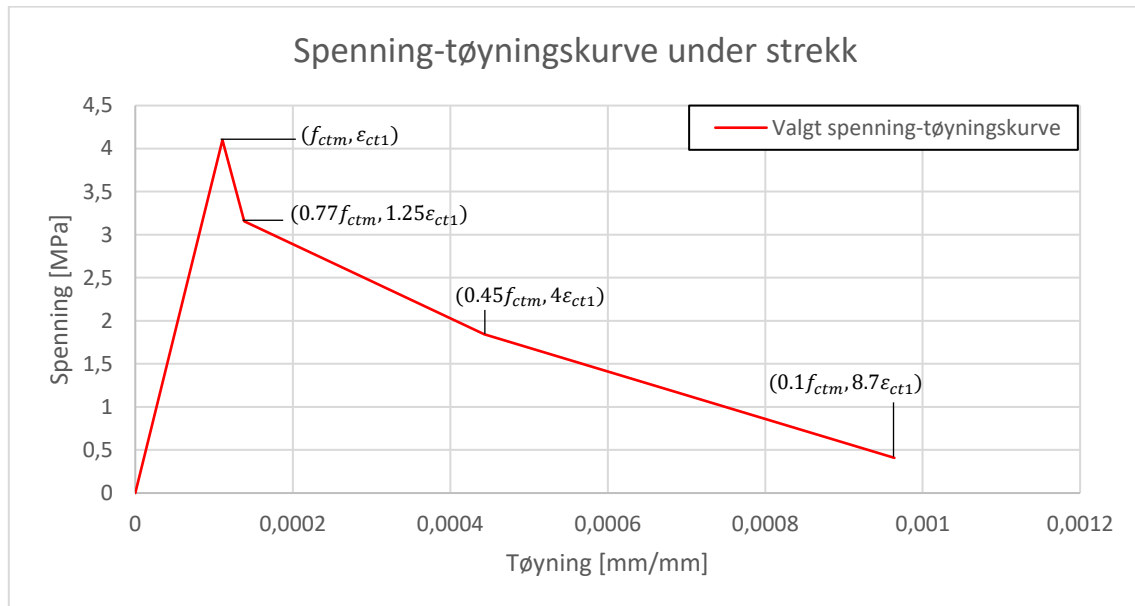
Her er σ_c spenningen i betongen ved en gitt tøying ε_c , mens E_{cm} og f_{cm} er midlere elastisitetsmodul og sylindertykkfasthet for betongen, som brukes ved ikke-lineær konstruksjonsanalyse.

Den valgte spenning-tøyningskurven gitt i Figur 6.19 er lineær opptil 40% av f_{cm} , med E-modul gitt i EK2. Fra tøyingen ved spenningen $0.4f_{cm}$, brukes Ligning (6.6). Denne er gyldig frem til ε_{cu1} , som er den nominelle tøyningsgrensen i bruddtilstand. Videre er kurven modifisert slik at spenningene betongen kan ta opp gradvis går mot null. For å hindre eventuelle numeriske problemer, anbefaler Abaqus at laveste spenningsverdi på kurven er minimum én hundredel av største spenning. Fra siste definerte spenning-tøyningspunkt, holdes spenningen konstant. Figur 6.19 viser valgt spenning-tøyningskurve for betong under trykk.



Figur 6.19 – Grønn kurve viser EC2s spenning-tøyningskurve for ikke-lineær konstruksjonsanalyse, mens rød kurve er den valgte for materialmodellen.

EC2 gir ingen spenning-tøyningsrelasjon for betong under strekkbelastning, og det er derfor bestemt å tilpasse en kurve ut fra strekkfasthet og E-modul, slik at den passer med CDP-modellen i Abaqus. Figur 6.20 viser den valgte kurven for å fremstille spenning-tøyningsforholdet til betong under strekk.



Figur 6.20 - Spenning-tøyningsforhold under strekk

Her går spennings-tøyningskurven lineært opp til strekkfasthet f_{ctm} , med samme E-modul som for trykk. Deretter faller spenningsnivået lineært til $0.77f_{ctm}$ ved tøyning $1.25\epsilon_{ct1}$. Videre reduseres spenning til $0.45f_{ctm}$ ved $4\epsilon_{ct1}$ og til slutt $0.1f_{ctm}$ ved $8.7\epsilon_{ct1}$. Ved større tøyninger vil fortsatt største tillatte strekkspenning i betongen være $0.1f_{ctm}$. Denne kurven, med valgte strekk og tøyningsverdier baseres på modellen utviklet av (Wahalathantri, et al., 2011), som lettere gir konvergens ved store tøyninger.

Det ble forsøkt å inkludere skadeparameterne d_c og d_t , som skal simulere materialets svekkede E-modul. Disse parameterne ble basert på en fra modell fra (Birtel & Mark, 2006) der det defineres et forhold mellom plastiske og inelastiske tøyninger gitt i Ligning 6.4. Verdiene $b_c=0.7$ og $b_t=0.1$ gir ifølge studiet god overenstemmelse med eksperimentelle data, og ble derfor forsøkt i denne oppgaven. Disse to verdiene sier noe om hvor mye av deformasjonene som er plastiske og hva som er inelastiske, og dermed hvor mye av materialet som er skadet som følge av belastningen.

Etter å ha prøvd modellen med skadeparametere inkludert, opplevde modellen mye dårligere konvergens. Det ble derfor konkludert med at skadeparametere ikke skal inkluderes da det vil ha liten positiv innvirkning i forhold til de negative sidene ved å inkludere den (dårlig konvergens). Siden materialmodellen heller ikke knyttes opp og sammenlignes mot et forsøk på betongkvaliteten B50, anses det ikke som av stor betydning at skadeparametere inkluderes. Modellen oppfører seg dermed som en full plastisk modell, uten å ta hensyn til materialets svekkede E-modul.

I tillegg til tabulerte spenning-tøyningsverdier, krever CDP-modellen at enkelte parametere defineres. Disse er:

- *Dilation angle, ψ*
- *Viscosity, ν*
- *Eccentricity, ϵ*
- *Second stress invariant, K_c*
- *Ratio biaxial to uniaxial compressive yield stress, σ_{b0}/σ_{c0}*

Fra Abaqus Analysis User's Guide, får man opplyst om at ϵ , K_c og σ_{b0}/σ_{c0} har standardverdier, henholdsvis 0.1, 0.667 og 1.16. Det er i denne oppgaven valgt å bruke disse verdiene.

Dilation angle og viskositetsparameteren er to parametere som kan ha mye å si for hvor fort modellen konvergerer og hvor nøyaktige resultatene blir. Ved å bruke en lav viskositet vil man få mer nøyaktige svar, men beregningstiden vil øke og det kan være vanskelig å få konvergens (Michal & Andrzej, 2015). Ved bruk av for stor viskositet vil sprekkdannelser påvirke flere elementer enn realiteten sier og er ikke å anbefale. Dilation angle er et mål på volumekspansjonen som oppstår når et materiale er under skjær. Verdien på denne skal ligge et sted mellom 0 og friksjonsvinkelen til materialet. Det viser seg at høyere verdi gir høyere kapasitet og lavere antall iterasjoner før konvergens (Ren, et al., 2015). Basert på dette velges det å bruke en dilation angle på 31° og en viskositet på 0.0001. Tabell 6.1 oppsummerer de valgte parameterne til modellen.

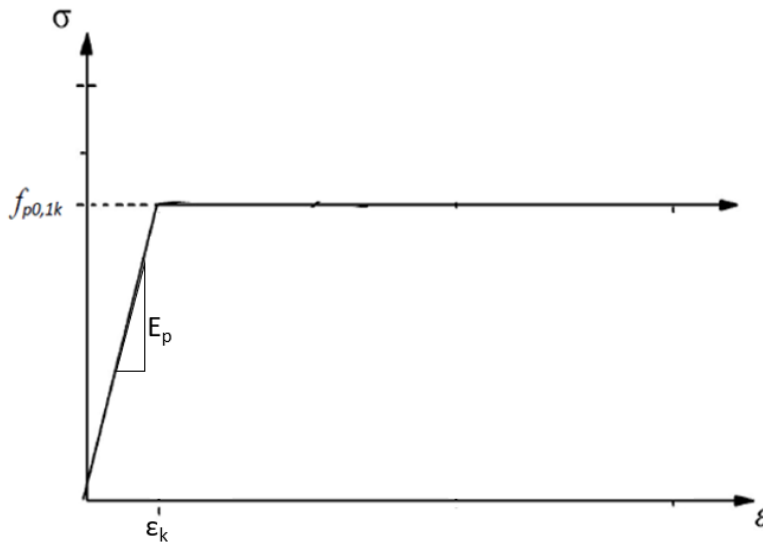
Tabell 6.1 Valgte parametere til CDP-modellen

Valgte parameter i materialmodellen				
ψ	ν	ϵ	K_c	σ_{b0}/σ_{c0}
31°	0.0001	0.1	0.667	1.16

6.4.2 Stål

Det er valgt å bruke enkle materialmodeller til armeringen, for å unngå at modellen blir for komplisert. Dette er valgt fordi det er betongens oppførsel som er av interesse og for å spare modellen for beregningstid.

På bakgrunn av det som er forklart i Kapittel 3.1 velges det å anta en elasto-plastisk materialmodell for spennarmeringen. Hvor det er elastisk oppførsel opp til flytespenning og varige plastiske deformasjoner for videre tøyning. Figur 6.21 viser valgt materialmodell for spennarmeringen



Figur 6.21 - Valgt spenning-tøyningskurve for armeringsstål

Det er valgt å bruke anbefalte verdier fra (Statens vegvesen, 2017) for spennarmeringen slik at flytegrensen er på 1640 MPa og E-modulen er 195000 MPa. For slakkarmeringen brukes den samme elasto-plastiske materialmodellen, men med flytegrense 500 MPa og E-modul 200 000 MPa.

6.5 Interaksjon mellom betong og armering

Etter å ha tegnet delene i modellen og plassert de riktig i Assembly, må interaksjonen mellom de ulike delene defineres i modulen *Interaction*. Denne modulen bestemmer hvordan deler som er, eller kommer i kontakt, skal oppføre seg i forhold til hverandre. Siden korrosjon påvirker heften mellom betong og armering, vil det være viktig å kunne simulere områder med redusert heft.

For brumodellen med korrosjonsskadet armering, vil følgende alternativer være aktuelle:

- *Embedded region*
- *General contact*
- *Springs*

6.5.1 Embedded region

Alternativet *Embedded region* brukes til å spesifisere en gruppe elementer, kalt *Embedded elements*, som skal ligge fastlåst inne i en annen gruppe med elementer, kalt *Host elements*. Med denne teknikken vil translasjonsfrihetsgradene til de fastlåste elementene interpoleres mellom translasjonen av nærliggende elementer på *Host region*. Denne teknikken er egnet å bruke for armerte betongkonstruksjoner, der det er full heft mellom armeringen og betongen. Ved å bruke *Embedded region* vil det også være mulig å definere områder hvor armeringen har full heft med omkringliggende betong, og andre områder hvor det ikke er noe heft. Dette er brukt til å simulere at det ikke er heft i områder med korrosjonsskade og at det er full heft i områder uten korrosjonsskade.

6.5.2 General contact

Alternativet *General contact* er en overflatebasert-kontaktformulering, som bestemmer hvordan ulike overflater oppfører seg ved kontakt. I en konstruksjonsanalyse som denne, vil det være de mekaniske egenskapene som er av interesse, og i hovedsak hvordan overflater oppfører seg ved tangentiell og normal kontakt. Kontaktegenskaper i tangentiell retning avgjør hvor store friksjonskrefter som oppstår når to flater ligger inntil hverandre, mens egenskaper i normal retning er med på å bestemme hvor gjennomtrengelige materialene er. I armert betong er det rimelig å anta at armeringen ikke klarer å trenge seg gjennom betong. Det anbefales derfor å velge *Hard Contact* som hindrer penetrering av overflater, og gjør at armeringen følger deformasjonen til betongen.

Under *Tangential Behaviour* bestemmes egenskapene for hvordan flater oppfører seg tangentielt. Her kan forskjellige formuleringer for friksjon velges, blant annet

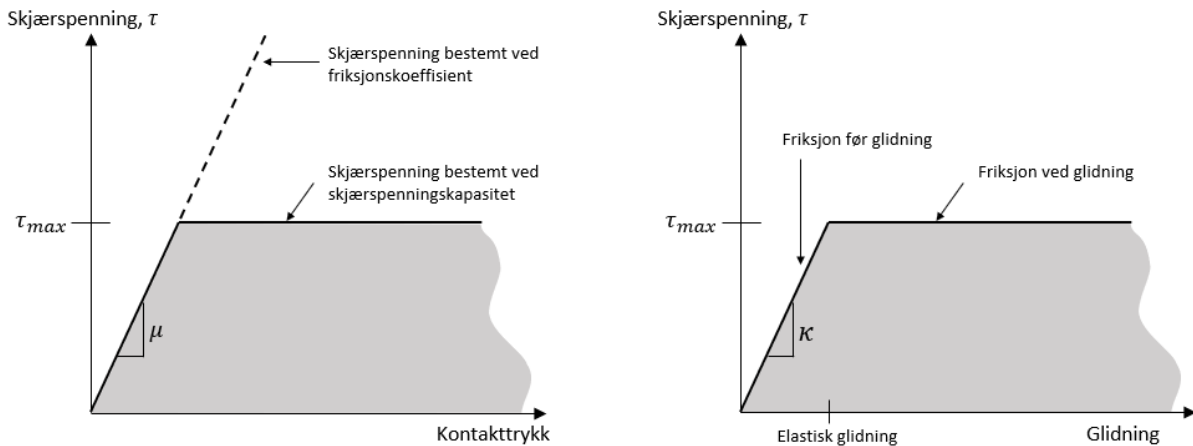
- *Frictionless*: overflatene kan gli uavhengig av hverandre
- *Penalty*: gir anledning til å definere hvordan overflatene glir i forhold til hverandre
- *Rough*: ingen relativ bevegelse mellom overflater i kontakt

Ved bruk av *General contact*, bruker Abaqus *Penalty*-metoden som standard. Denne, eller *Augmented Lagrange*, er anbefalt å bruke ved endelig glidning og *Hard contact* i normal retning. Her kan man definere friksjonen, skjærspenningskapasitet og elastisk glidning mellom flater i kontakt. *Penalty*-formuleringen er basert på en Coloumb-modell, hvor skjærspenningen relateres til normalspenningen gjennom en friksjonskoeffisient μ . Spenningene som overføres fra normalspenninger til skjærspenninger er bestemt ved $\tau = \mu * p$, hvor p er trykkspenningen på overflaten. I tillegg til hvor mye av normalspenningene som blir overført til skjærspenninger, er skjærspenningene også avhengig av kapasiteten mellom de to flatene i kontakt. Skjærspenningskapasiteten sier

hvor store spenninger det kan være mellom to flater i kontakt før den elastiske glidningen går over til normal glidning. Skjærkreftene mellom to flater i kontakt vil derfor bli bestemt av enten hvor mye kraft som blir overført fra normal til tangentiell kraft, eller ved skjærspenningskapasiteten til overflatene, avhengig av hvilken som er minst.

$$\tau = \min(\mu * p, \tau_{max}) \quad (6.9)$$

Til venstre i Figur 6.22 vises det hvordan skjærspenningen mellom to flater bestemmes av friksjonskoeffisient og skjærspenningskapasitet. Til høyre en figur som viser hvordan stivheten til heftforbindelsen mellom to materialer, κ , bestemmes ut fra skjærspenningskapasitet og elastisk glidning.



Figur 6.22 - Skjærspenning mellom to flater i kontakt bestemmes av friksjonskoeffisient, skjærspenningskapasitet og elastisk glidning

I denne oppgaven ble det valgt å gå vekk fra teknikken General contact på brumodellen. Siden General contact baseres på overflatekontakt, måtte armeringen vært modellert med continuum solid elements, som gjør modellen svært beregningsmessig krevende. Bruk av General contact gjør også at beregningstiden blir veldig mye lenger, sammenlignet med Embedded region. Derimot er det laget en forenklet modell av en utkrager i Abaqus, med to spennkabler, hvor det modelleres brudd og reforankringslengde ved hjelp av General contact.

6.5.3 Springs

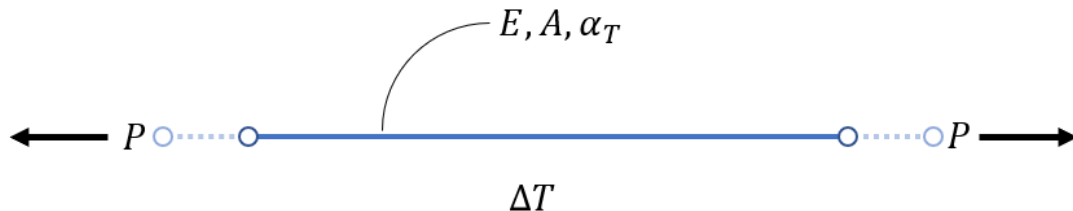
En tredje metode som kan brukes for å bestemme interaksjonen mellom armering og betong, er ved å feste fjærer på noder langs armeringen, som forbindes med betongen. Spennkraften i kablene vil på denne måten bli overført til betongen samtidig som heftforbindelsen mellom de to delene lett kan justeres ut fra fjærstivhetene.

Denne metoden er derimot veldig tidkrevende da hvert nodepar mellom armering og betong må spesifiseres. For en enklere modell enn Måløybrumodellen, ville dette vært et fullverdig alternativ til modellering av heftforbindelse, og sammenligning av denne metoden opp mot General contact kunne vært av interesse å studere.

6.6 Forspenning

Forspenningen legges inn under *Predefined Fields*. Dette kan gjøres på to måter, enten ved å angi spenningen i initiell tilstand, eller ved å angi temperaturtøyninger.

Ved å legge inn en temperaturendring i modellen, vil materialer med en definert termisk utvidelseskoeffisient trekke seg sammen eller utvide seg. Det enkleste eksempelet ved uniform temperaturendring over hele tverrsnittet, forklares her ved et stavelement:



Figur 6.23 - Stavelement

Figur 6.23 viser et stavelement med tverrsnittsareal A , E-modul E og termisk utvidelseskoeffisient α_T . Ved en økning i temperatur, ΔT , vil stavelementet utvide seg med en tøyning lik

$$\varepsilon_T = \alpha_T * \Delta T \quad (6.10)$$

Dersom endene på elementet er fastholdt vil temperaturutvidelsen utgjøre en kraft på

$$P = A * \sigma = EA\alpha_T\Delta T \quad (6.11)$$

I denne oppgaven ble det derimot valgt å modellere forspenningskraften ved direkte spenning i initiell tilstand. Dette gjøres ved å velge typen *Stress* under kategori *Mechanical*. Videre velges verdier og retninger på forspenningen på de markerte elementene. Spenningen i armeringen vil reduseres som et resultat av at brumodellen presses sammen, på lignende måte som i førroppsment betong. Dersom den endelige spenningen i spennkablene skal ha en viss verdi, må funksjonen *Prestress hold* brukes. Dette støttes ikke i Abaqus/CAE sitt brukergrensesnitt og det må benyttes inputfiler. Selv om dette vil være tilfellet for etterroppsment betong, hvor hele betongkonstruksjonen spennes opp til en valgt verdi, er det valgt å se bort fra dette. Forspenningen påføres dermed i initiell tilstand, som igjen vil presse brumodellen noe sammen og redusere spenningsnivået i spennkablene.

7 Resultater fra skadesimuleringer

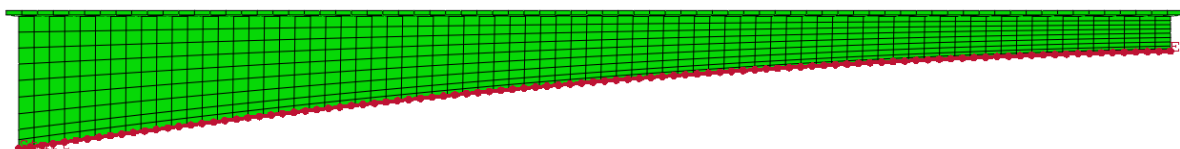
Det er tidligere beskrevet hvordan korrosjon på armering vil ødelegge heften, redusere aktivt armeringsareal, gi et indre trykk og hvordan spennkabler som ryker kan forankre seg på nytt. Skadescenarioene som er valgt å simulere baseres på denne kunnskapen. De tre skadescenarioene som velges ut er:

1. Tap av heft
2. Redusert spennarmeringsareal
3. Brudd i spennarmering

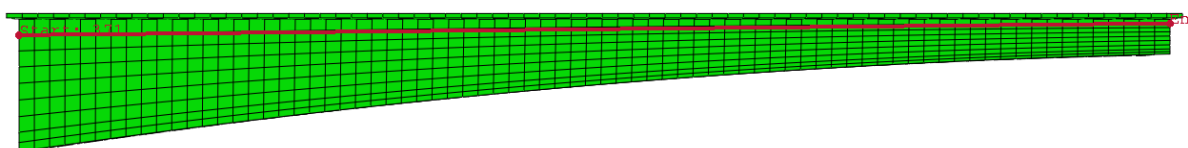
Det er mange ulike måter å simulere disse skadene på; skadene kan ha varierende posisjoner, varierende antall kabler som er skadd og varierende grad av skade. Det vil derfor være et stort antall kombinasjoner som kan testes. I denne oppgaven forsøkes det å gjøre nok simuleringer av ulike kombinasjoner, for å danne et bredt bilde av hvordan korrosjon på spennkabler påvirker den lokale og globale oppførselen til brua.

Til dette velges det å anta symmetrisk skade på kablene. Det vil si at om kabel 1 over høyre steg er skadet, vil samme skade skje på kabel 1 over venstre steg. Videre økes antallet skadde kabler ved å inkludere én og én kabel. Dette gir en systematisk fremgangsmåte, samt færre kombinasjoner å simulere.

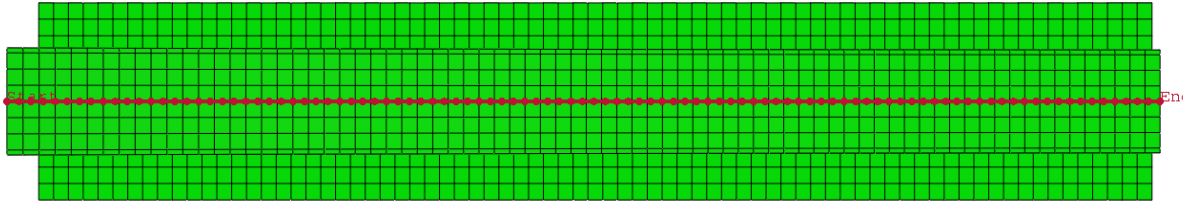
Målbare responser som deformasjon, tøyning, krumning og egenfrekvens av brua, er aktuelle effekter å sjekke. Det er i denne oppgaven valgt å fokusere på hvordan tøyninger i betongen og deformasjonen av brua endres ved korrosjonskader. For å sjekke deformasjonsendringene sees det på nedbøyningen av et punkt i midtsnitt, vist på Figur 7.5. Tøyninger hentes ut langs brua, på overside topplate, underside bunnplate, og topp og bunn av steg, vist i Figur 7.1 til Figur 7.4.



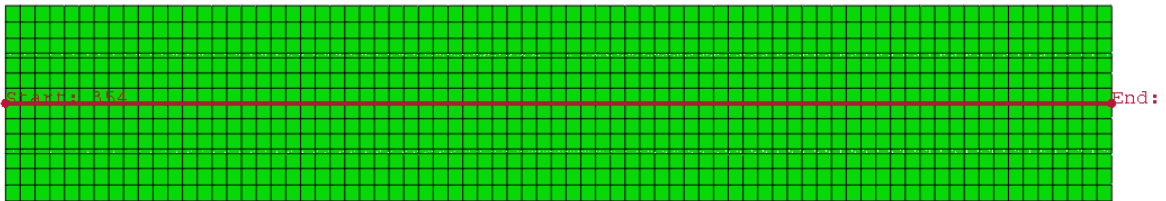
Figur 7.1 – Bunn steg



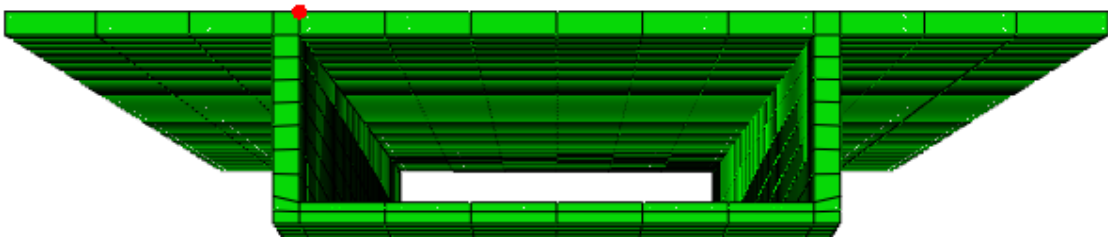
Figur 7.2 – Topp steg



Figur 7.3 – Underside bunnplate



Figur 7.4 – Underside topplate



Figur 7.5 – Node i midtspenn det hentes ut nedbøyningsverdier fra

7.1 Skadescenario 1: Tap av heft

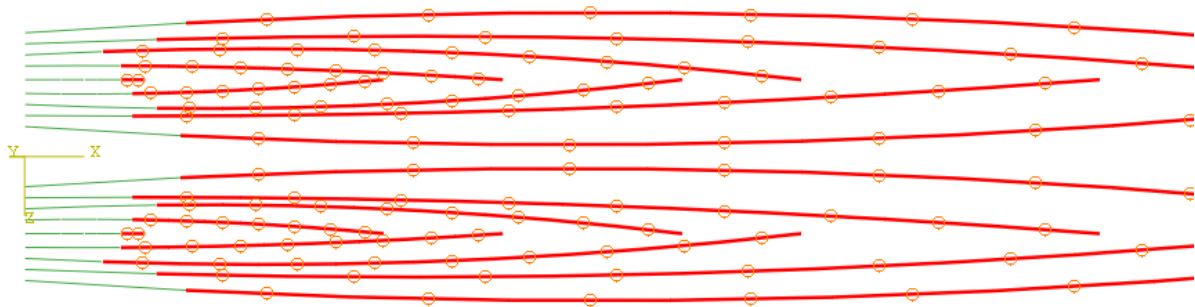
Til å studere brumodellens oppførsel ved tap av heftforbindelse, er det gjort simuleringer der forskjellig lengde og posisjon på spennkablene ikke er fastlåst til den omkringliggende betongen. Hensikten med dette skadescenariot er å se om tap av heft mellom betong og armering gir utslag på den lokale og globale oppførselen til brua. Teorien tilsier at heftforbindelse mellom betong og armering bidrar til større momentkapasitet og at eventuelle riss fordeles bedre i de områdene med store tøyninger (Menn, 1986) (Mousa, 2015).

I dette skadescenariot vil det derfor være av interesse å se på hvordan tøyninger varierer i områder der armeringen ikke har heftforbindelse med betongen, som en indikasjon på eventuelle riss. Samtidig vil det være av interesse å se på globale effekter som last-forskyvning, for å se hvordan tap av heft påvirker momentkapasitet.

Følgende simuleringer gjennomføres og sammenlignes:

- Uskadet heftforbindelse
- Varierende antall kabler uten heftforbindelse
- Varierende størrelse på området uten heftforbindelse

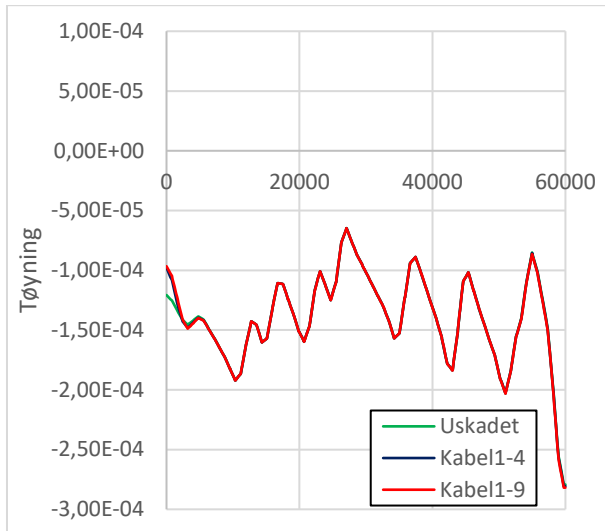
Figur 7.6 viser én av simuleringene som er gjort, der alle spennkablene i innspenningen er uten heft med betongen.



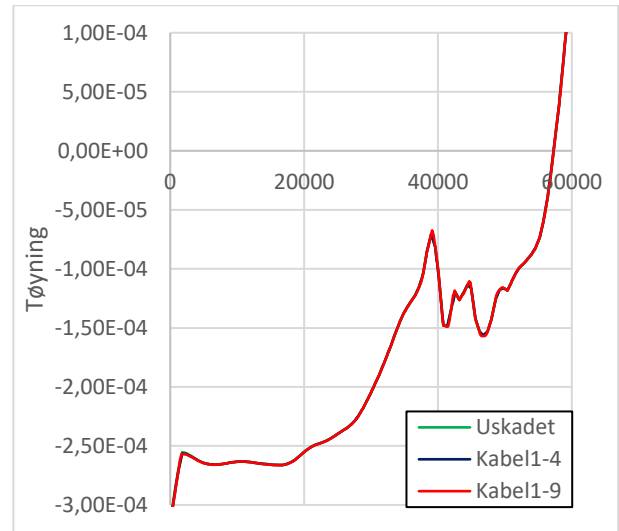
Figur 7.6 – Illustrasjon av område uten heft, her for simuleringen hvor alle kabler i innspenningen ikke har heft med betongen

7.1.1 Resultater

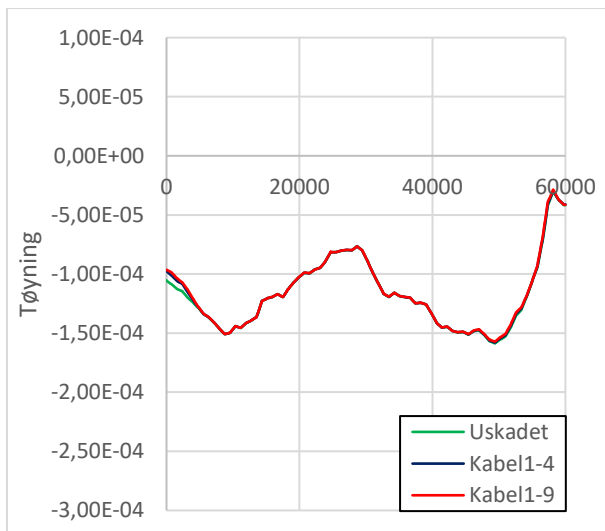
Kurvene gitt i Figur 7.7 til Figur 7.10 viser tøyingsverdiene til betongen i bruas lengderetning. Disse kurvene tilsvarer en egen skadesimulering hvor ulike elementer på spennarmeringen ikke har heft med omkringliggende betong. Her betyr Kabel1-4 at spennkabel 1 til og med spennkabel 4 over hvert steg, ikke har heft med betongen i innspenningen. De to skadesimuleringene i grafene sammen med uskadet simulering er valgt ut fordi de gir et representativt bilde av oppførselen ved simuleringen av redusert heft.



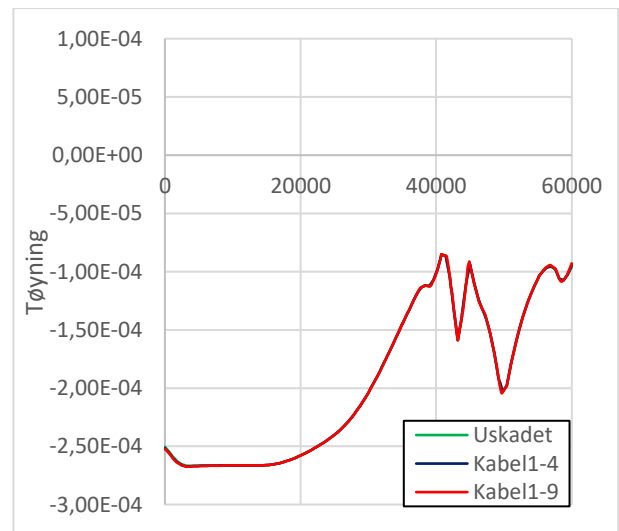
Figur 7.7 – Tøyninger i topp av steg



Figur 7.8 – Tøyninger i bunn av steg



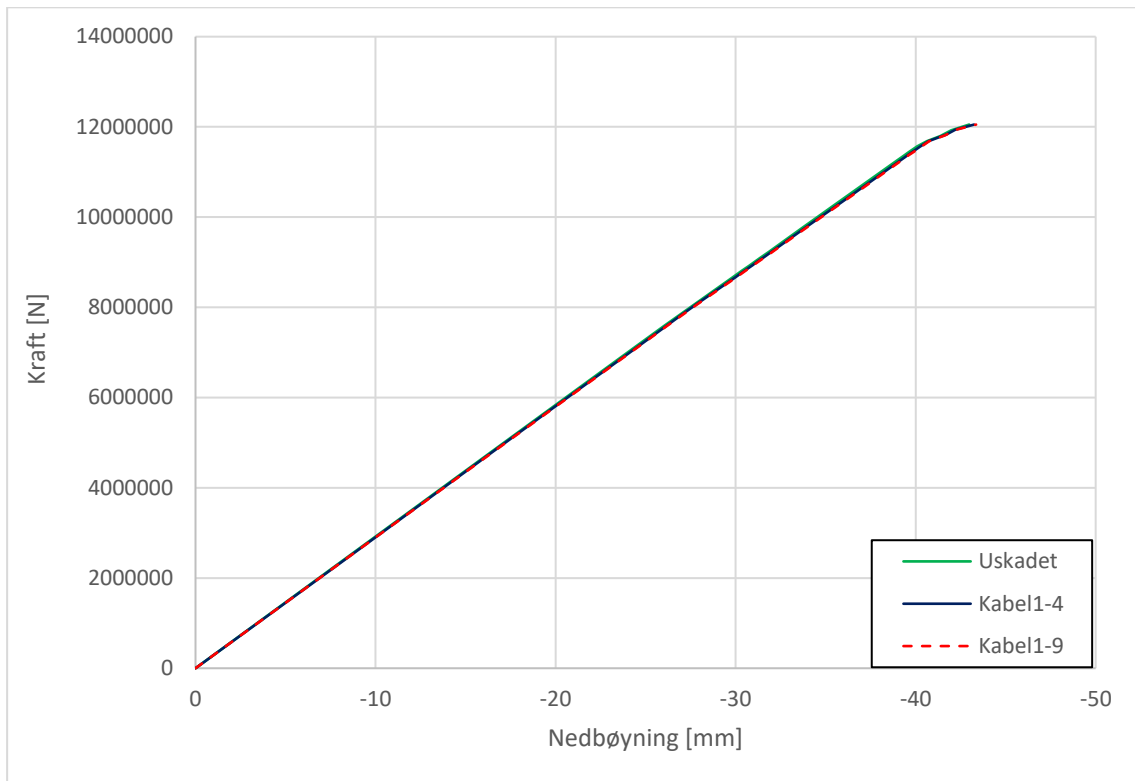
Figur 7.9 – Tøyninger i toppplate



Figur 7.10 – Tøyninger i bunnplate

Som vi ser har graden av tap av heft lite utslag på de lokale tøyingsvariasjonene, og tilnærmet ingen effekt på tøyninger langs brua og i andre deler av brutverrsnittet.

Figur 7.11 viser last-forskyvningskurver for de tre samme simuleringene. Som man kan se, er det tilnærmet ingen forskjell på de tre kurvene, som indikerer at heftforbindelsen ikke har noen effekt på momentkapasiteten i disse tilfellene



Figur 7.11 – Last-forskyvningskurve ved simuleringer av tap av heft

Som forklart i Kapittel 5 bidrar heftforbindelsen til å fordele eventuelle riss som oppstår på grunn av den ytre lasten, og å gi en noe større momentkapasitet. Som vi ser på figurene over gir det tilnærmet ikke noe utslag i vår brumodell. Dette kan forklares med virkemåten heftforbindelsen har på etteroppspent spennarmering med forankringssoner på hver side av bruseksjonen: for indre områder hvor betongen er trykt sammen med samme kraft som armeringen, er det ingen relativ bevegelse mellom de to delene, og det er kun ytre deler som trykker betongen sammen. Dersom det er indre områder i betongen uten heft, vil ikke dette påvirke trykkspenningene i betongen, men heller gjøre at disse områdene er mer utsatt for enkeltriss. I simuleringene som ble gjennomført på modellen, begynte ikke betongen å risse opp, og tap av heft i enkelte områder ga derfor ingen utslag.

7.2 Skadescenario 2: Tap av spennarmeringsareal

I dette skadescenariet har spennarmeringen blitt utsatt for korrosjon, og mistet aktivt armeringsareal. Hensikten med simuleringene som blir gjennomført, er for å se hvordan redusert armeringstverrsnitt påvirker bruas oppførsel, både globalt og lokalt omkring det skadde området.

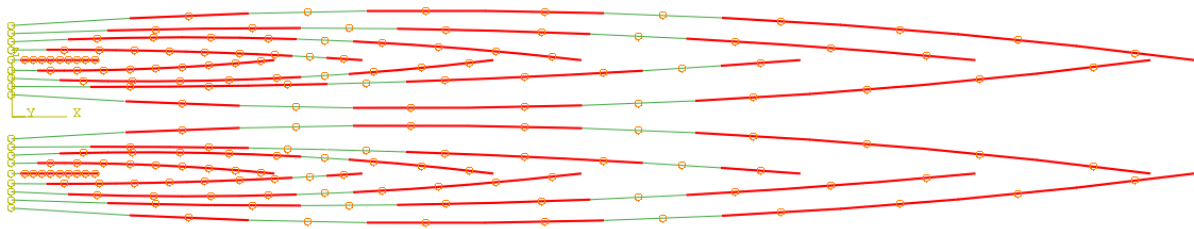
Skadesimuleringer med de følgende variasjonene sammenlignes:

1. Varierende antall kabler som er skadd ved innspenning
2. Posisjon for skade varierer
3. Ulik grad av arealreduksjon

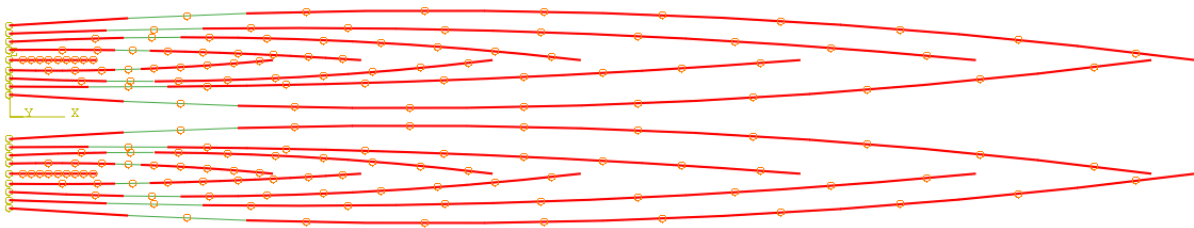
For å studere effekten av at flere kabler er skadd, sees det på et skadet område i innspenningen. Dette ble valgt fordi momentet er størst i innspenningen og det antas dermed som mest kritisk om spennkabler i topplaten i innspenningen skades. Kablene som er skadd starter med kabel 1 og deretter legges én og én kabel til, helt til alle kabler er skadd.

For å studere hvordan ulike posisjoner påvirker resultatet, simuleres det redusert spennarmeringsareal i fire ulike posisjoner. Dette er ved innspenningen, 4-10 meter fra innspenning, 12-17 meter fra innspenning og 26-30 meter fra innspenning. På disse stedene er det også gjennomført reduksjoner på 25%, 35%, 40% og 50% på armeringsarealet til spennkablene. Dette ble gjort for å se hvordan oppførselen til brua endres ved ulike grader av skade og for å se forskjellene ulik skadegrad gav på ulike posisjoner.

Tilsvarende simuleringer er gjennomført for spennkabler i bunnplata, men disse gjennomgås ikke like grundig. Dette fordi skade på bunnkabler gir samme utvikling og tendens som skade på toppkablene. Det vil likevel bli gjennomført en sammenligning av skade på toppkabler med skade på bunnkabler for å vise hvilken respons skade på bunnkabler medfører.



Figur 7.12 – Posisjon 1, 3 og 4 for simulering av redusert spennarmeringsareal. Posisjon 1: i innspenning, Posisjon 3: 12-17 m fra innspenning, Posisjon 4: 26-30 m fra innspenning

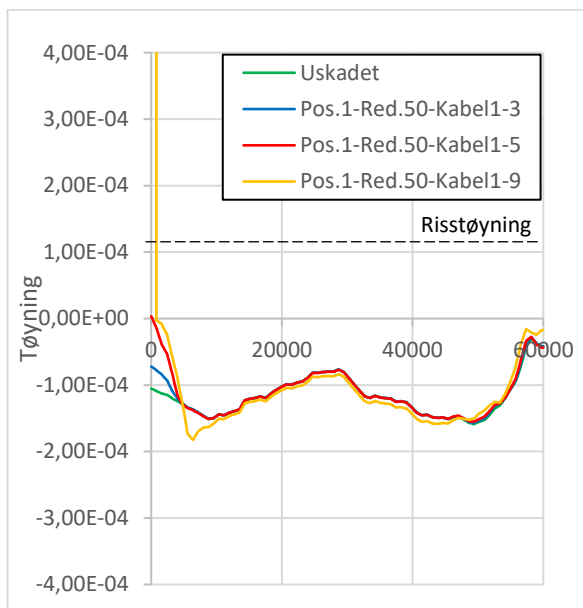


Figur 7.13 – Posisjon 2 for simulering av redusert spennarmeringsareal, 4-10 m fra innspenning

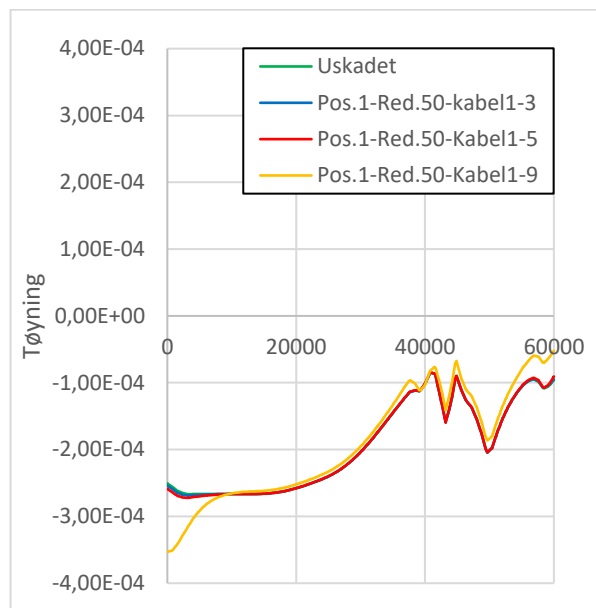
7.2.1 Påvirkningen av antall skadde kabler

Det ble antatt en reduksjon av skadde elementtverrsnitt på spennkablene på 25% og 50%. Det viste seg at en skade på 25%-reduksjon ikke hadde så store utslag i verken tøyning eller nedbøyning og det er derfor valgt å vise resultatene til simuleringen med 50% reduksjon. I Figur 7.14 betyr Pos.1-Red.50-Kabel1-3 en skade i Posisjon 1, hvor spennkablene 1, 2 og 3 har et areal redusert med 50%. Denne navngivningen går igjen videre i oppgaven.

Figur 7.14 og Figur 7.15 viser hvordan tøyningene i henholdsvis topp- og bunnplate endres ved et økende antall skadde kabler, langs med brua. Vi ser at tøyningene i toppplate vil gi størst lokale utslag der skaden inntreffer, mens den forblir relativt uendret langs resten av brua. Dette gjelder også for bunnplaten, men her ser vi at en skade i toppkabler gir mindre utslag på tøyninger i bunnplate.



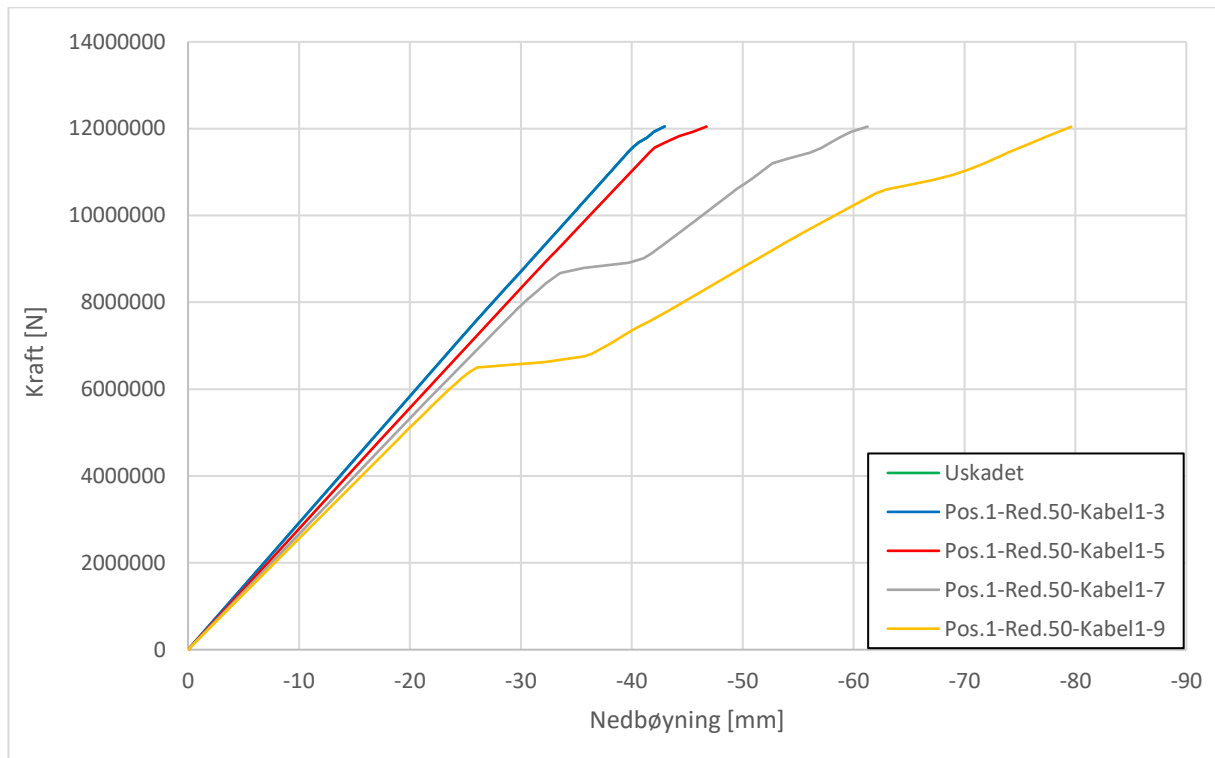
Figur 7.14 – Tøyninger i toppplate ved redusert spennarmeringsareal i Posisjon 1



Figur 7.15 – Tøyninger i bunnplate ved redusert spennarmeringsareal i Posisjon 1

Ved skade på 5 kabler over hvert steg vil betongen gå fra å være i trykk til å bli i strekk i innspenningen, og en videre økning i skadde kabler vil føre til rissdannelser i betongen. Ved skade på alle kabler vil betongen utsettes for tøyninger over risstøyningen ($\epsilon=1.1E-04$), og dermed gi store rissdannelser i innspenningen. For tøyninger i bunnplaten gis det noen lokale utslag i begge ender, men ellers er det relativt uendret. På grunn av de økte strekktøyningen i øvre del av brukassen vil det i nedre del bli større trykktøyninger enn ved uskadet simulering, slik som kurvene viser

Figur 7.16 viser hvordan deformasjonen og stivheten til brua endres ved økende antall skadde kabler. Det kommer tydelig fram at økende antall skadde kabler vil gi redusert stivhet og større nedbøyninger.



Figur 7.16 – Last-forskyvningskurver ved redusert spennarmeringsareal i Posisjon 1

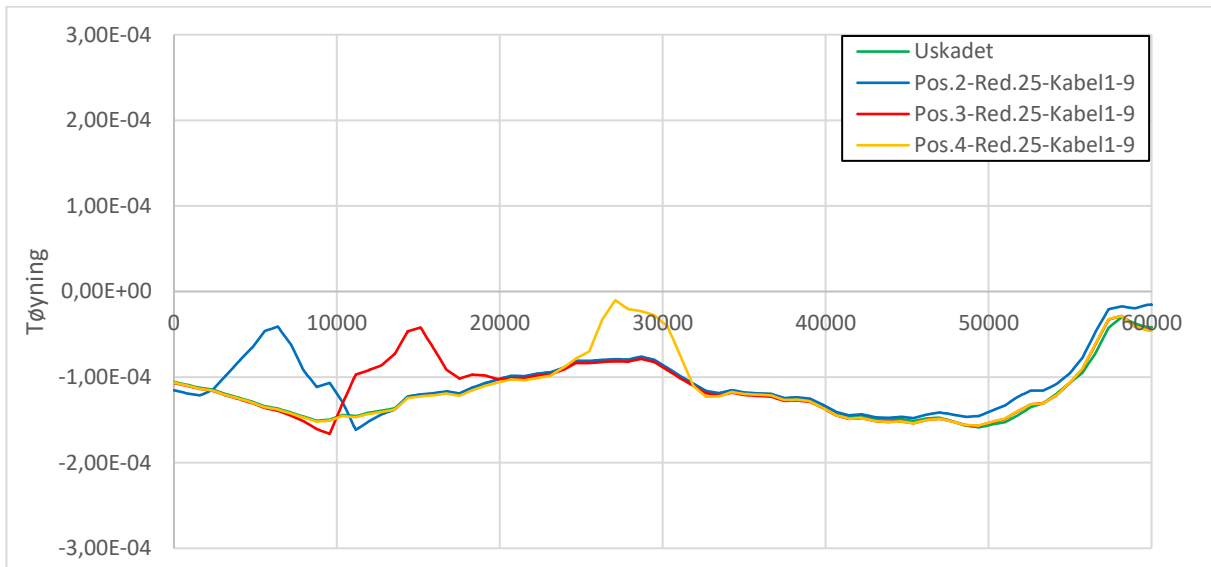
Ved en 50%-arealreduksjon på spennkablene i Posisjon 1, ser man et lite utslag på last-forskyvningskurven ved 5 skadde kabler. Øker man antallet skadde kabler, ser man et større utslag i stivhet og deformasjon. Dette sees i sammenheng med tøyningene i Figur 7.14, der betongen starter å risse opp for denne skaden. De to grafene sett i sammenheng gir derfor en indikasjon på at tøyninger over risstøyningen, gir et stort utslag på den globale oppførselen til brua, i form av last-forskyvning.

Som enkelte av kurvene i Figur 7.16 viser, opplever brumodellen en knekk i stivheten for visse laster. Denne lasten kalles risplast, og gjør at betongen risser opp i de mest utsatte områdene. I øyeblikket betongen risser opp, vil tøyningene i de mest utsatte områdene øke raskt, som fører til det flate partiet i last-forskyvningskurvene. Videre vil helningen på kurven, som knyttes til bøyestivheten EI , reduseres som følge av opprissing og endring av høyde på nøytralakse. Med opprissede områder vil dermed stivheten til brua i opprissede områder kun få bidrag fra armeringen og betongens trykkfasthet.

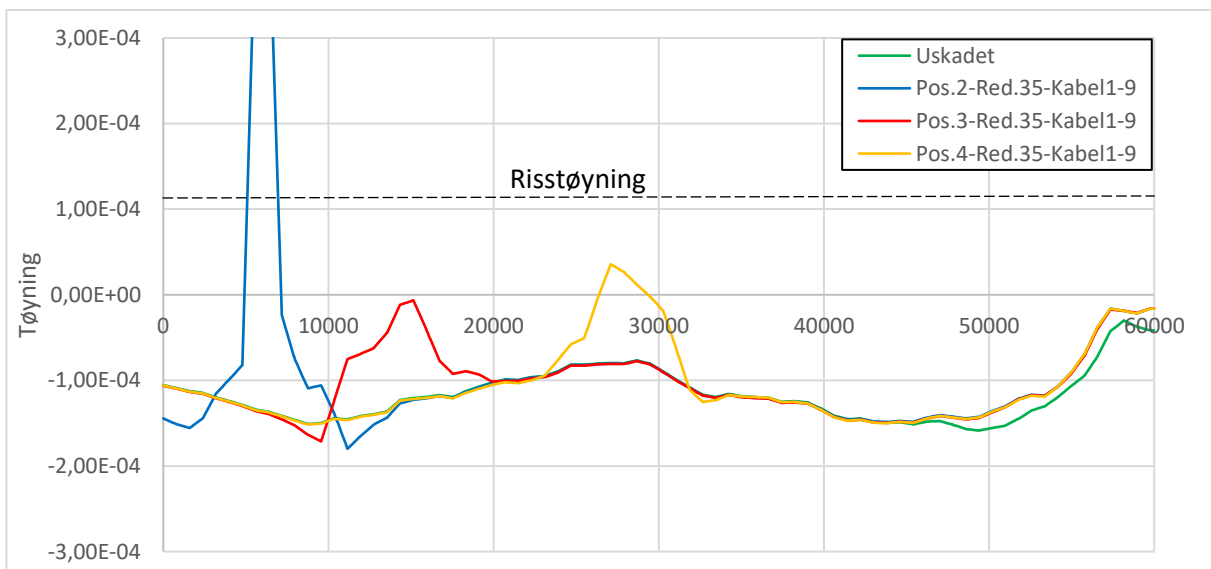
Den lille helningen på det flate partiet skyldes inkluderingen av tension stiffening i materialmodellen. Tension stiffening er som tidligere forklart, betongens evne til å ta opp strekkspenninger mellom riss. Siden tension stiffening er lagt inn i materialmodellen, simuleres det en mer gradvis overgang fra uopprikket til opprikket stadium.

7.2.2 Posisjonens påvirkning

Figur 7.17 viser hvordan tøyningene i topplaten påvirkes når posisjonen til det skadde området varierer. Det kommer tydelig fram at det vil skje lokale endringer i tøyningen uavhengig av hvor skaden oppstår. Det er ut fra denne grafen vanskelig å si noe om hvilken posisjon som er mest kritisk. Ved å øke skadeomfanget vil det bli tydeligere hvordan posisjonen til skaden påvirker betongen, vist i Figur 7.18.



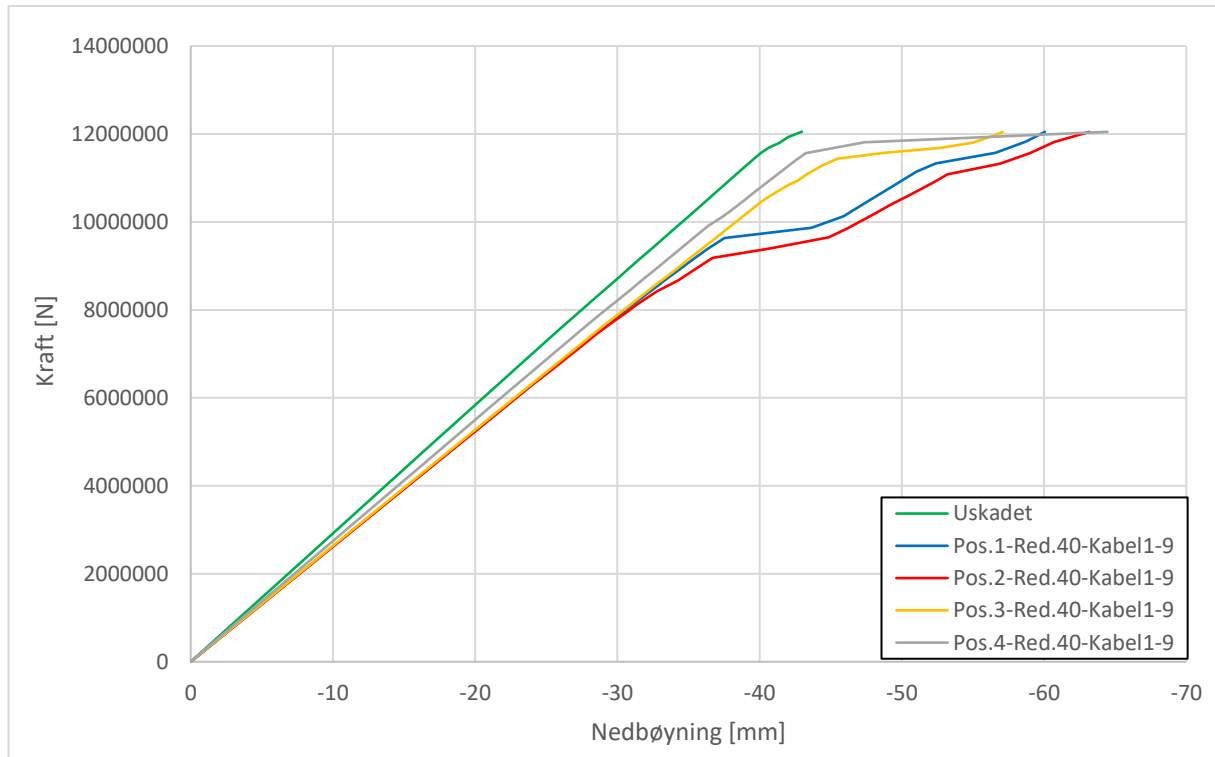
Figur 7.17 – Tøyninger i topplate ved redusert spennarmeringsareal i Posisjon 2 og Posisjon 4



Figur 7.18 – Tøyninger i topplate ved redusert spennarmeringsareal i tre ulike posisjoner

I Figur 7.18 har reduksjonen av spennkablenes areal økt fra 25% til 35%. Den viser hvordan ulike posisjoner utsatt for samme skade påvirker tøyningene i brua. Her blir det tydelig at en skade nærmere innspenningen gir større utslag enn ved andre posisjoner. Vi ser også at skade i Posisjon 4 gir høyere tøyninger i betongen enn i Posisjon 3, selv om Posisjon 3 er nærmere innspenningen. Dette kommer av at en skade i Posisjon 4 vil utgjøre en større andel av kablene enn om skaden skjer nærmere innspenningen, der det er flere kabler.

Figur 7.19 bekrefter at posisjonen til skaden har stor påvirkning for oppførselen til brua. Kurvene viser at kapasiteten svekkes tidligere og i større grad dersom skaden skjer nærmere innspenning.

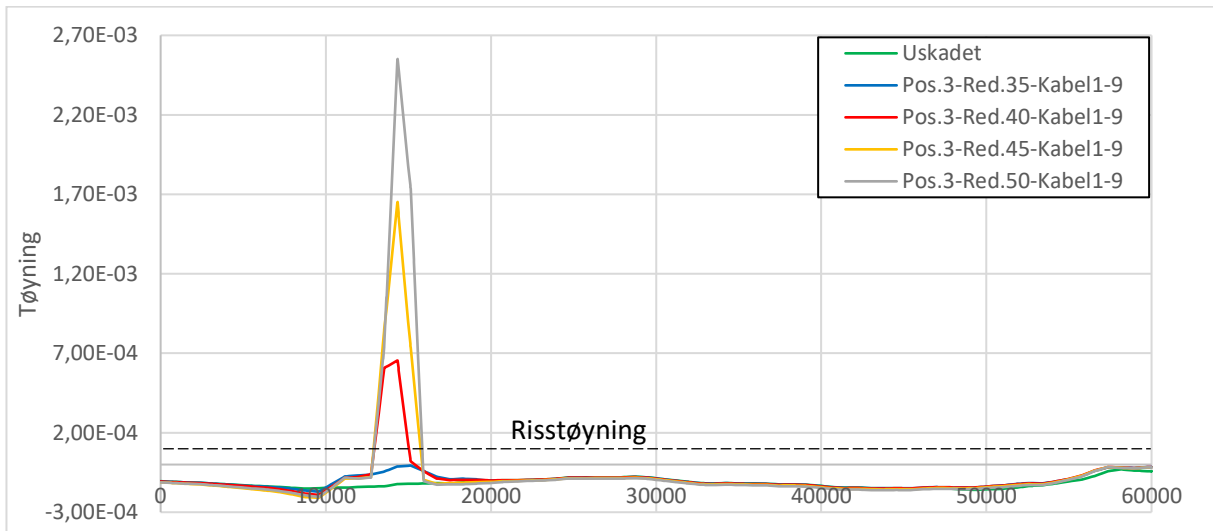


Figur 7.19 – Last-forskyvningskurve ved redusert spennarmeringsareal i fire ulike posisjoner

Grafen viser at brua vil risse opp for en lavere last om skaden skjer nærmere innspenningen, i Posisjon 1 og Posisjon 2. Som i tidligere last-forskyvningskurver der betongen risser opp, klarer Abaqus å fange opp den ikke-lineære oppførselen til brua i form av endring i stivhet ved opprissing og inkludering av tension stiffening.

7.2.3 Sammenligning av ulike grader redusert spennarmeringsareal

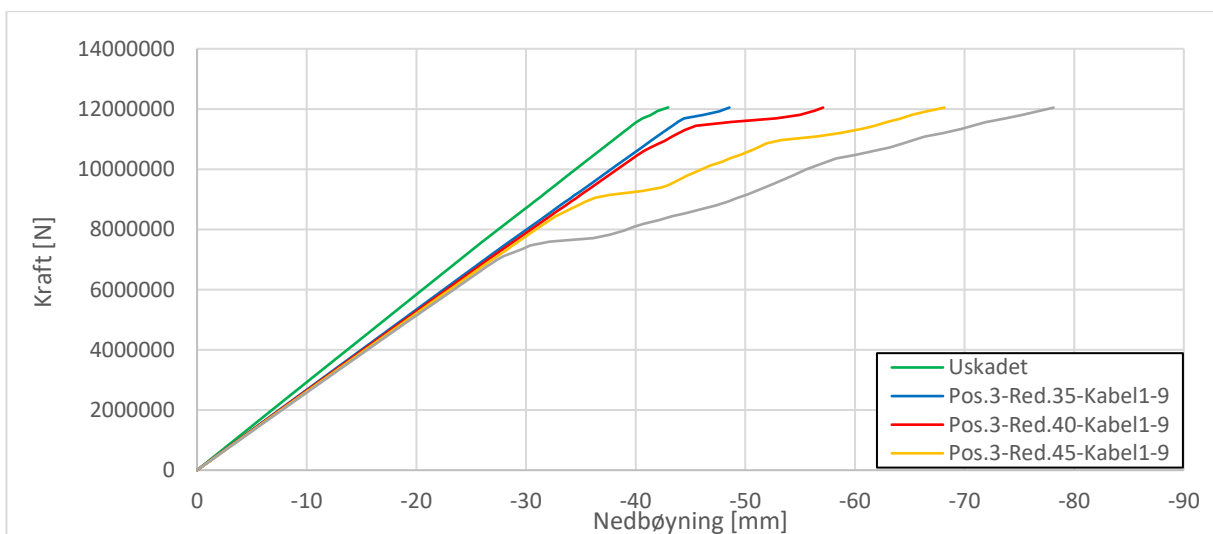
Det var av interesse å se hvordan tøyningene i betongen og kapasiteten utviklet seg når skadeomfanget økte. Figur 7.20 viser tydelig hvordan de lokale tøyningssendringen i betongen forblir lokale selv om skaden økes. Den viser at betongen vil få større og større rissdannelser i det lokale området med skade, mens tøyningene i øvrige deler langs brua forblir tilnærmet uendret.



Figur 7.20 – Tøyninger i topplate ved ulike grader av redusert spennarmeringsareal i Posisjon 3

Spennarmert betong som risser opp danner vanligvis et rissmønster når det er heft mellom betong og armering, mens det kun dannes færre og større sprekker når det ikke er heft, som forklart i Kapittel 5. I vår modell er det god heft i hele brua unntatt i områder med korrosjonsskade. Dette kan forklare hvorfor det kun oppstår et riss og ikke et rissmønster når skaden øker.

Videre viser Figur 7.21 hvordan stivheten endres når skadeomfanget varierer i en gitt posisjon. Figuren viser at kapasiteten til brua er relativt uendret helt til alle kabler har en reduksjon på 40-45%. Dette kan sees i sammenheng med Figur 7.20 der betongen ikke risser før skaden har nådd dette nivået.



Figur 7.21 – Last-forskyvningskurver ved ulike grader av redusert spennarmeringsareal i Posisjon 3

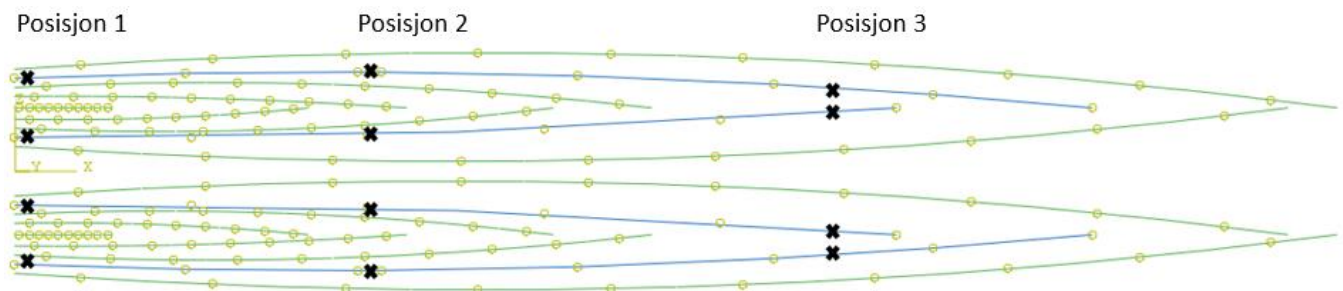
7.3 Skadescenario 3: Brudd på spennkabel

Til å studere brumodellens oppførsel ved brudd på spennkabel er det gjort simuleringer hvor posisjon og antall kabler med brudd varierer. Det ble antatt at brudd på mange kabler er lite sannsynlig og at det heller er viktig å fokusere på ulike posisjoner hvor bruddet skjer. Mengden av spennkabler i topplaten avtar med avstanden fra innspenningen og kan påvirke hvor det er mest kritisk med brudd.

Siden de sementfylte føringsrørene i etteroppspente betongkonstruksjoner bidrar til heft mellom betong og armering, kan spennkraft overføres selv om det har skjedd et brudd på spennkabler. I denne modellen simuleres dette ved at spennkablene låses fast til betongen, og gis en gradvis økning av spennkraft ut fra bruddet. På denne måten simuleres reforankringen av spennkablene ved at de gradvis tilfører betongen en større og større forspenning.

For beregning av reforankringslengde, brukes anbefalt beregningsmetode gitt i EK2. Utregningen er gitt i vedlegg D, og gir en forankringslengde på 3 meter. På disse meterne økes forspenningen «trinnsvis», til 25%, 50% og 75%, før resterende lengde av spennkablene har full forspenningskraft. Det vil si at over den første meteren ut fra bruddet, vil spennkabelen tilføre betongen 25% forspenningskraft, deretter én meter med 50%, osv.

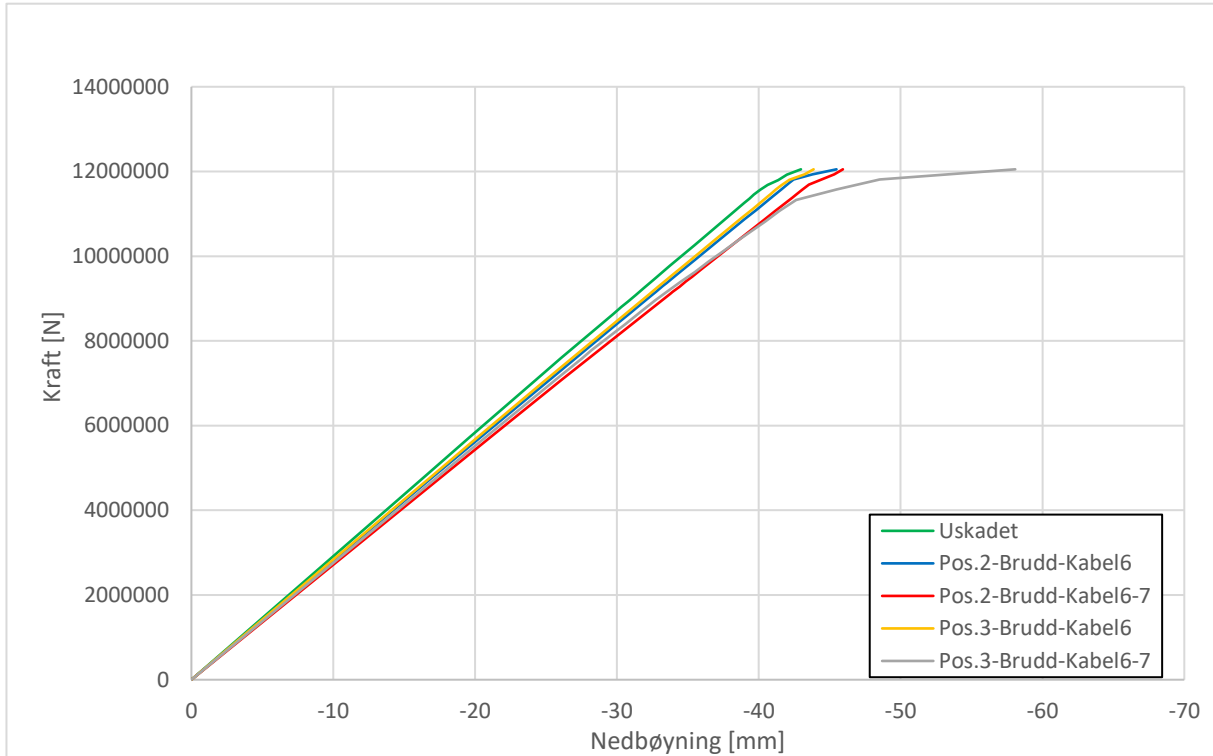
Det er gjennomført simulering av brudd på spennkabel 6 og 7, i de avmerkede posisjonene på Figur 7.22. Disse ligger 1 m, 15 m og 30 m fra innspenning.



Figur 7.22 – Posisjoner det simuleres brudd i spennkabler 6 og 7

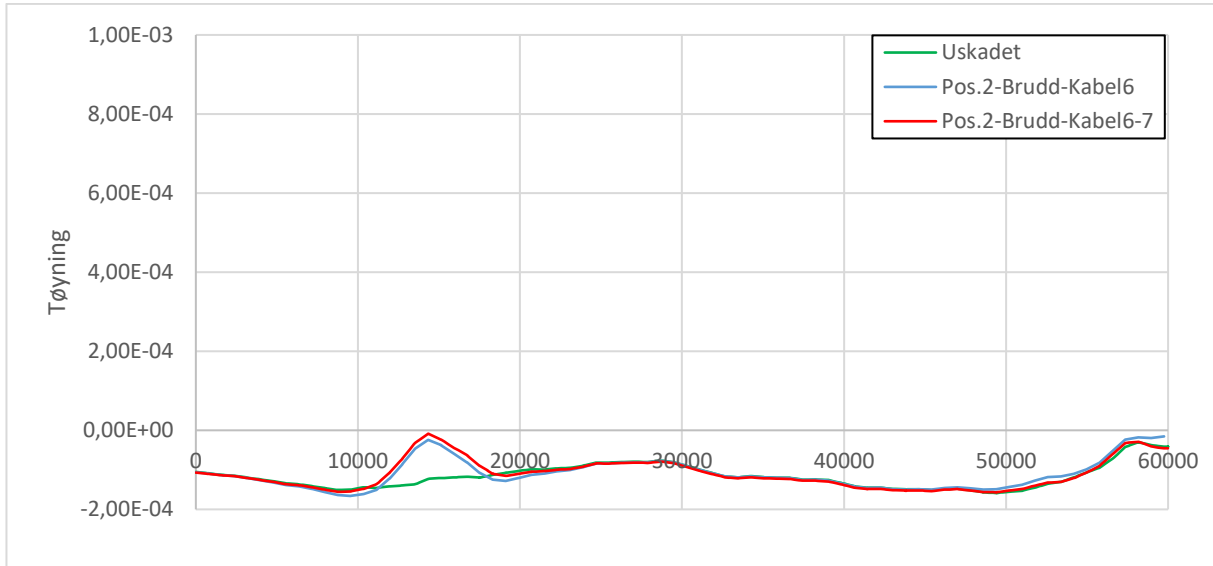
7.3.1 Sammenligning – antall kabler og posisjon

Figur 7.23 viser hvordan et økende antall kabler med brudd påvirker bruas lastbærende kapasitet. Samtidig viser den at posisjonen til bruddet er vel så viktig når det gjelder påvirkning av kapasiteten. Ved brudd på kabel 6 og 7 vil det i posisjon 2 ikke føre til en plutselig endring i stivhet, som det gjør ved en skade i posisjon 3.

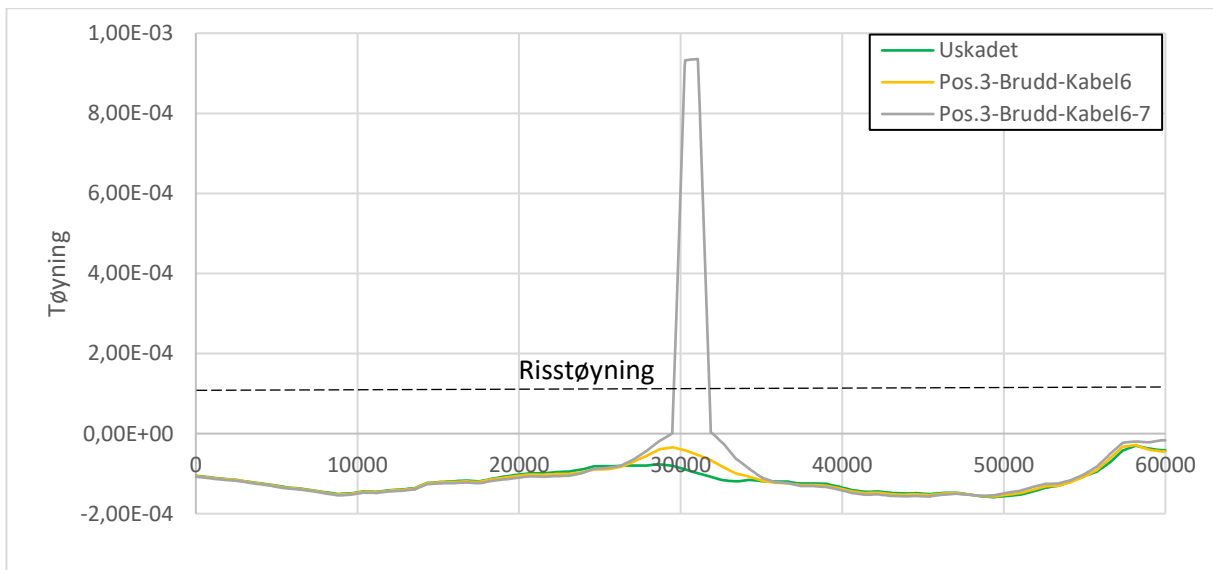


Figur 7.23 – Last-forskyvningskurve ved brudd på kabel 6 og 7 i Posisjon 2 og Posisjon 3

Figur 7.24 og Figur 7.25 viser hvordan tøyningene i toppen av brudekket påvirkes av et brudd på én eller to spennkabler, i to ulike posisjoner. I figurene ser man de samme karakteristikkene som ved tidligere resultater; korrosjonsskadde områder gir store lokale påvirkninger, her ved store tøyninger i bruddposisjonen, mens resterende områder ser ut til å påvirkes i mindre grad.



Figur 7.24 – Tøyninger i topplate ved brudd på spennkabel 6 og 7 i Posisjon 2



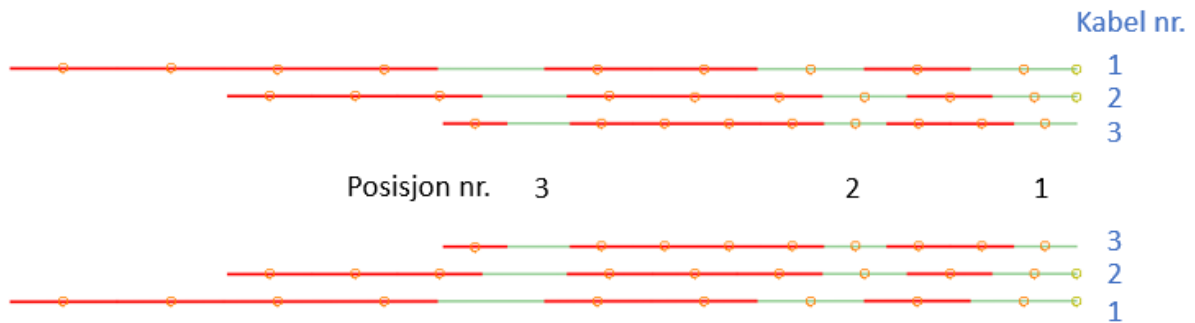
Figur 7.25 – Tøyninger i topplate ved brudd på kabel 6 og 7 i Posisjon 3

De to figurene som viser tøyningene i topplaten ved ulike bruddposisjoner, viser samtidig at konsekvensene av en skade påvirkes av flere faktorer enn kun hvor den oppstår. Det er tidligere hevdet at innspenningen er mer sårbar for en skade på grunn av høye bøyemomenter. Det de to figurene ovenfor viser, er at skadeomfanget også er avhengig av andelen spennkabler som blir skadet i et snitt. Siden det er færre spennkabler i tverrsnittet i Posisjon 3 enn i Posisjon 2, vil en skade på én eller to spennkabler utgjøre en større andel av spennkablene i dette snittet. På grunn av dette, gir en skade i Posisjon 3 større utslag på den globale og lokale oppførsel.

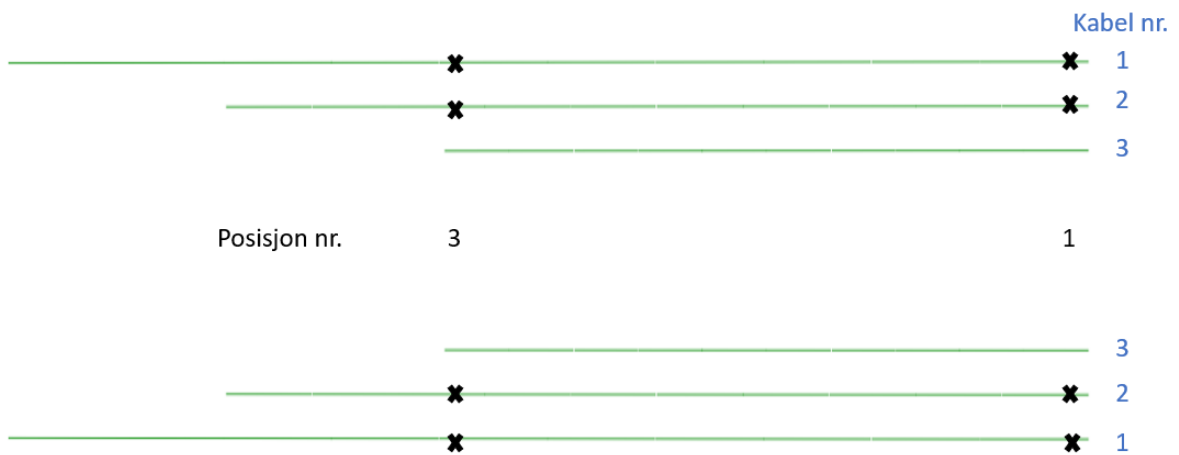
Det holder dermed ikke å si at posisjonen for skade alene bestemmer skadeomfanget, siden andelen av skadde spennkabler i et snitt er med på å påvirke konsekvensene.

7.4 Sammenligning av skade i topp- og bunnkabler

For skade på spennkabler i bunnplate, er det gjort flere av de samme simuleringene som på kabler i topplate. Det vil si simuleringer der et varierende antall spennkabler er påført en arealreduksjon eller brudd i ulike posisjoner. På grunn av veldig like resultater som ved skade på spennkabler i topplate, sammenlignes forskjeller på skader i toppkabler og bunnkabler fremfor å vise alle responsene ved skade på bunnkabel. De tre posisjonene det er simulert skade på spennkabler i bunnplate er vist i Figur 7.26.

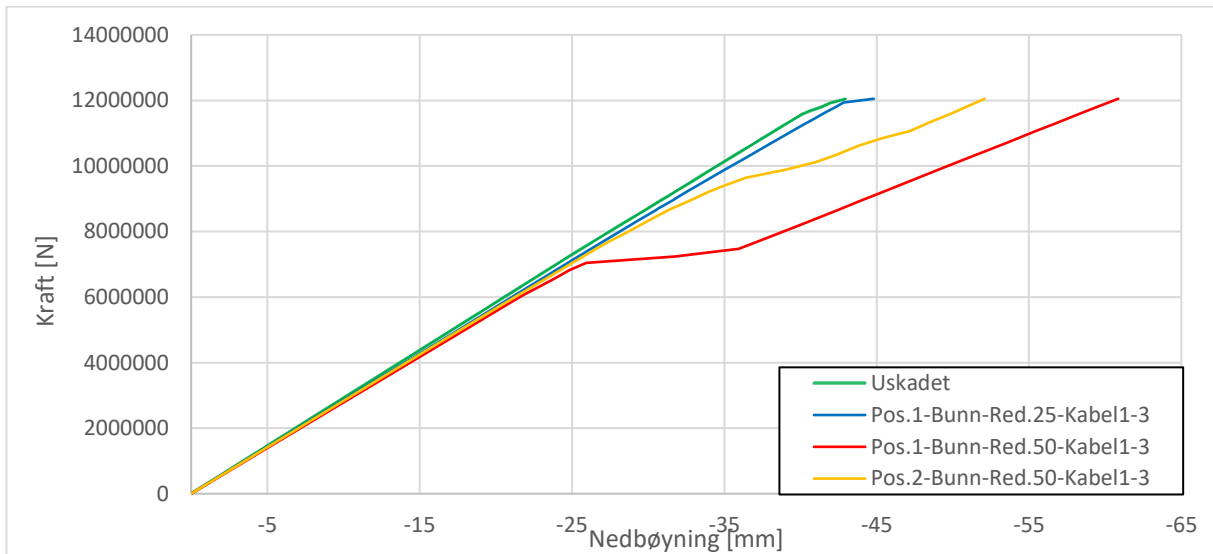


Figur 7.26 – Posisjoner det simuleres korrosjonsskade på bunnkabler



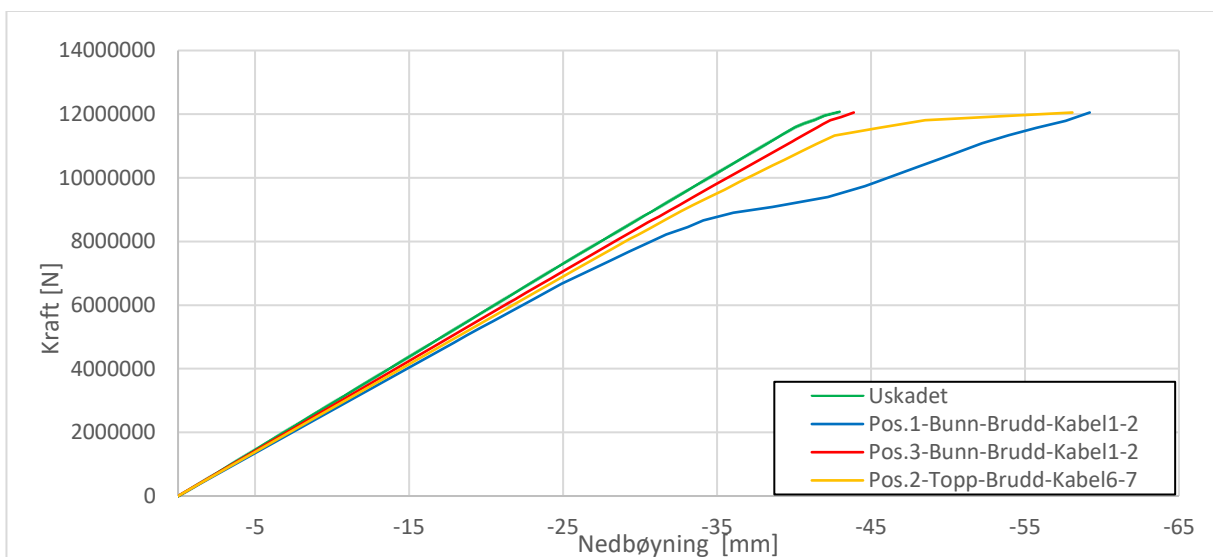
Figur 7.27 - Posisjoner det simuleres brudd på bunnkabler. Posisjon 1 er 1 meter fra midtspenn og Posisjon 3 er 9 meter fra midtspenn

Figur 7.28 viser last-forskyvning av brua når alle spennkablens areal reduseres med 25% og 50% i Posisjon 1 og Posisjon 2. På samme måte som ved skade i toppkabler, gis det større utslag jo større moment det skadde området er utsatt for. Ved en skade i Posisjon 3 er utslagene så små at de er valgt å ikke inkludere i figuren.



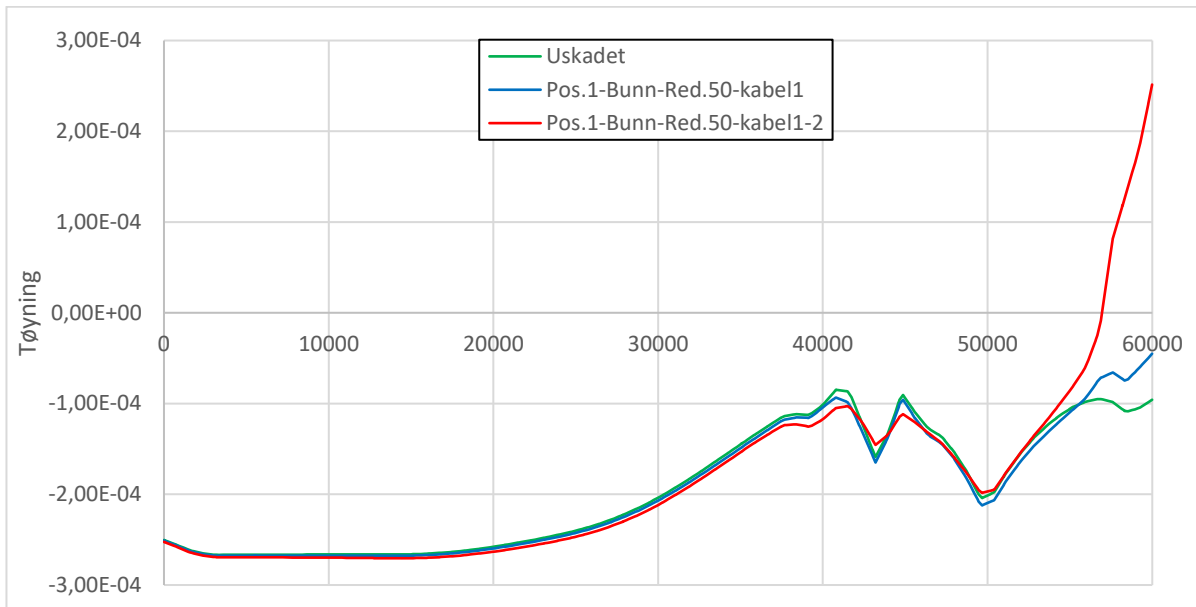
Figur 7.28 – Last-forskyvningskurver ved ulike reduksjon av spennarmeringsareal i Posisjon 1 og Posisjon 2

Figur 7.29 sammenligner oppførselen til brua ved brudd på to kabler i ulike posisjoner. Først og fremst ser vi at når det simuleres brudd i bunnkabler, så er det i Posisjon 1 det vil gi størst utslag. Sammenligner vi bruddsimuleringen i bunnkabler som gir størst utslag, med bruddsimulering i toppkabler som gir størst utslag – vil nedbøyningen i midtspennet være tilnærmet like stor. Derimot vil det gi et utslag på last-forskyvningskurven for en mye lavere last når samme skade skjer på bunnkablene. Begrunnelsen for dette er at skaden på to kabler i bunnplaten, utgjør en større andel av spennkablene enn hva to kabler gjør i innspenningen i topplaten. På denne måten kan man si at brudd på kabel vil være mer kritisk i bunnplaten.

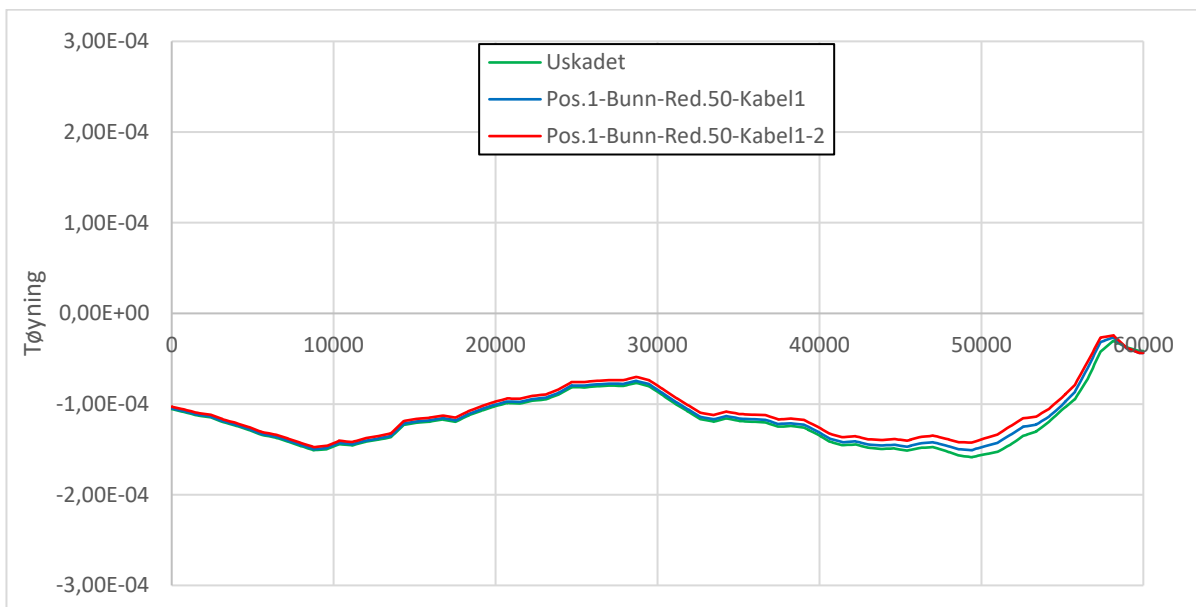


Figur 7.29 – Last-forskyvningskurver ved brudd på to kabler i de mest kritiske posisjonene i topp- og bunnplate

De to siste grafene som velges å trekke frem for å beskrive bruas oppførsel ved skade på spennkabler i bunnplate, er Figur 7.30 og Figur 7.31. Her ser vi hvordan skaden på spennkablene gir lokale utslag på tøyingsverdiene. Med det så menes det at bunnplaten vil få store tøyingsverdier i området med skade, mens det i resten av bunnplaten vil stabilisere seg på verdier som tilsvarer et uskadet scenario. Tøyningene er også lokale i form av at utslagene er størst i den delen av tverrsnittet hvor skaden er påført, slik at ved en skade i bunnplaten så er utslagene i topplaten mindre. Dette er mange av de samme karakteristikkenes som skader på spennkabler i topplate viste.



Figur 7.30 – Tøyninger i bunnplate ved reduksjon av én og to spennkabler i bunnplate Posisjon 1.



Figur 7.31 – Tøyninger i topplate ved reduksjon av én og to spennkabler i bunnplate Posisjon 1.

8 Verifikasjon av modell og skadesimulering

I denne delen av oppgaven vil det sees nærmere på antagelser og valg knyttet til modellering av Måløybrua og simulering av korrosjonsskadet spennarmering. Med hovedfokus på å studere etteroppspente bruers oppførsel ved korrosjon på spennarmeringen, ble det simulert skader på en halvdel av et hovedspenn på Måløybrua. Denne forenklingen av hovedspennet ble basert på symmetri, og redegjort for ved at hovedfokus var å studere den generelle oppførselen ved korrosjonsskadet spennarmering.

For å kontrollere resultatene i forrige kapittel vil det i denne delen av oppgaven sammenlignes skadesimuleringer på en modell av halve hovedspennet med en modell av hele hovedspennet. Hensikten med dette er for å kontrollere de modellerte randbetingelsene og for å sjekke om de samme karakteristikkene oppstår på en modell av hele hovedspennet.

Det er også knyttet usikkerhet til om resultatene og tolkningene av disse i forrige kapittel er riktige. På grunn av alle faktorene som er med på å påvirke bruas oppførsel, slik som komplisert geometri og tilstedeværelse av passivarmering, er det ønskelig å studere korrosjonsskader på en enklere modell. Dette med hensikt i å se om de samme karakteristikkene også viser seg ved en enklere modell. I tillegg sees det nærmere på modellering av heftforbindelsen mellom betong og armering ved bruk av interaksjonsegenskaper.

8.1 Verifikasjon av halvspennsmodell

I denne oppgaven har det blitt valgt å modellere et halvt spenn av et hovedspenn på Måløybrua. Dette valget ble gjort tidlig i prosessen som redegjort for i kapittel 2 og 6. I denne delen av oppgaven vil resultater fra modellen med det halve spennet, kontrolleres opp mot resultater fra en modell med et helt hovedspenn. Dette for å kontrollere at randbetingelsene for den halve modellen er riktige, men også for å sammenligne resultatene fra halvspennsmodellen med resultater fra helspennsmodellen.

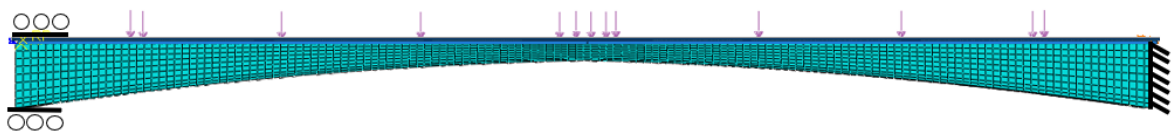
De følgende sammenligningene gjennomføres:

- Sammenligning av uskadet halvspennsmodell med uskadet helspennsmodell
- Sammenligning av resultater fra et skadescenario på halvspennsmodell og helspennsmodell
- Sammenligning av resultater fra uskadet helspennsmodell med skadet halvspennsmodell

Ved disse tre sammenligningene vil det være mulig å si noe om gyldigheten til randbetingelsene ved halvspennsmodellen, og å se om de samme karakteristikkene ved en skadesimulering opptrer på helspennsmodellen.

I halvspennsmodellen ble brukassen fast innspent i forbindelsen til søylene, uten mulighet for rotasjon eller translasjon i noen retninger. I midtspennet ble det modellert et rotasjonsinnspent glidelager som hindrer rotasjon, men som tillater forskyvning i vertikal og horisontal retning. For helspennsmodellen vil også de to endene bli fast innspent. For at forspenningskraften i kablene skal bli overført til betongen, tillates den ene enden av brua fri forskyvning i lengderetning. Forskjellen i randbetingelsene mellom halv- og helspennsmodell vil dermed være den påsatte Constraint equation i midtspenn, som forhindrer rotasjon. Figur 8.1 viser den modellerte helspennsmodellen med randbetingelser og påsatt last.

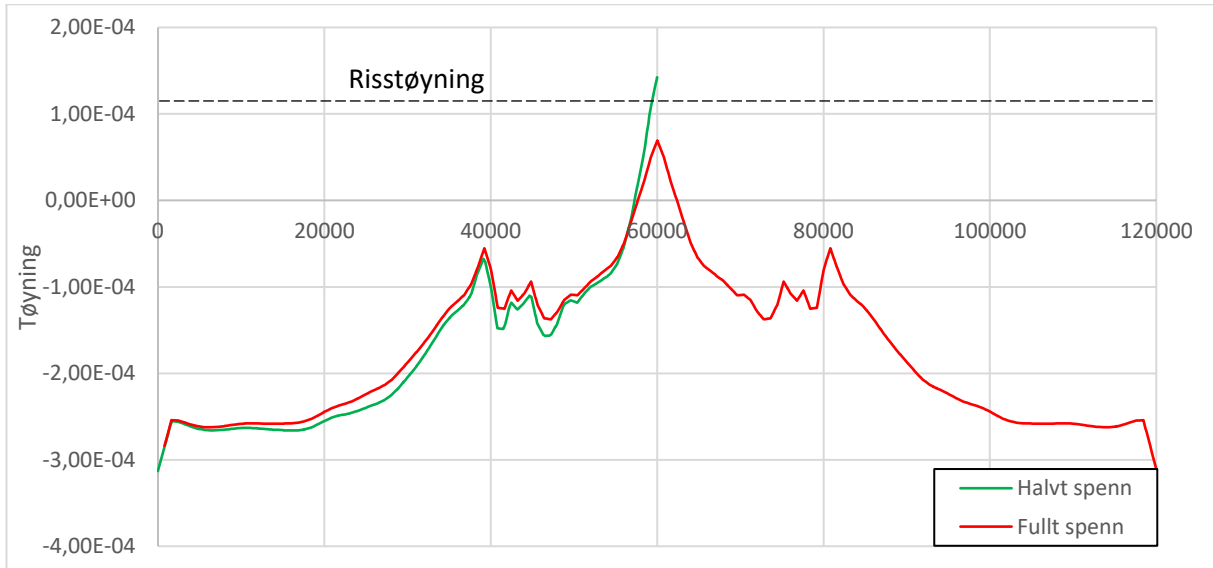
For å sammenligne resultater mellom halv- og helspennsmodell, må den jevnt fordelte lasten være plassert over hele brua, mens punktlasten virker over et dobbelt så stort areal i midtspenn. Skaden påføres også symmetrisk om midtspennet, slik at resultatene blir sammenlignbare med resultatene fra halvspennsmodellen.



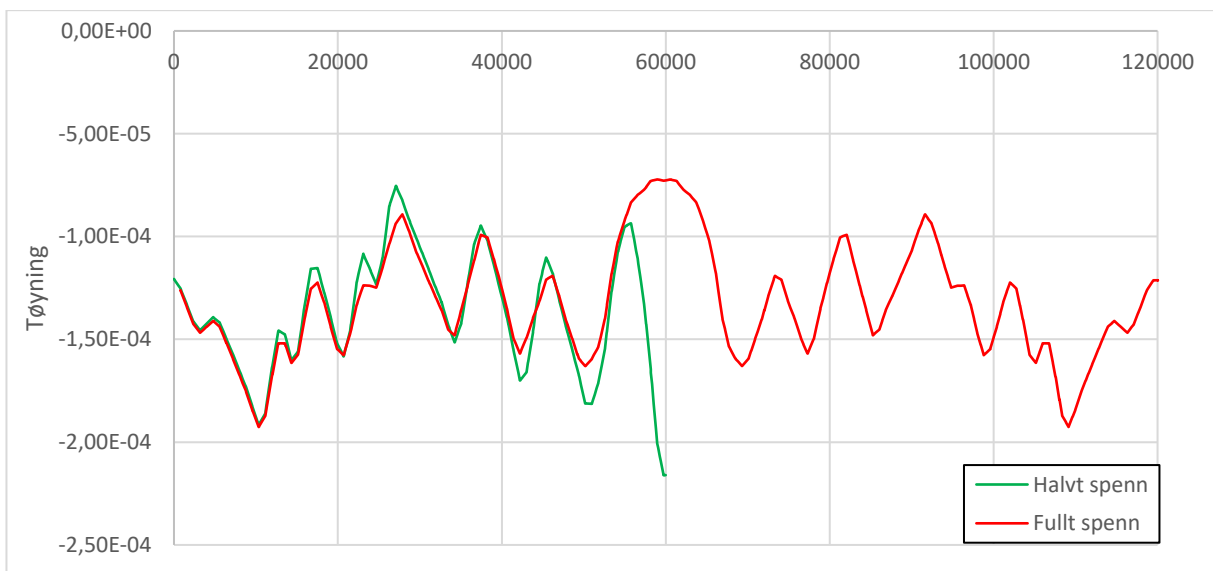
Figur 8.1 - Helspennsmodell med randbetingelser og laster. Fast innspent i høyre ende og fast innspent med mulighet til å bevege seg i lengderetning i venstre ende. Jevnt fordelt last langs hele brua og punktlast symmetrisk om midtspennet.

8.1.1 Sammenligning av uskadet halvspennsmodell og helspennsmodell

Figur 8.2 til Figur 8.4 viser henholdsvis tøyninger i bunn og topp av steg, samt last-forskyvning. Fra tøyningsskurvene ser vi en tilnærmet lik oppførsel langs brua, men med større forskjeller i midtspennet. Dette tyder på at antagelsen om randbetingelsen gir en lik oppførsel på det globale nivået, men at det i områder rundt midtspennet ikke fremstiller bruas oppførsel på en eksakt lik måte.

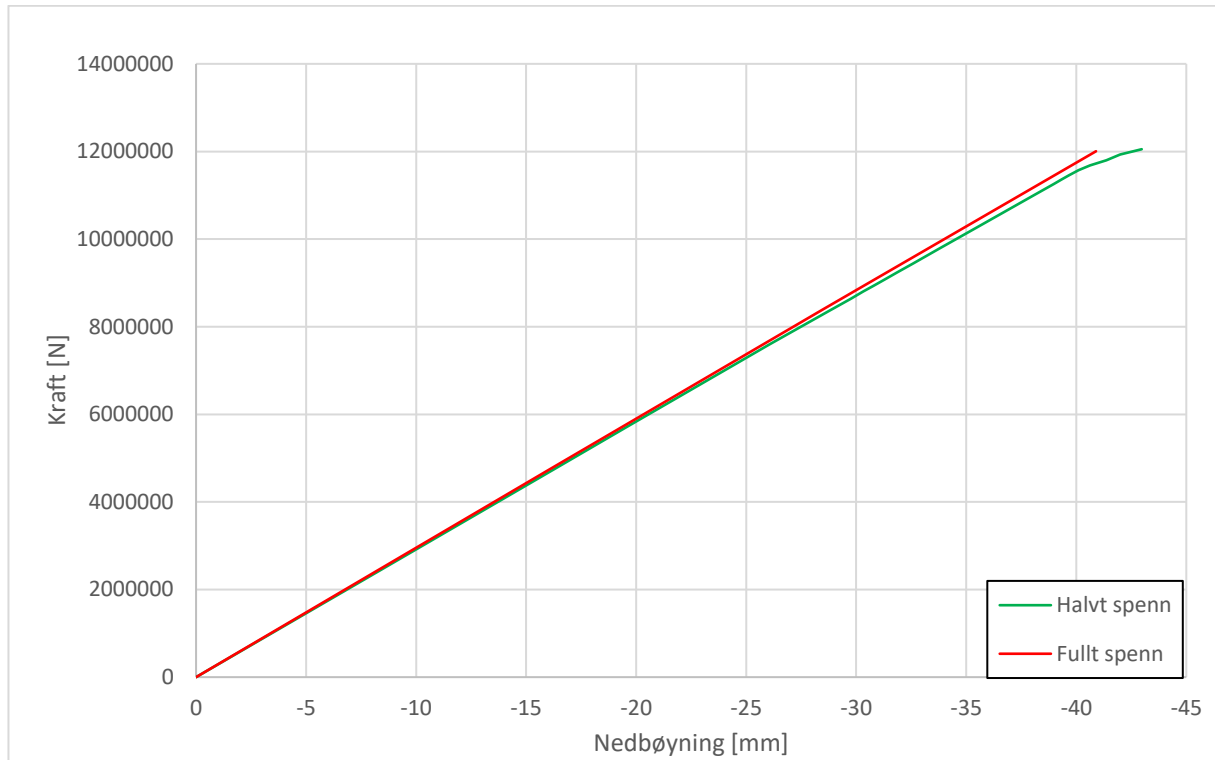


Figur 8.2 – Tøyninger i bunn av steg på halv- og helspennsmodell uten skader



Figur 8.3 - Tøyninger i topp av steg på halv- og helspennsmodell uten skader

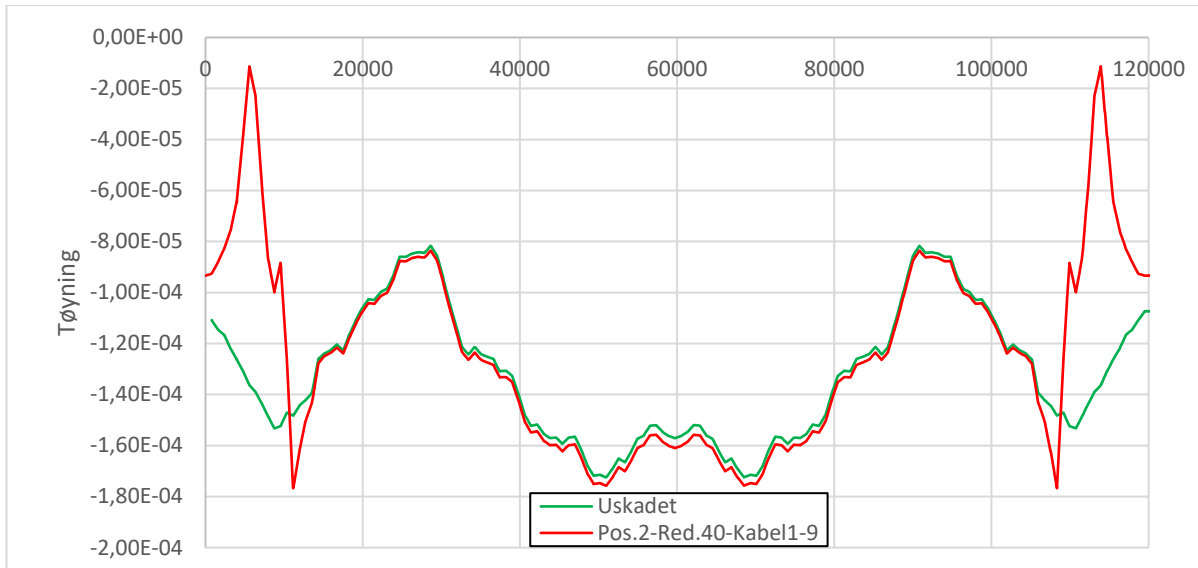
Figur 8.4 viser last-forskyvningskurver ved uskadet halv- og helpennsmodell. Med en noe mer stiv oppførsel, får helpennsmodellen mindre nedbøyninger i midtspennet. Det er ikke godt å gi noen klar begrunnelse på hvorfor dette skjer. Fra tøyningens kurver ser vi at bunnen av steget får større tøyninger på halvspennsmodellen kontra helpenn. Faktisk overstiger strekk-tøyningene risstøyningen, som er en mulig forklaring til at last-forskyvningskurven opplever en reduksjon i stivhet mot slutten av lastpåførselen.



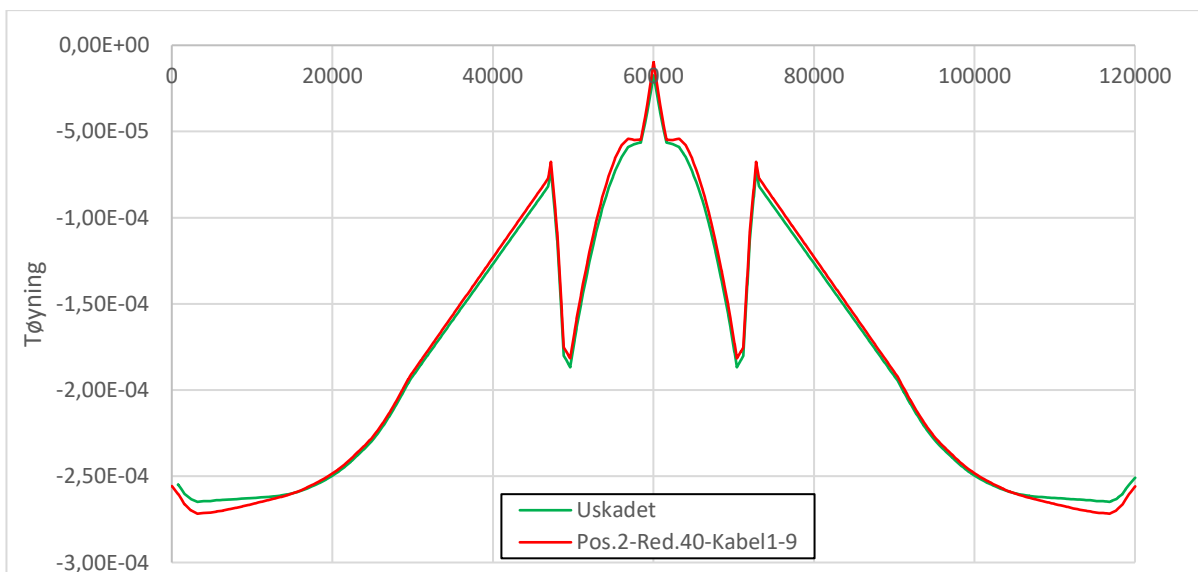
Figur 8.4 – Last-forskyvningskurver for halv- og helpennsmodell uten skader

8.1.2 Sammenligning av resultater fra helpennsmodell

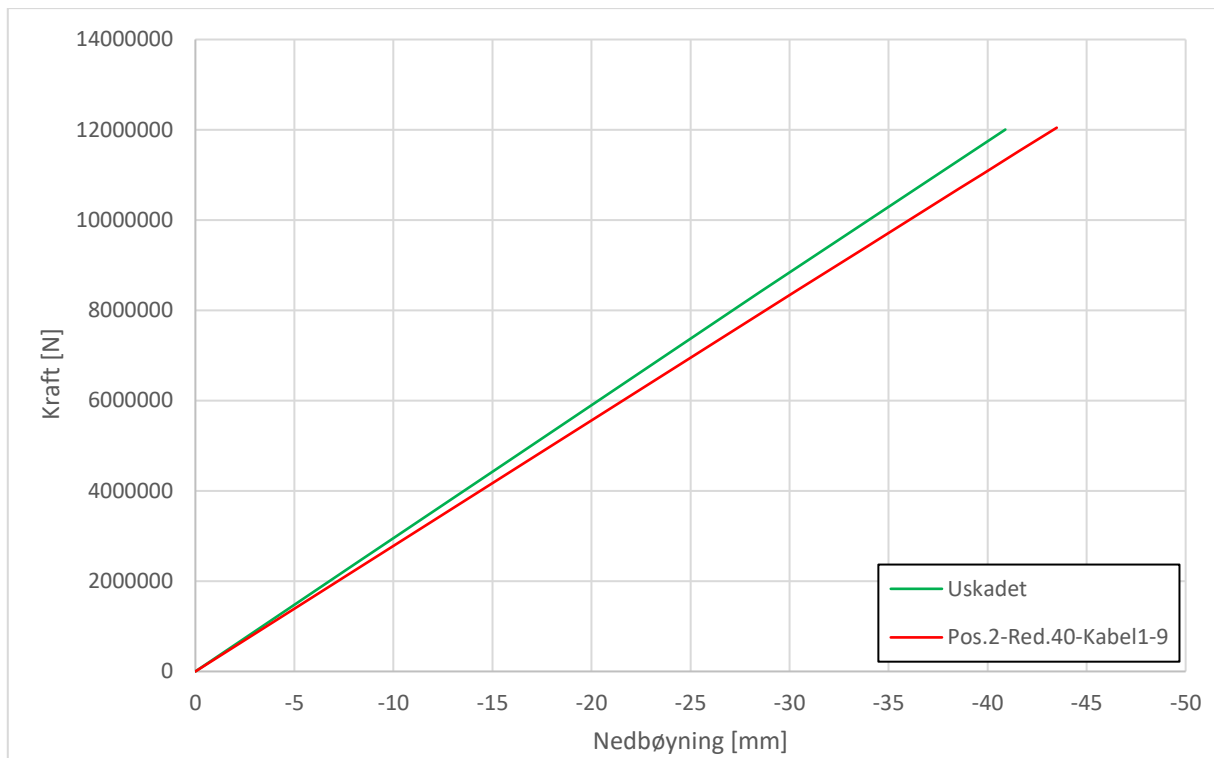
Hensikten med denne sammenligningen er for å se om de samme karakteristikene ved en skadesimulering oppstår på helpennsmodellen, som vi så på halvspennsmodellen. Figur 8.5 til Figur 8.7 viser tøyninger langs brua og last-forskyvningskurver.



Figur 8.5 – Tøyninger i topplate på helpennsmodell ved reduksjon av spennarmeringsareal i Posisjon 2



Figur 8.6 – Tøyninger i bunnplate på helpennsmodell ved reduksjon av spennarmeringsareal i Posisjon 2

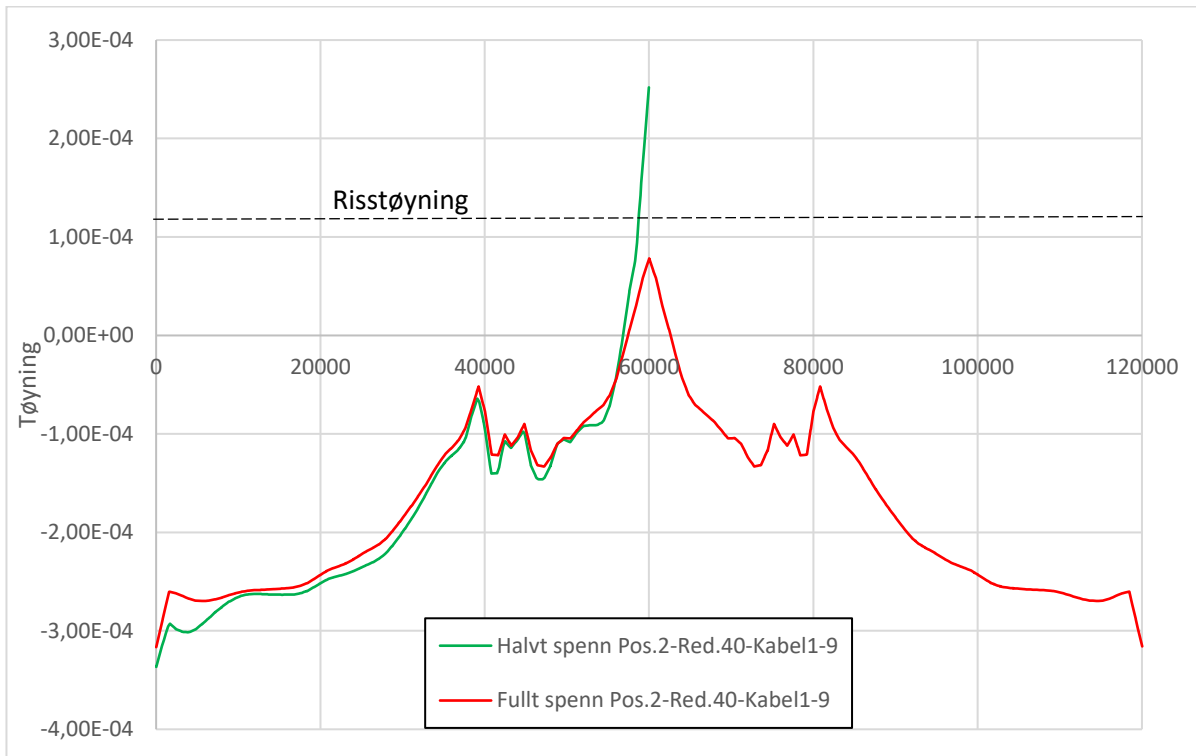


Figur 8.7 – Last-forskyvningskurver på halvspennsmodell ved uskadet simulering og med reduksjon av spennarmeringsareal i Posisjon 2

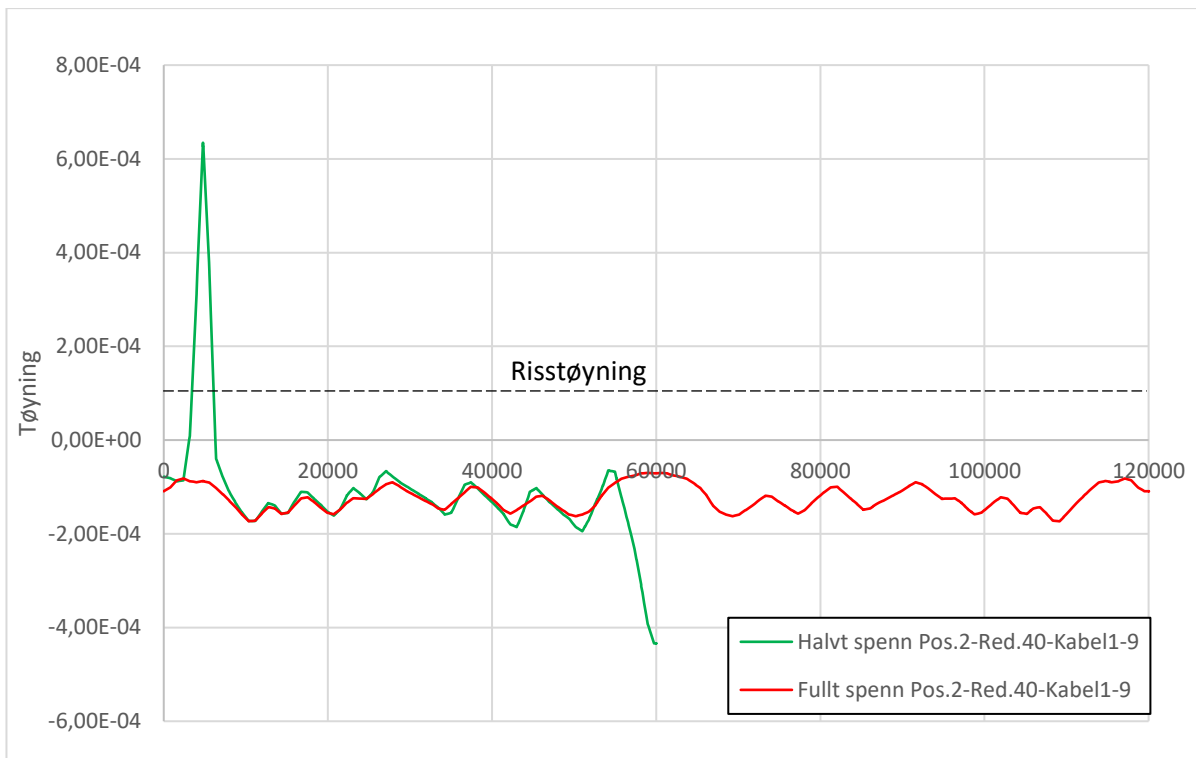
Figurene viser flere av de samme karakteristikkene som man kunne se fra resultatene på halvspennsmodellen. Det gis større lokale utslag i tøyningen i topplaten hvor skaden har skjedd enn i bunnplaten. Utslagene fra skaden er ikke store nok til at betongen risser opp, og gir derfor ingen store utslag på last-forskyvningskurven, i form av knekk i kapasitet. Stivheten blir derimot noe redusert, på grunn av reduserte trykkspenninger i det skadde området.

8.1.3 Sammenligning av skadesimulering på halv- og helpennsmodell

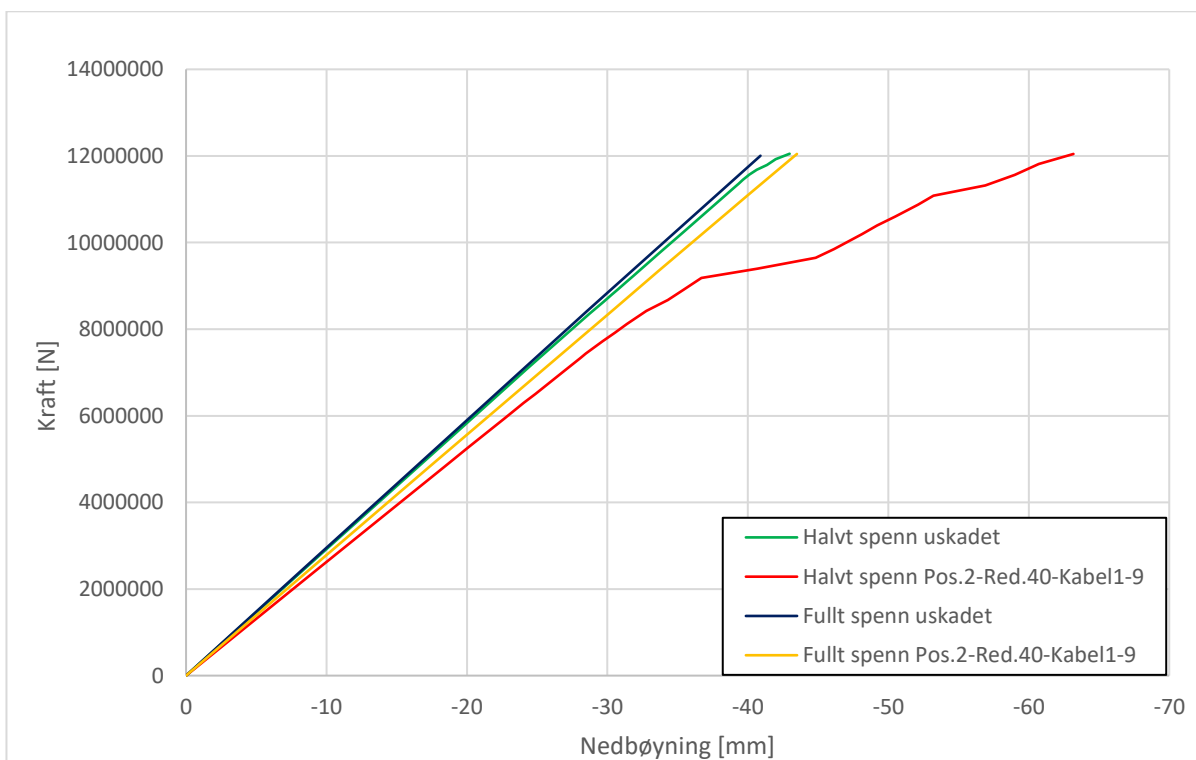
Skadescenariot det sammenlignes resultater for er ved en reduksjon av spennarmeringsarealet på alle kabler i Posisjon 2, 4-10 meter fra innspenningen. Figur 8.8 til Figur 8.10 viser variasjonene av tøyningene langs brua sammen med last-forskyvningskurvene. Vi ser de samme forskjellene, der den høyere stivheten i helpennsmodellen gjør at utsatte områder ikke risser opp, som gir mindre nedbøyning. Vi ser også at tøyningene i midtspenn på halvspennsmodellen er mye større enn ved helpennsmodellen, som indikerer at randbetingelsen ikke fremstiller den «korrekte» oppførselen i midtspenn.



Figur 8.8 – Sammenligning av tøyninger i bunn av steg på halv- og helpennsmodell ved redusert spennarmeringsareal



Figur 8.9 – Sammenligning av tøyninger i topp av steg på halv- og helspennsmodell ved redusert spennarmeringsareal

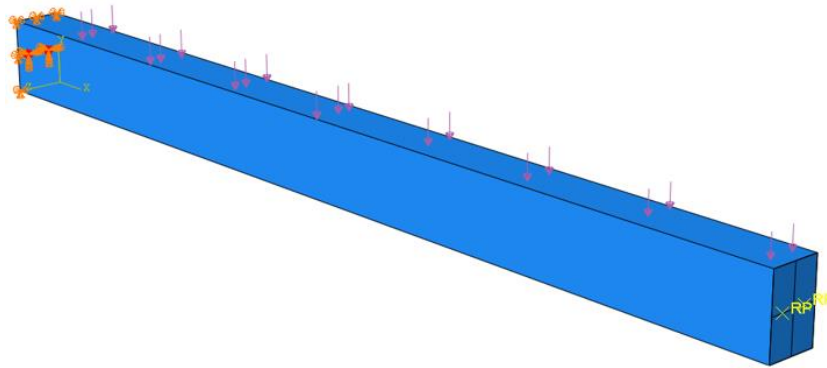


Figur 8.10 - Sammenligning av last-forskyvningskurver ved halv- og helspennsmodell ved redusert spennarmeringsareal

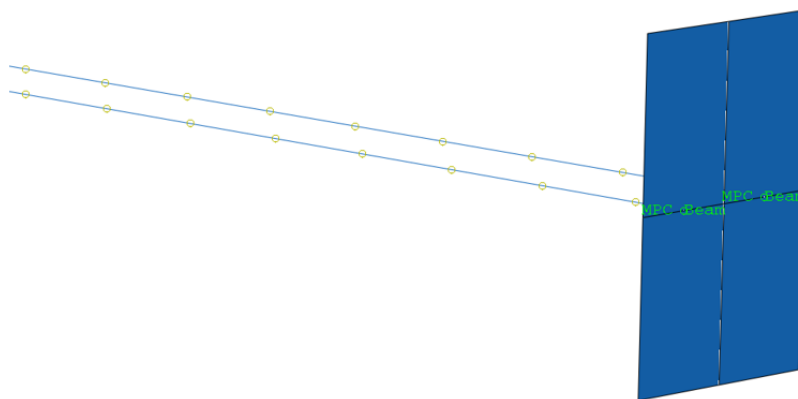
8.2 Verifikasjon av resultater ved kabelbrudd

For verifisering av resultater ved kabelbrudd på brumodellen, modelleres det en fire meter lang utkrager for sammenligning av karakteristikker. Denne modelleres med continuum solid elements, mens spennkablene består av beam elements. På den frie enden av bjelken plasseres det en *Rigid plate* slik at kraften fra de to kablene fordeles ut over hele tverrsnittet. En stiv plate i Abaqus vil være definert ved et referansepunkt med seks frihetsgrader, mens resten av platen kun har translasjonsfrihetsgrader. Den stive platen festes til enden av spennkablene, slik at rotasjoner og translasjoner på flaten til den frie enden, er lik rotasjonen og translasjonen på spennkablens endenode. På denne måten vil den stive platen overføre all spennkraft til betongens tverrsnitt, som en tilnærming til forankringsplatenes funksjon. I Abaqus kan dette gjøres ved å bruke funksjonen *Multiple Point Constraints*, av typen *Beam*. *Slave node* defineres som referansepunktet på den stive platen, mens *Control point* defineres som spennkablens endenode. Figur 8.12 viser den stive platen som kobles sammen med spennarmringens endenode.

Den fire meter lange utkrageren er vist i Figur 8.11. Denne er belastet med en jevnt fordelt last på overflaten, og er forspent med to stk Ø30mm spennkabler. Utkrageren har ett rektangulært tverrsnitt med høyde 300 mm og bredde 200 mm. Forspenningskraften er satt til 508 kN per kabel og ytre last er 5 kN/m. Disse verdiene er valgt med hensikt om at utkrageren nesten sprekker opp uten at skader er lagt inn i modellen.



Figur 8.11 - Enkel utkrager med jevnt fordelt last og to forspente kabler

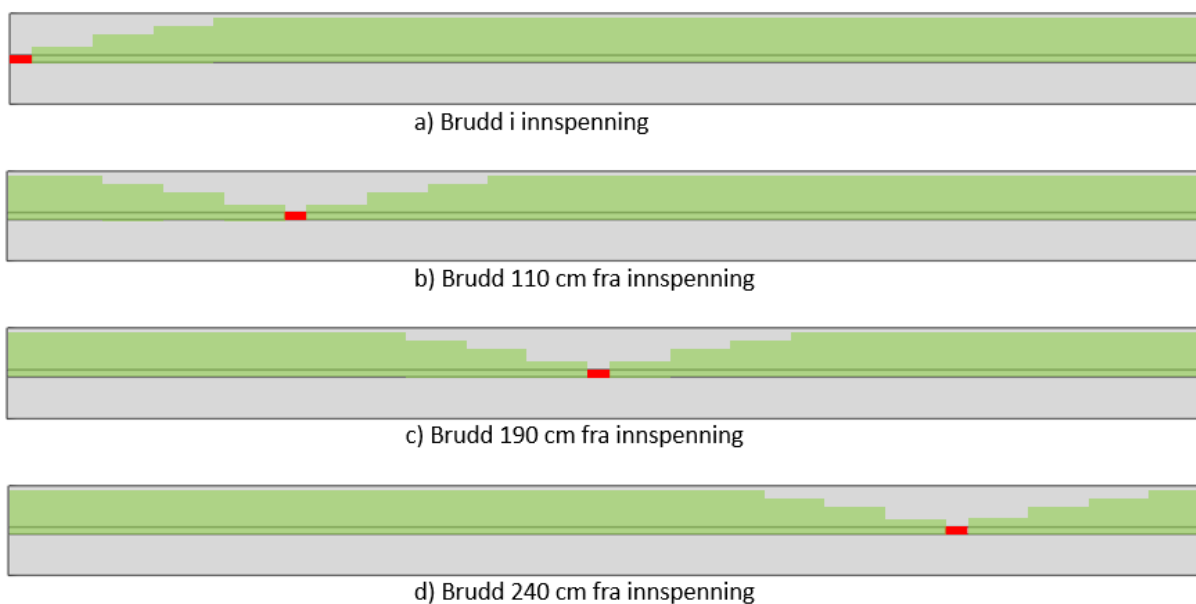


Figur 8.12 - Spennkabler med en MPC-constraint av typen Beam, til stive endeplater

8.2.1 Brudd på spennkabler

På samme måte som det er gjort simuleringer av kabelbrudd på brumodellen, er det for utkragermodellen valgt å fastlåse spennkablene i betongen og å gi den en gradvis økende spennkraft. På denne måten vil man simulere reforankringslengden til spennkablene, og hvordan de gradvis tilfører betongen økende trykkspenninger. Kabelbrudd vil simuleres i fire ulike posisjoner, der reforankringslengden regnet ut fra EK2 deles opp i tre intervaller med økende spennkraft fra 0 til 100%.

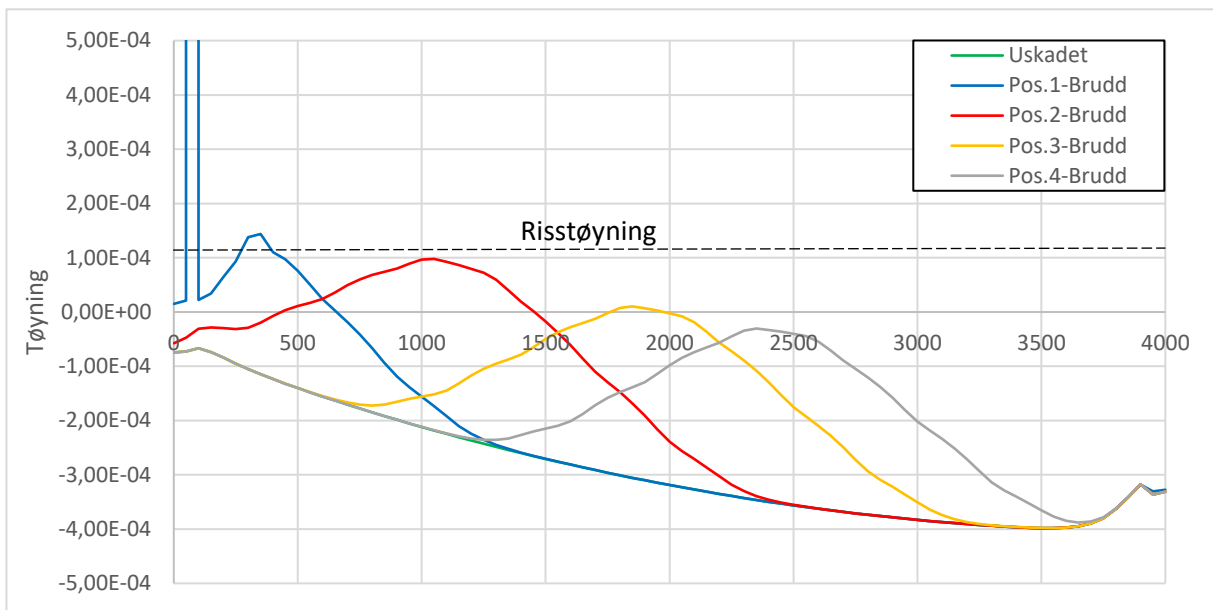
Ligning (5.1) gir en reforankringslengde på 1000 mm, som deles inn i tre intervaller før full spennkraft er oppnådd. De tre intervallene får dermed en lengde 333 mm, hvor forspenningen øker til 25%, deretter til 50%, og i siste intervall 75% før resten av spennarmeringen har full forspenning. En illustrasjon av hvordan spennkraften reforankres i de ulike posisjonene for kabelbrudd er vist i Figur 8.13.



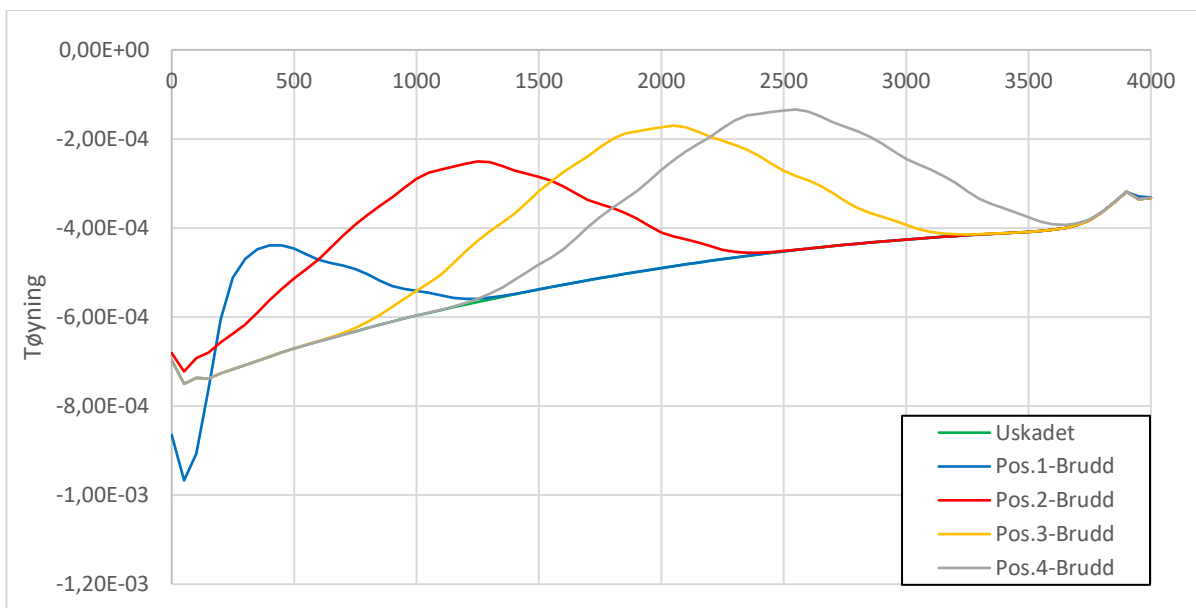
Figur 8.13 - Posisjoner for brudd på utkrager

Resultater kabelbrudd

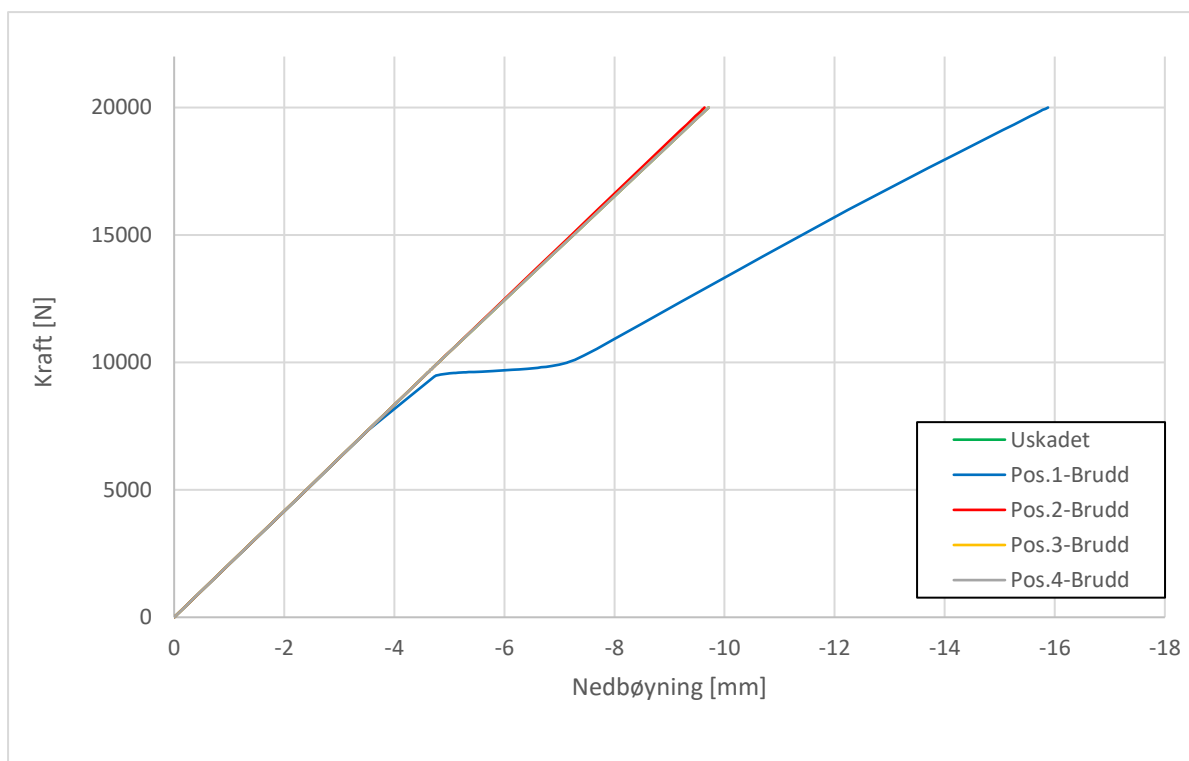
Fra analysene er det hentet ut tøyningsverdier i betongen samt last-forskyvningskurver, vist i Figur 8.14 til Figur 8.16. Som man ser har brudd på kabelen store lokale påvirkninger, der det fører til store tøyingsvariasjoner. For simuleringen av brudd på kabel i innspenningen, ser vi at det utløser store sprekkdannelser i området ved bruddet, indikert ved to lokale tøyingsverdier som begge overstiger risttøyningen til betongen ($\epsilon = 1.1E-04$). Videre ser vi at det har liten påvirkning på den globale oppførselen, uavhengig av bruddets lokasjon. Derimot er det kun skaden som utløser rissdannelser i innspenningen, som gjør at utkrageren opplever en knekk i last-deformasjonskurven. Ved denne lasten er utkragerens stivhet redusert, og videre lastpåføring gir større deformasjoner.



Figur 8.14 – Tøyninger i topp av utkrager ved brudd på spennkabler i ulike posisjoner



Figur 8.15 – Tøyninger i bunn av utkrager ved brudd på spennkabler i ulike posisjoner

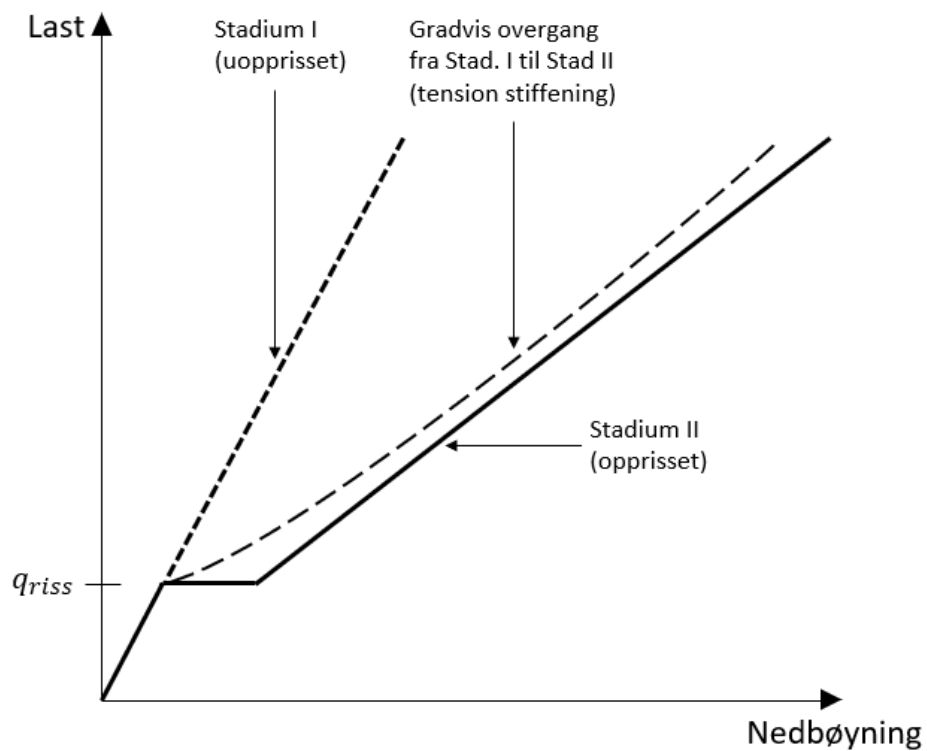


Figur 8.16 – Last-forskyvningskurver for utkrager ved brudd i fire ulike posisjoner

Hovedmotivasjonen ved å gjøre de samme skadesimuleringene på en enklere modell var for å sammenligne resultater opp mot brumodellen, og for å verifisere tolkningen av disse resultatene. I brumodellen så man store utslag i nedbøyning for enkelte lastnivåer, samtidig som stivheten til konstruksjonen endret seg, i form av helning på last-forskyvningskurven. Disse utslagene virket store, og det var derfor usikkert om dette alene skyldtes opprissing av betongen. Siden stivheten til en betongkonstruksjon får bidrag fra både betong og armering, vil stivheten reduseres når betongen går fra et uoppsprukket til oppsprukket stadium. Dette stivhetsbidraget fra betongens strekkfasthet vil derimot være lite, på grunn av den lave strekkfastheten til betong. I resultatene fra brumodellen var det vanskelig å bestemme hva som ga den drastiske reduksjonen i stivhet, siden spennkablene aldri nådde flytegrense.

I den enkle modellen av utkrageren ser man i Figur 8.16 de samme karakteristikkene ved brudd på spennkabler, ved at konstruksjonen får en reduksjon i stivhet ved opprissing. Med resultatene fra den enklere modellen, får man en enda sterkere indikasjon på at opprissing av betongen utløser denne knekken i stivhet.

Figur 8.17 viser en last-forskyvningskurve for et bjelkeeksempel gitt av (Sørensen, 2013). Ved risslasten q_{riss} øker nedbøyningen momentant fra Stadium I til Stadium II-linjen. I virkeligheten skjer dette mer gradvis, illustrert ved stiplet kurve. Dette skyldes at betong kan ta opp strekkspenninger mellom riss, og dermed får en noe høyere stivhet enn Stadium II-stivheten. Som forklart tidligere, er dette effekten fra tension stiffening. I last-forskyvningskurvene gitt i Figur 8.16, ser vi de samme karakteristikene, fordi tension stiffening ble inkludert i materialmodellen.



Figur 8.17 – Last-deformasjonskurve for fritt opplagt bjelke, som viser overgangen fra uopprisset til opprisset stadium. Reprodusert fra (Sørensen, 2013)

8.3 Sammenligning av ulike måter å simulere kabelbrudd

Brudd på kabel har i brumodellen blitt simulert ved en forenklet metode, der det antas at spenningen er null på den delen av kabelen som har røket og deretter øker forspenningen i kabelen trinnvis over reforankringslengden. Det var usikkert om dette var en realistisk måte å simulere brudd på kabel, og det vil derfor kontrolleres opp mot en annen fremgangsmåte. I motsetning til ved den forenklede metoden, vil delen det simuleres brudd på fjernes fra spennkablene. Videre defineres det interaksjonsegenskaper mellom betong og armering som bestemmer friksjonen og den relative bevegelsen av de to delene. Ved hjelp av denne friksjonen opparbeider spennkablene seg en spennkraft over en viss lengde, som også blir overført til betongen.

Til å modellere heftegenskapene er det nødvendig å bruke 3D-solid elements på armeringen. Dette er for å kunne gi overflater som er i kontakt med hverandre heftegenskaper. I betongen er det videre lagd et hull slik at innsiden av hullet kan være i kontakt med armeringen. Det er viktig at geometrien til armeringen passer geometrien til hullet for å opprettholde kontakt mellom partene. Armeringen festes til betongen i innspenningen og til forankringsplaten på den frie enden. Mellom disse punktene er bevegelsen til armeringen bestemt av interaksjonsegenskaper i General contact, som beskrevet i Kapittel 6. Siden hulrommet og bruken av interaksjonsegenskaper tillater en relativ bevegelse av armeringen i forhold til betongen, vil spennkablene ved hjelp med friksjonen bruke en viss lengde på å opparbeide seg den fulle forspenningskraften.

Hensikten med sammenligningen er for å se hvor god tilnærming den forenklede metoden er, og for å se hvilke interaksjonsverdier som vil gi like resultater.

Til å studere reforankringslengden og sammenligningen av kraftoverføring, tas det utgangspunkt i brudd i posisjon 3, som vil si midt på utkrageren. På denne måten får man sett på kraftoppbygging i begge retninger. Figur 8.18 viser de to ulike metodene og hvordan dette er modellert i Abaqus.

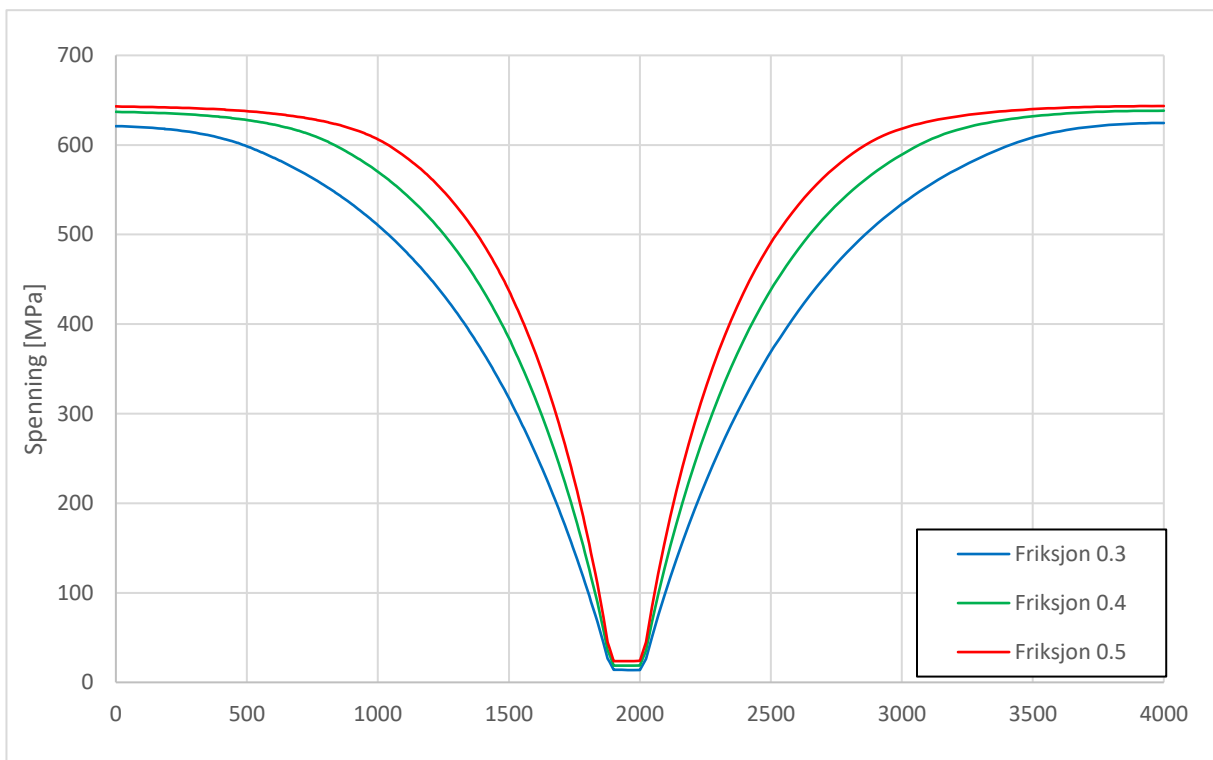


Figur 8.18 - Ulik forspenning av kablene ved de to måtene å simulere brudd

Resultater

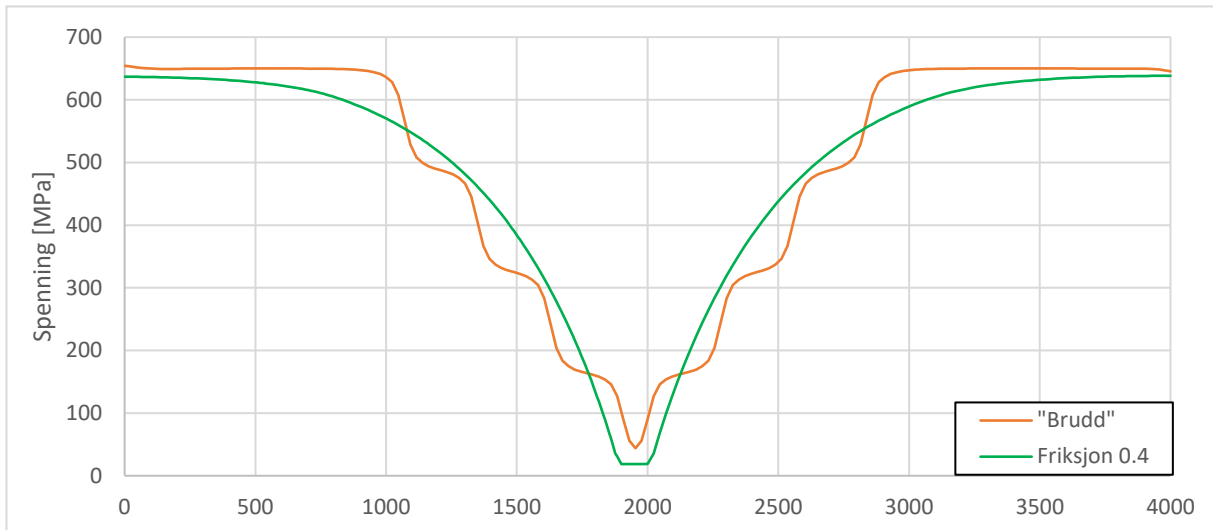
For å sammenligne de ulike metodene er det fokusert på hvordan spenningen i kablene og betongen rundt armeringen varierer. I tillegg fokuseres det på hvordan ulike verdier for friksjon, skjærspenningskapasitet og elastisk glidning påvirker spenningsfordelingen og forankringslengden. Målet er å tilpasse interaksjonsegenskaper slik at forankringslengden blir tilsvarende som den beregnet fra EK2.

Figur 8.19 viser spenningsnivået langs med spennkablene ved bruk av modellen som bruker interaksjonsegenskaper. Med en høyere friksjon mellom de to materialene ser man at det raskere bygges opp en strekkraft i kablene. Dette er forventede resultater, da skjærspenningskapasiteten blir høyere og det følgelig kreves en kortere forankringslengde. Som vi også ser, stabiliserer spenningsnivået seg omkring 650 MPa, som er 70 MPa under den initielle forspenningen. Dette kan forklares ved at forspenningen trykker betongen sammen, og dermed reduseres strekkspenningene i spennkablene.



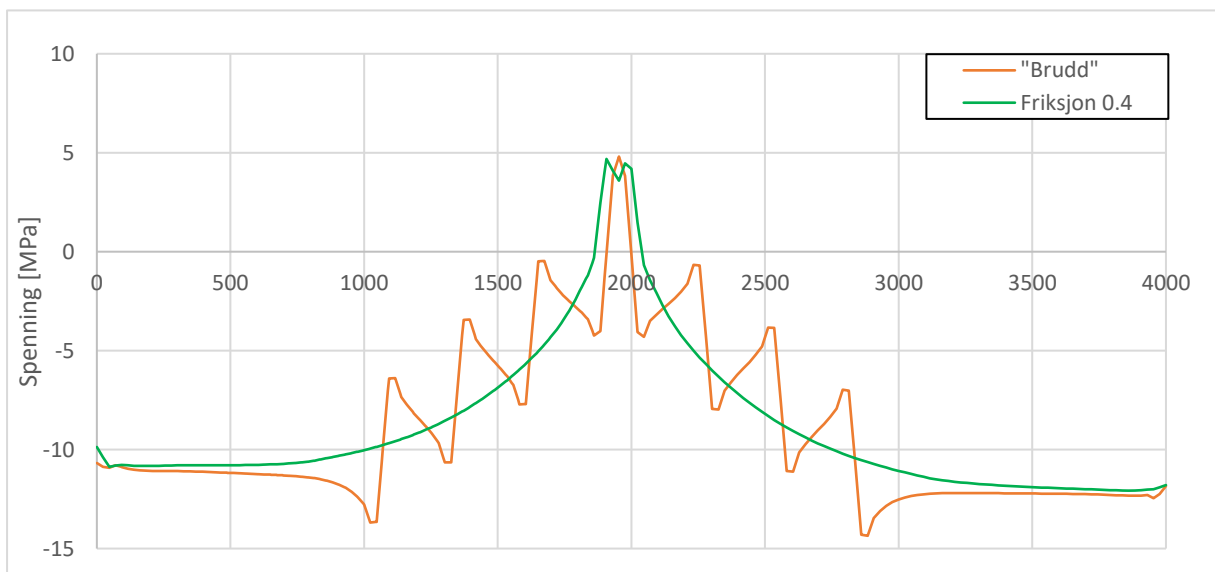
Figur 8.19 – Spenninger i spennkabler ved ulikt valg av friksjonskoeffisient

Deretter sammenlignes spenningsnivået i spennkablene ved interaksjonsmetoden med spenningsnivået i spennkablene gjennom metoden med manuell økning av forspenningen. Som Figur 8.20 viser, gir de to metodene tilnærmet det samme spenningsnivået når det brukes en friksjonsverdi lik 0,4.



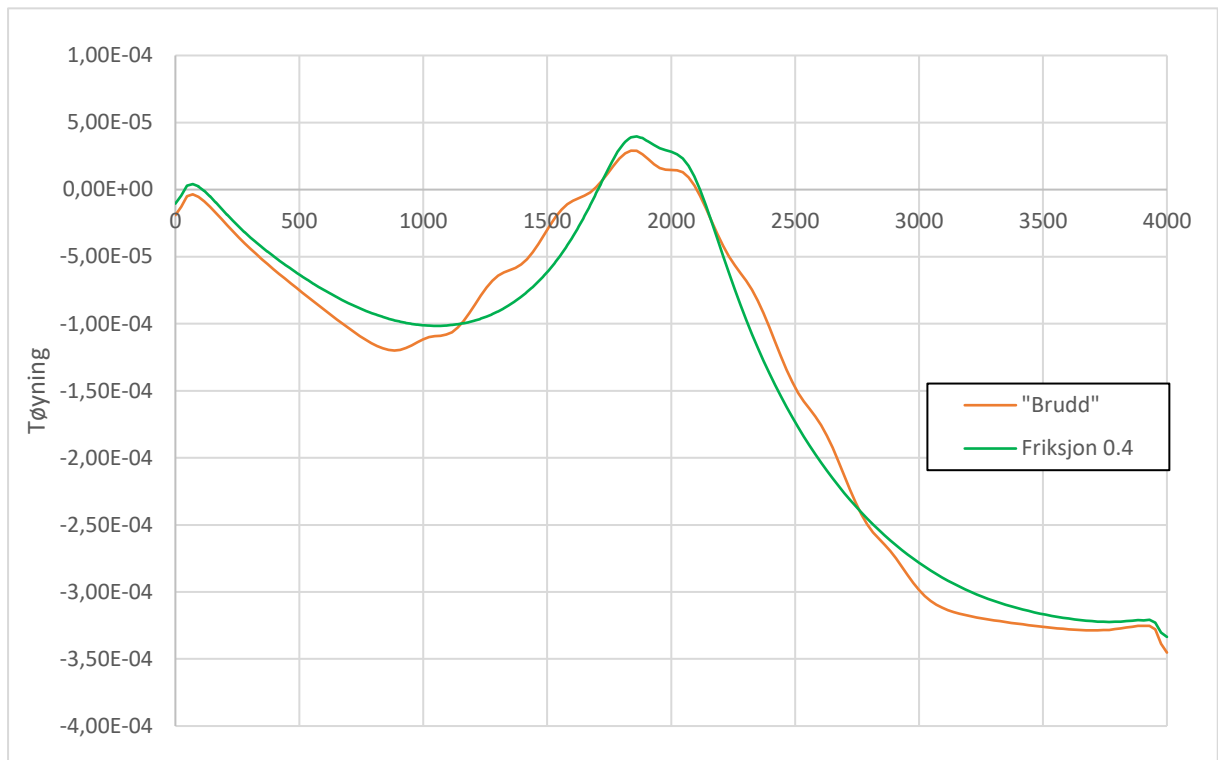
Figur 8.20 – Sammenligning av spenninger i spennkabler ved de to måtene å simulere brudd i kabel

Figur 8.21 viser hvordan de to ulike metodene å simulere brudd på kabel, påvirker forspenningskraften på betongen. Kurvene viser spenningen til betongelementene som er i kontakt med spennkablene. I posisjonen for bruddet opplever den omkringliggende betongen større strekkspenninger enn i områdene rundt, ved at spennkraften er borte. Beveger man seg bort på bruddet, bygges det opp trykkspenninger i betongen som følge av heften til den forspente armeringen. Toppene og bunnene på kurven som illustrerer metoden med manuell økning av spennkraft, skyldes at noder i nærheten av en økning i spennkraft opplever store strekktøyninger, mens nabonoden blir trykket sammen av det økte spenningsnivået. Figuren viser dermed enkelte svakheter ved den forenklede metoden, der betongen kan oppleve større lokale forskjeller enn hva som er tilfellet i virkeligheten. Allikevel opplever betongen i det store bildet den samme trykkraften gjennom de to metodene.



Figur 8.21 – Sammenligning av spenningsnivå i betongen som er i kontakt med spennkablene, ved de to måtene å simulere kabelbrudd

Til slutt viser Figur 8.22 at de to metodene gir tilnærmet lik global påvirkning på tøyningene.



Figur 8.22 – Sammenligning av tøyninger i topp av utkrager ved de to måtene å simulere kabelbrudd

Det kan derfor konkluderes med at begge metoder å simulere brudd på kan brukes. De globale tøyningene og responsene vil være så å si like for begge metoder. Samtidig vil de lokale tøyningene/spenningene i armeringen og betongen rundt armering gi tilnærmet samme svar ved bruk av de to metodene. Ved bruk av rett interaksjonsegenskaper vil det kunne oppnås korrekt forankringslengde gitt av EK2 uten å måtte manuelt styre hvordan spenningen gjenopptas. Samtidig vil en slik modell kreve mer beregningstid og den forenklete modellen er å foretrekke for store modeller.

9 Oppsummering

9.1 Diskusjon

Denne oppgaven har tatt for seg korrosjon og hvordan dette påvirker betongkonstruksjoner. Det er lagd en numerisk modell til å simulere korrosjonsskade på etteroppspente betongbruer. Modellen er ikke verifisert opp mot verken eksperiment eller resultater fra Måløybrua. Dermed er det en del usikkerhet knyttet til hvor godt modellen gjenspeiler virkeligheten og om resultatene er gyldige.

Til å undersøke randbetingelsene ble resultatene fra halvspennsmodellen sammenlignet med resultatene fra helspennsmodellen. Sammenligningen viser at helspennsmodellen har noe høyere stivhet, og at de modellerte randbetingelsene gir større lokale utslag. Selv om resultatene i det store bildet er veldig sammenfallende og viser de samme karakteristikkene, tyder det på at randbetingelsene i halvspennsmodellen burde vært undersøkt nærmere.

Videre er simuleringene av korrosjonsskader basert på forfatterens tolkning av hvordan dette påvirker spennarmeringen. Selv om enkelte av skadesimuleringene kan virke urealistiske, som at all spennarmering i topplate har redusert areal, er dette valgt som en metode for å studere betongbruers oppførsel ved korrosjon på spennarmeringen. Enkelte av resultatene kan derfor ikke knyttes direkte opp mot den modellerte Måløybrua, men heller sees på som karakteristikk ved korrosjonsskade.

9.2 Konklusjon

Resultatene gitt i Kapittel 7 og Kapittel 8 viser mange av de forutsette karakteristikkene ved spennarmeringskorrosjon. Tidligere studier som det henvises til i Kapittel 5 har kommet frem til at de simulerte skadene (reduert heft, redusert areal og kabelbrudd) gir store lokale utslag på betongkonstruksjoner. Dette kan sees i form av spenning- og tøyingsvariasjoner i områdene rundt skaden. I denne oppgaven er tilsvarende skader simulert og resultatene gir tilsvarende lokale endringer. Når det gjelder den globale påvirkningen på brua, ser man at korrosjonsskader gir utslag når skaden er av en viss betydning. Blant annet viser resultatene fra simuleringer i denne oppgaven at opprissing av betong i skadde områder har påvirkning på stivhetsendringen. Skillet mellom et lite og stort utslag på den globale oppførselen er liten, noe som gjør korrosjonsskader på spennarmeringen til et alvorlig problem.

I motsetning til redusert spennarmeringsareal og fullt brudd, gir ikke skadescenarioet redusert heft utslag på etteroppspente betongbruers oppførsel. Dette resultatet har forbehold om at spennkraften er fullt overført i endeforankringer slik at det kun er interne områder uten heft. Tidligere studier viser at redusert heft påvirker rissmønster og momentkapasitet (Mousa, 2015)(Menn, 1986), noe som ikke lyktes å gjenskape i denne oppgaven.

Resultatene fra kabelbrudd viser at de to metodene som undersøkes, kan brukes til å simulere brudd. Ved å tilpasse forspenning i kabler eller ved å endre interaksjonsegenskaper mellom betong og spennkabler, kan reforankring og heftforbindelse tilpasses anbefalte verdier fra Eurokode 2 eller fra eksperimentelle forsøk.

Resultater knyttet opp mot Måløybrua viser at konstruksjonen er godt rustet for skader på spennsystemet. Det mest kritiske området for korrosjon er funnet til å være i nærheten av innspenningen, hvor bøyemomentet er størst. Her viser resultatene at ved en 50%-reduksjon av spennarmeringsareal på 5 av 9 modellerte kabler i innspenning gir utslag på den globale oppførselen. Dette tilsvarer 13 kabler på den reelle Måløybrua, og ga en økning på 9% i nedbøyning i midtspenn. Ved denne skaden risses betongen opp i samme snitt som skaden påføres, som også er med på å gi en redusert stivhet. Videre vises det at korrosjon på spennkabler i bunnplate ved midtspenn også gir store utslag, men dette fordi en skade på én kabel i dette snittet vil utgjøre en større andel på kablene enn i innspenningen hvor det er flere spennkabler.

To faktorer som påvirker utslaget av en skade på spennsystemet er altså hvor stor belastning tverrsnittet er utsatt for, og hvor stor andel en skade på kabler utgjør i dette snittet. Resultatene fra simuleringene i denne oppgaven viser at brudd på like mange kabler i innspenningen som i bunnplaten, gir tilnærmet samme nedbøyning, men en drastisk reduksjon i stivhet for lavere laster dersom skaden skjer i bunnplate.

Simuleringene i denne oppgaven er med på å underbygge resultater fra andre studier (Brenkus, et al., 2017) (Kaneko, et al., 2018) (Mousa, 2015). Videre viser oppgaven hvordan korrosjonsskader kan modelleres i Abaqus, slik at dette kan brukes i videre studier eller ved analyser av reelle korrosjonsskader. Konklusjonene som kan dras ved korrosjonsskader på etteroppspente bruer, er:

- (1) Korrosjonsskader som redusert armeringsareal eller kabelbrudd, gir store lokale utslag på spenning-tøyningsfordeling i betongen rundt skadestedet.
- (2) Det globale utslaget på etteroppspente betongbruer er lite før en skade når et visst nivå. I denne oppgaven viser resultatene fra simuleringene at opprissing av betongen er med på å påvirke dette utslaget.
- (3) Lokale hefttap påvirker konstruksjonen i liten eller ingen grad når spennkraft overføres fullstendig i endeforankringer.

9.3 Videre arbeid

Korrosjonsskadet spennarmering og hvordan dette påvirker forspente betongbruer er et bredt tema. Det samme gjelder kunnskapen om hvordan dette kan modelleres. For ikke å gripe over for mye, vil det være en fordel å fordype seg i et mindre område innen korrosjonsskadde bruer med forspenning, slik at resultater fra disse studiene over tid kan brukes på generelle og spesifikke brukonstruksjoner. I tillegg vil det være en fordel å ha noe å verifisere resultater opp mot, slik at den numeriske modellen kan kontrolleres. Til videre arbeid foreslås det:

- Inkludere flere effekter som kryp, svinn og temperatur i modellen, for å se om disse effektene forverrer eller utjevner effektene fra korrosjon.
- Sammenligning av eksperimentelle studier og numerisk modellering av skadescenarioer, slik som redusert armeringsareal, redusert heftforbindelse, reforankring av spennkraft, fullt brudd i kabel eller endring av mekaniske egenskaper.
- Inkludere korrosjonsskader ved hjelp av metodene forklart i denne oppgaven, i en kapasitetskontroll av eksisterende bru.
- Simulere korrosjonsutvikling over tid og slik at realistiske skader blir analysert.

10 Referanser

- Apostolopoulos, C. A. & Papadakis, V. G., 2008. Consequences of Steel Corrosion on the Ductility Properties of Reinforcement Bar. *Construction and Building Materials*, Issue 22, pp. 2316-2324.
- Balazs, G. L., Farkas, G. & Kovacs, T., 2016. Reinforced and Prestressed concrete bridges. I: *Innovative Bridge Design Handbook*. s.l.:s.n., p. Kapittel 9.
- Birtel, V. & Mark, P., 2006. *Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure*, Bochum: Ruhr-University Bochum.
- Brenkus, N. R., Hamilton, H. R. & Potter, W. A., 2017. *Flexural Strength and Hinge Behaviour of Internally Post-tensioned Members with Mixed Bonded and Unbonded Tendons*, s.l.: Post-tensioning Institute.
- Cairns, J. & Millard, S., 1999. *Reinforcement Corrosion and its Effect on Residual Strength of Concrete Structures*, Edinburg: s.n.
- Castel, A., Francois, R. & Vu, N. A., 2009. *Effect of stress corrosion cracking on stress-strain response of steel wires used in prestressed concrete beams*, Amsterdam: Elsevier.
- Cavell, D. & Waldron, P., 2000. A residual strength model for deteriorating post tensioned concrete bridges.
- CEB-fib, 2000. *Bond of Reinforcement in Concrete*, Lausanne: Fédération internationale du béton.
- Du, Y. G. e. a., 2005. Effect of Corrosion on Ductility of Reinforcing Bars. *Magazine of Concrete Research*, 57(7), pp. 407-419.
- Ese, K., 2005. *Måløybrua-Norges lengste bru i 1974*. [Internett]
Available at: <https://resource.fylkesarkivet.no/article/9644b55d-379e-46e9-88ff-158844&cde0e#>
[Funnet juni 2019].
- Faggruppen for Elektrokjemisk Behandlig av Betong, (EBAB), 2017. *Informasjonsbrosjyre EBAB*, s.l.: Elektrokjemisk realkalisering og elektrokjemisk kloriduttrekk.
- Fang, C., Lundgren, K., Chen, L. & Zhu, C., 2004. Corrosion influence on bond in reinforced concrete.
- Feng, Q., Visintin, P. & Oehlers, D. J., 2015. Deterioration of bond slip due to corrosion of steel reinforcement in reinforced concrete. *Magazine of Concrete Research*.
- Fuzier, j.-P., Ganz, H.-R. & May, P., 2005. Durability of post-tensioning tendons. *Fib*.
- Gjerp, P. & Opsahl, M., 1998. *Grunnleggende betongteknologi*. s.l.:s.n.
- Gloppen, H., 2017. *Sunmørsposten*. [Internett]
Available at: <https://www.smp.no/nyheter/2017/12/27/Forsterkar-M%C3%A5l%C3%B8ybrua-15811963.ece>
[Funnet 2 Juni 2019].
- Hewson, N. R., 2003. *Prestressed concrete bridges: design and construction*. London: Thomas Telford Publishing.

Hsu, L. S. & Hsu, C. T. T., 1994. Complete stress-strain behaviour of high-strength concrete under compression. *Magazine of Concrete Research*, 46(169), p. 312.

Kaneko, H. et al., 2018. *Influence of Tendon Breaks on Structural Behaviour of Concrete Beams*, London: Taylor & Francis Group.

Luca Bertolini, B. E. P. P. E. R. R. P., 2005. *Corrosion of Steel in Concrete*. s.l.:s.n.

Lutz, L. A. & P., G., 1967. *Mechanics of Bond Slip of Deformed Bars in Concrete*, s.l.: ACI Journal Proceedings.

Menn, C., 1986. Prestressing. I: *Prestressed Concrete Bridges*. s.l.:Birkhauser, pp. 144-146.

Michal, S. & Andrzej, W., 2015. *Calibration of the CDP model parameters in Abaqus*, Warszawa: Cracow University of Technology.

Mousa, M. I., 2015. *Effect of bond loss of tension reinforcement on the flexural behaviour of reinforced concrete beams*, Amsterdam: Elsevier.

Norconsult, 2014. *Spesialinspeksjon, Måløybrua*, s.l.: s.n.

Olden, V., 2015. *Sintef.no*. [Internett]

Available at: <https://www.sintef.no/siste-nytt/lite-atom-stor-skade/>

Paciorek, M. et al., 2017. *The effect of reinforcement corrosion on the structural behaviour of prestressed bridges in the Norwegian coastal regions*, Trondheim: NTNU.

Ren, W., Sneed, L. H., Yang, Y. & He, R., 2015. Numerical Simulation of Prestressed Precast Concrete Bridge Deck Panels Using Damage Plasticity Model. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 9(1), pp. 45-54.

Riise, K. E. & Gulliksrud, M., 2012. *Katodisk korrosjonsbeskyttelse*. [Internett]

Available at: <https://docplayer.me/3475794-Katodisk-korrosjonsbeskyttelse-www-corroteam-no.html>

[Funnet juni 2019].

Simulia, 2014. *Abaqus Analysis User's Guide*. [Internett]

Available at: [http://ivt-](http://ivt-abaqusdoc.ivt.ntnu.no:2080/v6.14/books/usb/default.htm?startat=pt05ch21s01aus109.html#usb-mat-cmaterialdata-fvdepen)

[abaqusdoc.ivt.ntnu.no:2080/v6.14/books/usb/default.htm?startat=pt05ch21s01aus109.html#usb-mat-cmaterialdata-fvdepen](http://ivt-abaqusdoc.ivt.ntnu.no:2080/v6.14/books/usb/default.htm?startat=pt05ch21s01aus109.html#usb-mat-cmaterialdata-fvdepen)

[Funnet 20 Mai 2019].

Sintef, 2009. Sintef byggforsk. *520.061 armeringskorrosjon byggforskerien 2009*.

Skåttun, Ø., 2014. *Slideshare*. [Internett]

Available at: <https://www.slideshare.net/Havnetekniskgruppe/katodisk-korrosjonsbeskyttelse>

Standard Norge, 2003. *NS-EN 1991-2:2003+NA:20120 "Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklast på bruer"*, Oslo: Standard Norge.

Standard Norge, 2004. *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018, "Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1:"Allmenne regler og regler for bygging"*, Oslo: Standard Norge.

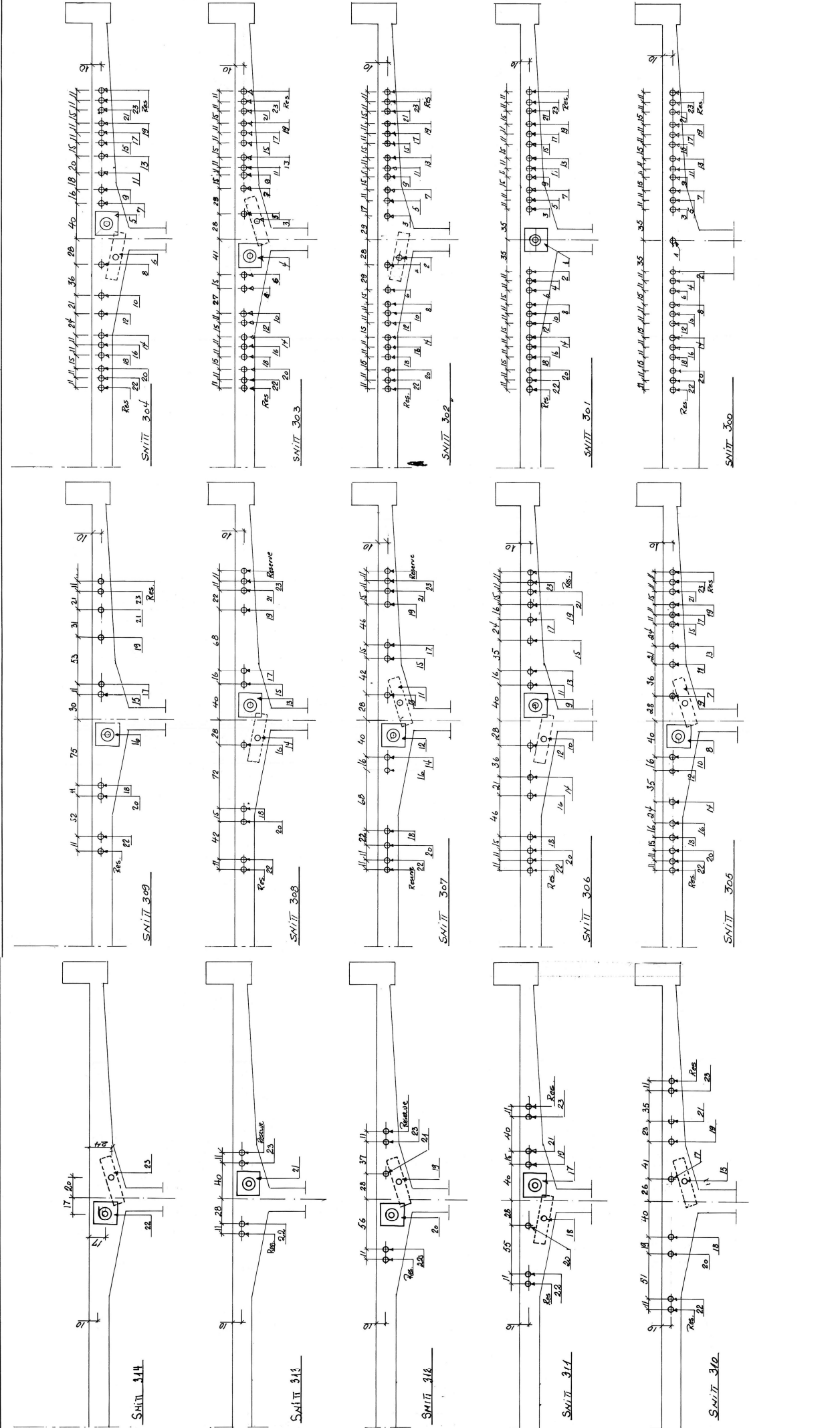
Standard Norge, 2014. *NS-EN 206:2013+A1:2016+NA:2017:" Betong, Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar"*, Oslo: Standard Norge.

- Standard Norge, 2019a. *NS-EN ISO 12696:2016 "Katodisk besyttelse av stål i betong"*, Oslo: Standard Norge.
- Standard Norge, 2019b. *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 "Eurokode 1: Laster på konstruksjoner"*, Oslo: Standard Norge.
- Statens vegvesen, 2017. *Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer*, s.l.: Statens vegvesen.
- Statens Vegvesen, 2019. *vegvesen.no*. [Internett]
Available at: <https://www.vegvesen.no/om+statens+vegvesen/presse/Pressemeldingsarkiv/Region+vest/Sogn+og+Fjordane/signerte-kontrakt-om-maloybrua>
- Sjørensen, S. I., 2013. *Betongkonstruksjoner*. s.l.:s.n.
- Tepfers, R., 1979. Cracking og Concrete Cover along Anchored Deformed Reinforcing Bars. *Magazine of Concrete Research*, 31(106), pp. 3-12.
- Thue, J. V., 2019. *SNL.no*. [Internett].
- Thue, J. V., 2019. *Store Norske Leksikon*. [Internett]
Available at: <https://snl.no/betong>
[Funnet 19 Mai 2019].
- Vu, N. A., Castel, A. & Francois, R., 2009. Effect og stress corrosion cracking on stress-strain response of steel wires used in prestressed concrete beams. april.
- Wahalathantri, B. L., Thambiratnam, D. P., Chan, T. H. T. & Fawzia, S., 2011. *A Material Model for Flexural Crack Simulation in Reinforced Concrete Elements Using Abaqus*, Brisbane: Queensland University of Technology.
- Yamakawa, S. & Shimada, K., 2002. *Hex-dominant Mesh Generation with Directionality Control via Packing Rectangular Solid Cells*, Pittsburgh: Carnegie Mellon University.
- Youn, S.-G. & Kim, E.-K., 2006. *Deterioration of bonded post-tensioned concrete bridges and research topics on the strength evaluation in Isarc*, Seoul: Seoul National University of Technology.
- Yun, X. & Gardner, L., 2017. *Stress-strain curves for hot-rolled steels*, London: Imperial College London.
- Zhang, W. e. a., 2012. Tensile and Fatigue Behaviour of Corroded Rebars. *Construction and Building Materials*, Issue 34, pp. 409-417.

Vedlegg

- A Tegningsgrunnlag
- B Forenkling av spennarmering i Måløybru til modell
- C Beskrivelse av skadescenarioer
- D Beregning av forankringslengder
- E Matlab script til input-fil

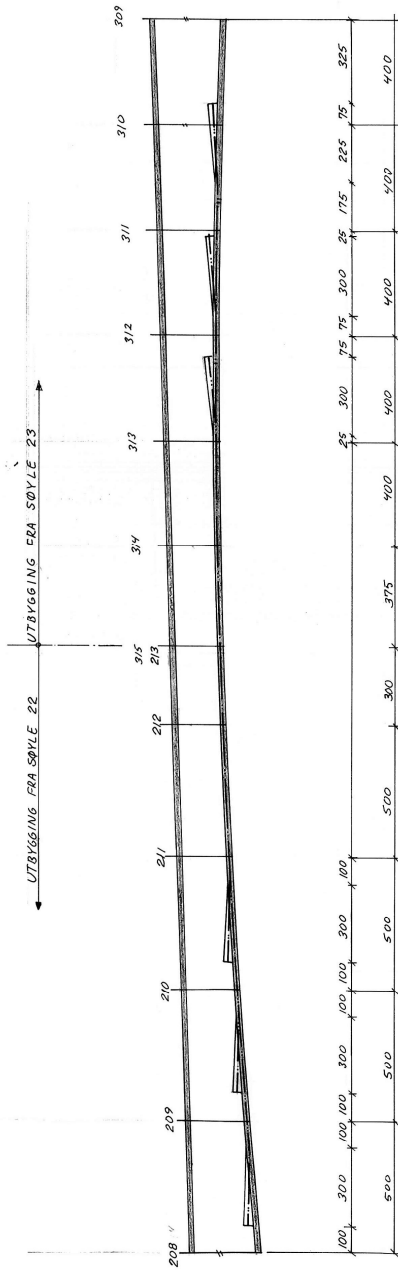
A Tegningsgrunnlag



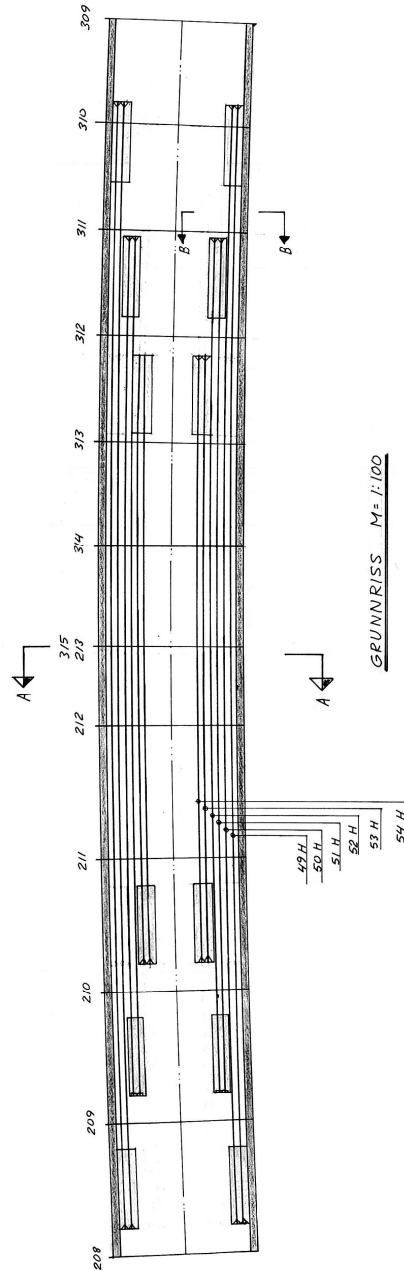
1/11-75 Enevold København		b	
Dato	11.11.75	Bl. nr.	27
Målestok		1:20	
Teg. nr.		100.17	
Dr.		CPT	
Teg. nr.		111	
Teg. nr.		111	
Elevation over			
HØVEDSPANN 1/3 SÆTLE 23		623.4	
KABELPLACERING I STØPESKJOT		530/72	
Vejdirektorens afdeling, Oslo, den 27/11-75			

Den faste forankrings placering i
 hvert smitt tilpasses på stedet.
 SE OGSÅ TEGNING 308/72

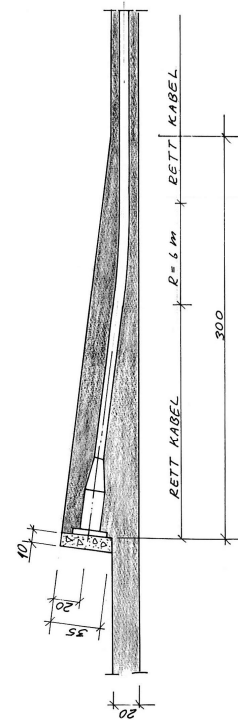
Sik. L.



OPPRISS $M = 1:100$

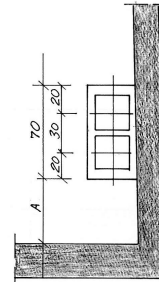


GRUNNRIS $M = 1:100$

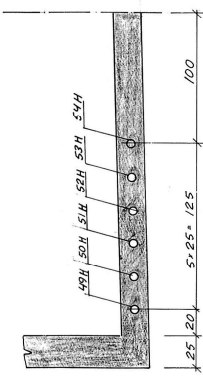


OPPRISS VOUTE $M = 1:20$

KABEL	A
49 H	0
50 H	50
51 H	100



SNITT B-B $M = 1:20$



SNITT A-A $M = 1:20$

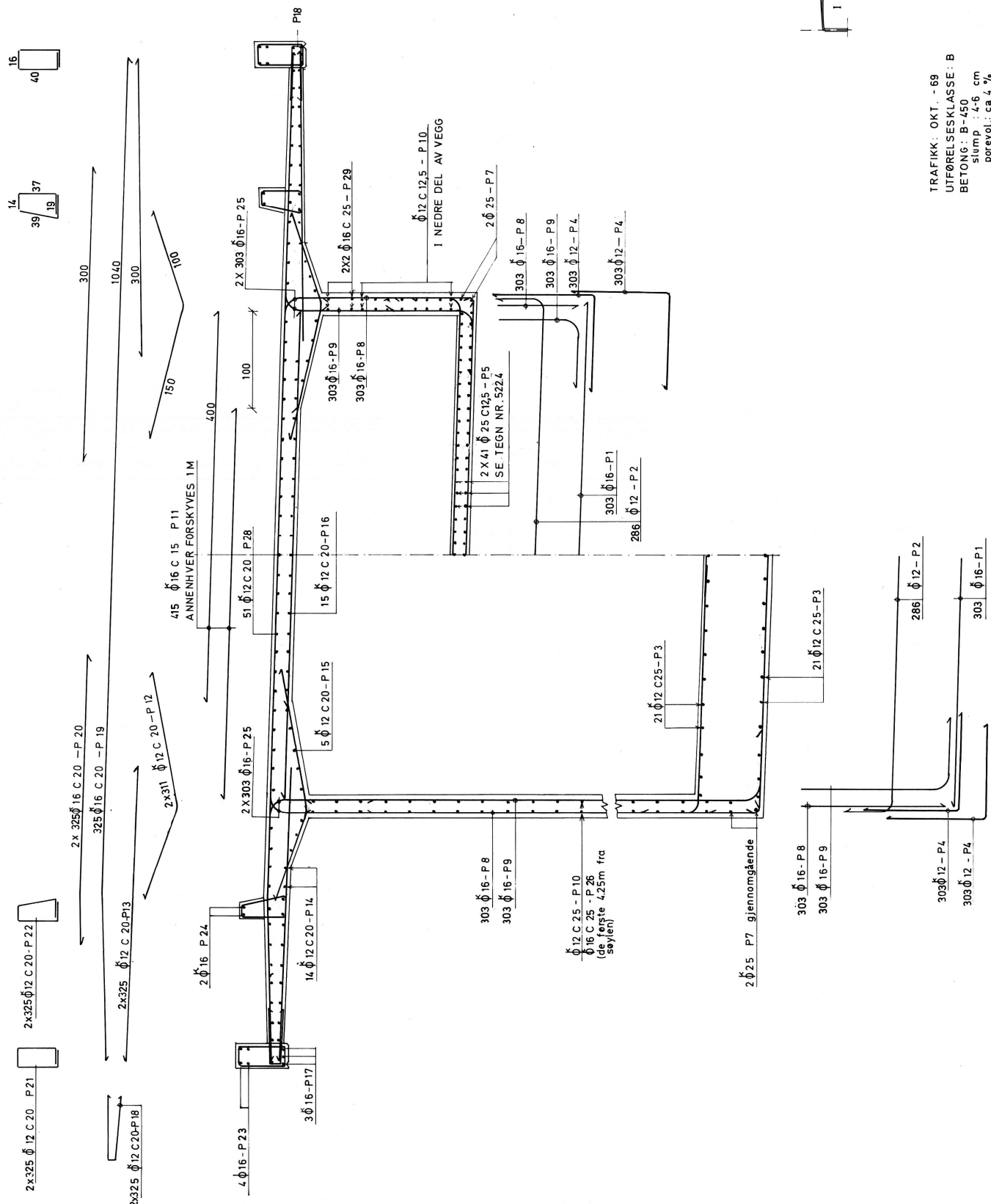
- FORANKRINGER : R 142 BEGGE ENDER.
- STÅLKVALITET : MIN. ST 155
- OPPSPENNINGSKRAFT : 14% MP PR KABEL ETTER LÅSING. HALVPARTEN AV KABELNE SKAL SPENNES FRA HVER KRØGARM.

- ARM. AV FORANKR. VOUTER : TEGN. 623.2 (393/72)

- TEGNINGEN GJELDER OGSÅ FOR FELT 24, FALLANGIVELSE I PARENTES.

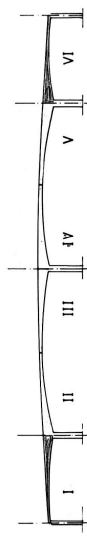
Date	Rev.	Byggh.	Byggh.	Byggh.
27/9-72	1	1	1	1
STATENS VEGVESEN				
MÅLOYBRUA				
SOGN OG FIORDANE FYLKE				
HØVEDSPENN				
KABLER I BUNNPLATE				
Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo, den 27/9-72				
Eggeter av:				
623.1 A 394/72 A				

Sid 2



-ARMERING I BUNNPLATE OG VEGGER: SE OGSÅ
TEGN NR. 522.4

-ARM. I Ø.K. TOPPLATE SAMT ARM. I HELE
KRAGPLATEN ER REGNET FRA ϕ -SØYLE
TIL ϕ -SØYLE. ALL ANNEN ARM. ER REGNET
TIL YTTERRANT SØYLE



TRAFIKK: OKT. - 69
UTFØRELSESKLASSE: B
BETONG: B-450
slump: 4-6 cm
porevol: ca 4 %
d maks: 3,8 cm

ARMERING: Ks40, Ks40s
overdekk: 4 cm øk. k.ørebane
ellers 3cm.
bøveliste nr.: 522

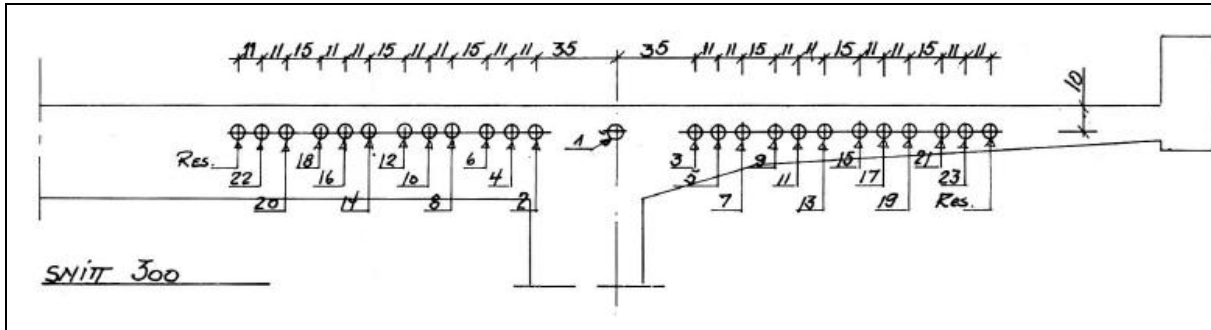
P4 omfatares med P1 og P8

Dato	Revisjon	Skisse	Formål	Skala
			STATENS VEGVESEN	1:20
			MÅLØYBRUA	CM
			SOGN OG FJORDANE FYLKE	
			TVERRSNITT HOVEDSPENN	
			PEL 670-735 OG 985-1050	522.5
			ARMERING	608/72

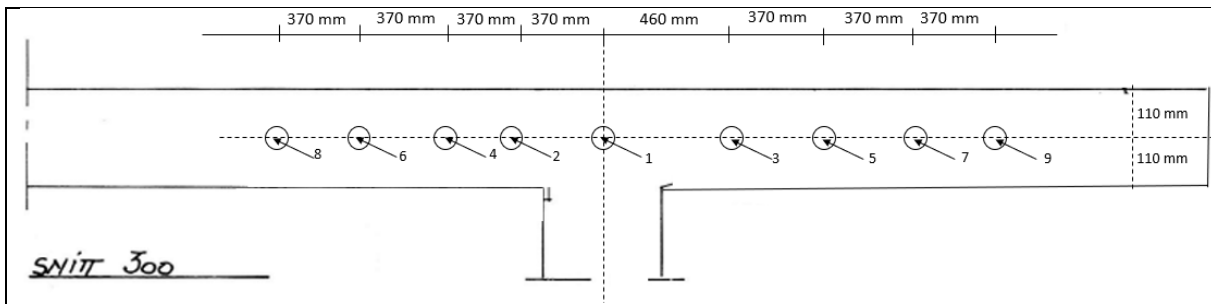
Statens vegvesen
Vegvesenets byggavdeling, Oslo, den 27/2-72

B Plassering av spennkabler i topplate

Plassering og nummering av spennkabler i topplaten i hovedspennet til Måløybrua.



Plassering og nummering av spennkabler i topplaten i hovedspennet til modell



Punkter brukt til å tegne spennkabler i topplate

Kabel nummer	start	Slutt	Bue punkt
1	0	4000	Rett strek
2	0,460	12000,0	4000,460
3	0, -460	16000,0	4000, -460
4	0,830	22000,0	12000,830
5	0, -830	26000,0	16000, -830
6	0,1200	36000,0	22000,830
7	0, -1200	44000,0	26000, -1200
8	0,1570	52000,0	36000,1570
9	0, -1570	54000,0	38550, -1550

C Beskrivelse av skadescenarier

- C1 Antall skadde kabler i topplaten
- C2 Variasjon av posisjon og grad av redusert tverrsnitt
- C3 Brudd på kabler i topplaten
- C4 Skader på bunnkabelene
- C5 Oversikt over reduserte areal til spennkablene

C1 Antall skadde kabler i topplaten

Sjekk av antall skadd kabler i topplaten			
Navn	Posisjon	Skade	Kabel nummer
Pos.1-Red.25-Kabel1-1	Innspenning (0-2m)	25% reduksjon av elementtverrsnitt	1
Pos.1-Red.25-Kabel1-2	Innspenning (0-2m)	25% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2
Pos.1-Red.25-Kabel1-3	Innspenning (0-2m)	25% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3
Pos.1-Red.25-Kabel1-4	Innspenning (0-2m)	25% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3,4
Pos.1-Red.25-Kabel1-5	Innspenning (0-2m)	25% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3,4,5
Pos.1-Red.25-Kabel1-6	Innspenning (0-2m)	25% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3,4,5,6
Pos.1-Red.25-Kabel1-7	Innspenning (0-2m)	25% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3,4,5,6,7
Pos.1-Red.25-Kabel1-8	Innspenning (0-2m)	25% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3,4,5,6,7,8
Pos.1-Red.25-Kabel1-9	Innspenning (0-2m)	25% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3,4,5,6,7,8,9
Pos.1-Red.50-Kabel1-1	Innspenning (0-2m)	50% reduksjon av elementtverrsnitt	1
Pos.1-Red.50-Kabel1-2	Innspenning (0-2m)	50% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2
Pos.1-Red.50-Kabel1-3	Innspenning (0-2m)	50% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3
Pos.1-Red.50-Kabel1-4	Innspenning (0-2m)	50% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3,4
Pos.1-Red.50-Kabel1-5	Innspenning (0-2m)	50% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3,4,5
Pos.1-Red.50-Kabel1-6	Innspenning (0-2m)	50% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3,4,5,6
Pos.1-Red.50-Kabel1-7	Innspenning (0-2m)	50% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3,4,5,6,7
Pos.1-Red.50-Kabel1-8	Innspenning (0-2m)	50% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3,4,5,6,7,8
Pos.1-Red.50-Kabel1-9	Innspenning (0-2m)	50% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3,4,5,6,7,8,9

C2 Variasjon av posisjon og grad av redusert tverrsnitt

Arealreduksjon på ulike posisjoner i topplaten			
Navn	Posisjon	Skade	Kabel
Pos.2-Red.25-Kabel1-9	4-10m fra innspenning	25%	alle
Pos.2-Red.35-Kabel1-9	4-10m fra innspenning	35%	alle
Pos.2-Red.40-Kabel1-9	4-10m fra innspenning	40%	alle
Pos.2-Red.50-Kabel1-9	4-10m fra innspenning	50%	alle
Pos.3-Red.25-Kabel1-9	12-17m fra innspenning	25%	alle
Pos.3-Red.35-Kabel1-9	12-17m fra innspenning	35%	alle
Pos.3-Red.40-Kabel1-9	12-17m fra innspenning	40%	alle
Pos.3-Red.45-Kabel1-9	12-17m fra innspenning	45%	alle
Pos.3-Red.50-Kabel1-9	12-17m fra innspenning	50%	alle
Pos.4-Red.25-Kabel1-9	26-30m fra innspenning	25%	alle
Pos.4-Red.35-Kabel1-9	26-30m fra innspenning	35%	alle
Pos.4-Red.40-Kabel1-9	26-30m fra innspenning	40%	alle
Pos.4-Red.50-Kabel1-9	26-30m fra innspenning	50%	alle

C3 Brudd på spennkabler i topplaten

Brudd på kabler i topplaten			
Navn	Posisjon	Skade	Kabel
Pos.1-Brudd-Kabel6	1 meter fra innspenning	Brudd	6
Pos.1-Brudd-Kabel6-7	1 meter fra innspenning	Brudd	6,7
Pos.2-Brudd-Kabel6	15 meter fra innspenning	Brudd	6
Pos.2-Brudd-Kabel6-7	15 meter fra innspenning	Brudd	6,7
Pos.3-Brudd-Kabel6	30 meter fra innspenning	Brudd	6
Pos.3-Brudd-Kabel6-7	30 meter fra innspenning	Brudd	6,7

C4 Skade på bunnkabler

Skade på bunnkabler			
Navn	Posisjon	Skade	Kabel
Pos.1-Bunn-Red.25-Kabel1-1	midtsnitt	25% reduksjon av elementtverrsnitt	1
Pos.1-Bunn-Red.25-Kabel1-2	midtsnitt	25% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2
Pos.1-Bunn-Red.25-Kabel1-3	midtsnitt	25% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3
Pos.1-Bunn-Red.50-Kabel1-1	midtsnitt	50% reduksjon av elementtverrsnitt	3
Pos.1-Bunn-Red.50-Kabel1-2	midtsnitt	50% reduksjon av elementtverrsnitt	2,3
Pos.1-Bunn-Red.50-Kabel1-3	midtsnitt	50% reduksjon av elementtverrsnitt	1,2,3
Pos.2-Bunn-Red.25-Kabel1-3	4-6 meter fra midtsnitt	25% reduksjon av elementtverrsnitt	Alle
Pos.2-Bunn-Red.50-Kabel1-3	4-6 meter fra midtsnitt	50% reduksjon av elementtverrsnitt	Alle
Pos.3-Bunn-Red.50-Kabel1-3	9-12 meter fra midtsnitt	50% reduksjon av elementtverrsnitt	Alle
Pos.1-Bunn-Brudd-Kabel1-1	Midtsnitt	Brudd	1
Pos.1-Bunn-Brudd-Kabel1-2	Midtsnitt	Brudd	1,2
Pos.3-Bunn-Brudd-Kabel1-1	9-12meter fra midtsnitt	Brudd	1
Pos.3—Bunn-Brudd-Kabel1-2	9-12meter fra midtsnitt	Brudd	1,2

C5 Oversikt over reduserte tverrsnittsareal

Kabel nr	Redusert tverrsnittsareal for ulike grader av reduksjon i mm ²						
	0%	25%	30%	35%	40%	45%	50%
1	1244	933	870.8	808.6	746.7	684.2	622
2-7	3732	2799	2612.4	2425.8	2239.2	2052.6	1866
8-9	2488	1866	1741.6	1617.2	1492.8	1368.4	1244
1-3 bunn	2488	1866	1741.6	1617.2	1492.8	1368.4	1244

D Forankringslengder

- D1 Forankringslengder for halvspennsmodell
- D2 Forankringslengder for enkel modell

D1 Forankringslengde Halvspennsmodell

Overføringslengden etter EK2 punkt 8.10.2.2 for spennkabel i halvmodell

Betongkvalitet B50

$$f_{ctm} := 4.1 \cdot \text{MPa}$$

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

$$\gamma_c := 1.5$$

Spennkabel

$$\text{Diameter} \quad \varnothing := 69 \text{ mm}$$

$$\text{Forspenning} \quad \sigma_{pm0} := 1173 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende verdi for strekkfasthet på avspenningstidspunkt

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot 0.7 \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 1.626 \text{ MPa}$$

Spennkablene består av tau med 7 tråder

$$\eta_{p1} := 3.2$$

Antar gode heftforhold

$$\eta_1 := 1$$

Heftspenning:

$$f_{bpt} := \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} = 5.204 \text{ MPa}$$

Antar gradvis avspenning

$$\alpha_1 := 1$$

Spennkablene består av tråder

$$\alpha_2 := 0.19$$

Overføringslengden l_{pt}

$$l_{pt} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}} = 2.955 \text{ m}$$

D2 Forankringslengde enkel modell

Overføringslengden etter EK2 punkt 8.10.2.2 for spennkabel i enkel modell

Betongkvalitet B50

$$f_{ctm} := 4.1 \cdot \text{MPa}$$

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

$$\gamma_c := 1.5$$

Spennkabel

Diameter $\varnothing := 30 \text{ mm}$

Forspenning $\sigma_{pm0} := 720 \text{ MPa}$

Dimensjonerende verdi for strekkfasthet på avspenningstidspunkt

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot 0.7 \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 1.626 \text{ MPa}$$

Spennkablene består av tau med 6 tråder

$$\eta_{p1} := 3.2$$

Antar gode heftforhold

$$\eta_1 := 1$$

Heftspenning:

$$f_{bpt} := \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} = 5.204 \text{ MPa}$$

Antar plutselig avspenning

$$\alpha_1 := 1.25$$

Spennkablene består av tråder

$$\alpha_2 := 0.19$$

Overføringslengden l_{pt}

$$l_{pt} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}} = 0.986 \text{ m}$$

E Matlab-scribt til input-filen

```
%% Abaqus input
% lag en modell for å legge inn skjærarmring

clear
clc

%% Geometri Bjelke
L=59750;%mm lengde
z=[-2575,2575]; %mm bredde
%H=300; %mm høyde Må ha varierende høyde
%% Geometri armering
num_Shear_rebar=3; % antall skjærarmringer i ett steg
Tot_shear_rebar=2*num_Shear_rebar;
D_shear=20; % Diameter armering
A_Shear_rebar=D_shear^2/4*pi; %Areal rebars
%% Elements and Nodes, rebars

s=(L-100)/(num_Shear_rebar-1); % avstand mellom armeringen i mm
% trekker fra 100 mm, 50 mm overdekning på hver side

nel=4; % antall elementer pr rebar
non=nel+1; % antall noder pr rebar

% koordinater til skjærarmring
x=[50:s:L]; % vektor med alle posisjoner i x retning

FID=fopen('instance.txt','wt'); % txt dok for instances
fid=fopen('a.txt','wt'); % txt dok for part, node, element, section
fprintf(fid, '*Part, name=phi20%d \n',1);
fprintf(fid, '*Node \n');
assembly=fopen('assembly.txt','wt'); % txt dok for assembly, Nset, Elset
%% definerer lengde/høyden til hver skjærarmringstang
for k=1:num_Shear_rebar
    H(k)=7000-10^-6*x(k)^2-0.0012*x(k)-100;
    elsize=H(k)/nel; % elementstørrelse varierer med høyden
    y(:, :, k)=-[H(k)+50:-elsize:-50]; % høyden til skjærarmringen varierer
end
%% loop for rebars
%loop for bars i høyre og venstre steg
for k=1:2

    H=7000-10^-6*x(k)^2-0.0012*x(k)-100;
    elsize=H/nel; % elementstørrelse varierer med høyden
    y=-[H+50:-elsize:-50]; % høyden til skjærarmringen varierer

%% loop for nodes
for i=1:non
    for j=1:4
        if j==1
            node(i,j,k)=i;
        elseif j==2
            node(i,j,k)=x(k);
        elseif j==3
            node(i,j,k)=y(i);
        else
            node(i,j,k)=z(1);
        end
    end
end

%% Loop for elements
for i=1:nel
    for j=1:3
        if j==1
```

```

        elem(i,j,k)= i;
        elseif j==2
            elem(i,j,k)=node(i,1);
        else
            elem(i,j,k)=node(i+1,1);
        end
    end
end
end

%% Loops for writing nodes and elements in text dok

    for ii=1:size(node,1)

        fprintf(fid, '    %g,\t',node(ii,:,k));
        fprintf(fid, '\n');
        if ii==size(node,1)
            fprintf(fid, '*Element, type=T3D2 \n');
        end
    end

    for ii=1:size(elem,1)

        fprintf(fid, '    %g,\t',elem(ii,:,k));
        fprintf(fid, '\n');
        if ii==size(elem,1) && k~=num_Shear_rebar
            fprintf(fid, '*Nset, nset=phi20-%d, generate\n',k);
            fprintf(fid, '%d, %d, %d\n',node(1,1),node(non,1),1);
            fprintf(fid, '*Elset, elset=phi20-%d, generate\n',k);
            fprintf(fid, '%d, %d, %d\n',elem(1,1),elem(nel,1),1);
            fprintf(fid, '*Solid Section, elset=phi20-%d, material=stål\n
%d\n',k,A_Shear_rebar);
            fprintf(fid, '*End Part\n');
            fprintf(fid, '*Part, name=phi20%d \n',k+1);
            fprintf(fid, '*Node \n');
        end
    end

    fprintf(assembly, '*Nset, nset=armering, instance=phi20-%d, generate\n',k);
    fprintf(assembly, '%d, %d, %d\n',node(1,1),node(non,1),1);

    fprintf(FID, '*Instance, name=phi20-%d, part=phi20%d\n',k,k);
    fprintf(FID, '%d, %d, %d\n',0,0,0);
    fprintf(FID, '*End Instance\n');

end
for k=1:num_Shear_rebar
    fprintf(assembly, '*Elset, elset=armering, instance=phi20-%d, generate\n',k);
    fprintf(assembly, '%d, %d, %d\n',elem(1,1),elem(nel,1),1);
end

    fprintf(fid, '*Nset, nset=phi20-%d, generate\n',k);
    fprintf(fid, '%d, %d, %d\n',node(1,1),node(non,1),1);
    fprintf(fid, '*Elset, elset=phi20-%d, generate\n',k);
    fprintf(fid, '%d, %d, %d\n',elem(1,1),elem(nel,1),1);
    fprintf(fid, '*Solid Section, elset=phi20-%d, material=stål\n
%d\n',k,A_Shear_rebar);
    fprintf(fid, '*End Part\n');
%% lukker tekstdokumentene
fclose(fid);
fclose(FID);
fclose(assembly);

```