

Kapasitetskontroll av eksisterende betongelementbru med korrosjonsskade

Kyllingstad bru på E39 i Rogaland

Andreas Haavik

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: august 2018

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2018

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 6. august 2018	ANTALL SIDER: 122 + 73
------------------------------------	-------------------------	---------------------------

TITTEL:

Kapasitetskontroll av eksisterende betongelementbru med korrosjonsskade

Design verification of an existing concrete element bridge with corrosion damage

UTFØRT AV:

Andreas Haavik



SAMMENDRAG:

Kyllingstad bru er en betongelementbru bestående av prefabrikkerte, førøppspente betongbjelker kombinert med kontinuerlig plassenstøpt brudekke. Brua befinner seg i Gjesdal kommune og er en del av E39 som går gjennom Rogaland. I denne oppgaven er bruas tilstand og bæreevne vurdert ved å beregne kapasiteten av samvirkebjelker bestående av NIB 500/800-bjelker og brudekket.

Dimensjonerende laster er funnet ved bruk av elementmetodeprogrammet, Robot Structural Analysis, og ved håndberegninger. Kapasitetsberegninger har blitt utført ved å benytte standardene NS 3473 og Eurokode 2. Håndbøker fra Statens vegvesen er brukt som supplement der dette har vært nødvendig.

Beregningene er kun utført i bruddgrensetilstanden. Resultatene viser at momentkapasiteten er tilstrekkelig i alle spenn. På den andre siden er skjærkapasiteten fullt utnyttet i de lengste spennene. Flere steder er det tydelige tegn på korrodert bølgearmring. Hvis dette får utvikle seg i kritiske snitt kan det medføre at samvirkebjelkene ikke klarer å bære dimensjonerende laster. Videre undersøkelser rundt omfanget av korrosjon er anbefalt, samt å utbedre skader der dette viser seg å være nødvendig.

FAGLÆRER: Professor Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad, NTNU og Håvard Johansen, Statens vegvesen

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU Trondheim

Forord

Denne masteroppgaven er det avsluttende arbeidet for det 5-årige masterprogrammet i Bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Oppgaven er skrevet for Institutt for konstruksjonsteknikk og i samarbeid med Statens vegvesen. Arbeidet har pågått over 20 uker våren og sommeren 2018, og tilsvarer 30 studiepoeng.

Oppgaven omhandler kapasitetskontroll av Kyllingstad bru på E39 i Rogaland. Utgangspunktet for beregningene er tegningsgrunnlaget fra 1966. Bakgrunnen for oppgaven var å undersøke et skåriss som har oppstått på en av hovedbjelkene i et av bruspennene. Jeg har dermed fått muligheten til å ta for meg en svært reell problemstilling, ved å lære prosessen bak klassifisering av en eksisterende brukonstruksjon med synlige skader. Det har vært svært motiverende å vite at arbeidet man legger ned gir nytte for samfunnet.

Jeg ønsker å rette en stor takk til min hovedveileder, professor Terje Kanstad, for å legge til rette for gjennomføring av dette arbeidet på et senere tidspunkt i semesteret. Hans faglige bistand har vært svært viktig for meg gjennom oppgaveskrivingen. I tillegg rettes en takk til medveileder, Håvard Johansen, hos Statens vegvesen for nyttig informasjon angående klassifisering av eksisterende brukonstruksjoner.

Trondheim, 06-08-2018



Andreas Haavik

Sammendrag

Kyllingstad bru er en betongelementbru bestående av prefabrikkerte, førøppspente betongbjelker kombinert med kontinuerlig plasstøpt brudekke. Brua befinner seg i Gjesdal kommune og er en del av E39 som går gjennom Rogaland. I denne oppgaven er bruas tilstand og bæreevne vurdert ved å beregne kapasiteten av samvirkebjelker bestående av NIB 500/800-bjelker og brudekket.

Dimensjonerende laster er funnet ved bruk av elementmetodeprogrammet, Robot Structural Analysis og ved håndberegninger. Kapasitetsberegninger har blitt utført ved å benytte standardene NS 3473 og Eurokode 2. Håndbøker fra Statens vegvesen er brukt som supplement der dette har vært nødvendig.

Beregningene er kun utført i bruddgrensetilstanden. Resultatene viser at momentkapasiteten er tilstrekkelig i alle spenn. På den andre siden er skjærkapasiteten fullt utnyttet i de lengste spennene. Flere steder er det tydelige tegn på korrodert bøylearmering. Hvis dette får utvikle seg i kritiske snitt kan det medføre at samvirkebjelkene ikke klarer å bære dimensjonerende laster. Videre undersøkelser rundt omfanget av korrosjon er anbefalt, samt å utbedre skader der dette viser seg å være nødvendig.

Abstract

Kyllingstad bridge is a concrete element bridge consisting of prefabricated and pre-tensioned concrete beams with a continuous cast-in-place bridge deck. The bridge is located in Gjesdal district and is a part of the motorway E39 going through Rogaland in South Western Norway. In this thesis the condition and load-carrying capacity of the composite structural beams consisting of NIB 500/800 beams and the bridge deck have been evaluated.

Design loads are established using the finite element method program, Robot Structural Analysis, and by hand calculations. The capacity calculations are performed using the standards NS 3473 and Eurocode 2. Handbooks from the Norwegian Public Roads Administration (NPRA) are used as a supplement where this has been necessary.

The calculations are performed in the Ultimate Limit State (ULS) only. The results show that the moment capacity is sufficient in all bridge spans. On the other hand the shear capacity is fully utilized in the longest bridge spans. Several places along the main beams show visual signs of corroded shear stirrups. If the corrosion spreads to critical sections this may cause that the composite structural beams are not able to carry the design loads. It is recommended that further investigations are made to determine the extent of the corrosion damage. In addition repairs should be performed where necessary.

Innholdsfortegnelse

Forord	ii
Sammendrag	iv
Abstract	vi
1 Innledning	1
2 Standarder og regelverk	3
2.1 Norsk standard, NS 427A	3
2.2 Norsk standard, NS 3473	4
2.3 Eurokode 2	4
2.4 Håndbøker	4
3 Bestandighet	7
3.1 Betong	7
3.2 Eksponeringsklasser	8
3.3 Nedbrytningsmekanismer for armering	8
3.3.1 Korrosjon	10
3.3.2 Karbonatisering	10
3.3.3 Kloridinntrengning	11
3.4 Nedbrytningsmekanismer for betong	12
3.5 Bestandighetstiltak	12
3.5.1 Overdekning	13
3.5.2 Betongsammensetning	13
3.5.3 Rissvidder	13
4 Kyllingstad bru	15
4.1 Presentasjon	15
4.1.1 Tegninger	16
4.1.2 Kontinuitet	17
4.1.3 NIB-bjelker	17
4.1.4 Samvirkebjelker	18

4.2	Tilstand	19
4.2.1	Inspeksjoner	19
4.2.2	Skader på NIB-bjelker	20
4.2.3	Skader på tverrbærere	21
4.2.4	Andre skader	22
5	Dimensjoneringsgrunnlag	25
5.1	Byggematerialer	25
5.1.1	Betong	26
5.1.2	Armeringsstål	28
5.1.3	Spennarmering	31
5.2	Forutsetninger og antakelser	32
6	Laster og lastkombinasjoner	35
6.1	Permanente laster	35
6.1.1	Egenlaster	35
6.2	Variable laster	37
6.2.1	Trafikklaster	38
6.2.2	Termiske laster	40
6.3	Deformasjonslaster	42
6.3.1	Spennkrefter	42
6.3.2	Kryp	44
6.3.3	Omlagring av moment	46
6.3.4	Tvangsmoment fra forspenning	47
6.4	Ulykkeslaster	48
6.5	Lastkombinasjoner	48
6.5.1	Bruddgrensetilstanden	49
6.5.2	Bruksgrensetilstanden	50
7	Dimensjonerende laster	53
7.1	Robot	53
7.1.1	Oppbygging av modell	54
7.1.2	Egenlaster	54
7.1.3	Trafikklaster	55
7.1.4	Termiske laster	57
7.2	Håndregning	58
7.2.1	Omlagring av moment	58
7.2.2	Tvangsmoment fra forspenning	59
7.3	Lastkombinasjoner	60

7.3.1	Dimensjonerende krefter i endespenn	61
7.3.2	Dimensjonerende krefter i mellomspenn	62
7.3.3	Dimensjonerende laster i midtspenn	63
8	Skjærkapasitet	67
8.1	Skjærkrefter og dens effekt	67
8.2	Bruddmekanismer for skjær	68
8.2.1	Skjærstrekkbrudd	68
8.2.2	Skjærtrykkbrudd	70
8.2.3	Forankringsbrudd	70
8.3	Beregningsgrunnlag	70
8.4	Skjærkapasitet i NS 3473	71
8.4.1	Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmering	72
8.4.2	Skjærstrekkkapasitet med skjærarmering	73
8.4.3	Skjærtrykkkapasitet	74
8.5	Skjærkapasitet i Eurokode 2	74
8.5.1	Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering	75
8.5.2	Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering	76
8.6	Forankringskapasitet	78
8.6.1	Forankringskapasitet NS 3473	79
8.6.2	Forankringskapasitet EK2	80
8.7	Skjærkrefter i støpeskjøt	81
8.7.1	Skjærkapasitet i støpeskjøt	81
8.8	Avsluttende kommentarer angående skjærkapasitet	82
9	Momentkapasitet	87
9.1	Beregningsgrunnlag	87
9.2	Kapasitet i felt	89
9.3	Kapasitet ved støtte	90
9.4	Avsluttende kommentarer angående momentkapasitet	91
10	Konsekvenser av armeringskorrosjon	93
10.1	Mekaniske egenskaper for korrodert armeringsstål	93
10.1.1	Reduksjon av armeringstverrsnitt	93
10.1.2	Duktilitet	94
10.2	Heft mellom korrodert armering og betong	94
10.3	Mekanisk oppførsel i korroderte betongkonstruksjoner	95

11 Kapasitet for korrodert konstruksjon	97
11.1 Parametre som påvirker kapasitet	97
11.1.1 Redusert skjærarmeringsareal	97
11.1.2 Redusert lengdearmeringsareal	98
11.1.3 Redusert overdekning	99
11.1.4 Forankring og heft	99
11.1.5 Redusert bøylearmering i støpeskjøt	99
11.2 Evaluering av skader på Kyllingstad bru	100
11.2.1 Skråriss på NIB-bjelke	100
11.2.2 Vertikalriss på tverrbærere	101
11.3 Avsluttende kommentarer	102
12 Fremtidig arbeid	103
13 Konklusjon	105
Referanseliste	106
A Tegninger av Kyllingstad bru	111
B Inspeksjonsrapport fra Brutus	129
C Beregninger	157
C.1 Materialdata og tverrsnittsparemetre	158
C.2 Kryptall	166
C.3 Deformasjonslaster	169
C.3.1 Spennkrefter	169
C.3.2 Omlagringsmoment	169
C.3.3 Tvangsmoment fra forspenning	171
C.4 Skjærkapasitet samvirkebjelker etter NS 3473	172
C.4.1 Skjærkapasitet uten skjærarmering	172
C.4.2 Skjærkapasitet uten skjærarmering med samtidig virkende aksialtrykk	172
C.4.3 Skjærkapasitet med skjærarmering og samtidig virkende aksialtrykk	173
C.4.4 Skjærtrykkapasitet	174
C.4.5 Forankringskapasitet	174
C.5 Skjærkapasitet samvirkebjelker etter EK2	176
C.5.1 Skjærkapasitet uten beregningsmessig behov for skjærarmering	176
C.5.2 Skjærkapasitet med beregningsmessig behov for skjærarmering	177
C.5.3 Forankringskapasitet	178
C.5.4 Skjærkapasitet i støpeskjøt	179

C.6	Momentkapasitet samvirkebjelker	181
C.6.1	Momentkapasitet i felt	182
C.6.2	Momentkapasitet ved støtte	183

Kapittel 1

Innledning

I dag står Statens vegvesen for forvaltning av omtrent 18 000 bruer i Norge og betong er svært utbredt som det primære byggematerialet for disse. For å forvalte bruene i Norge bruker Statens vegvesen sitt egenutviklede bruforvaltningssystem kalt Brutus (Statens vegvesen, 2018a). Ifølge Brutus så er mer enn 150 av disse bruene de siste tiårene bygd ved å bruke prefabrikkerte, føroppspente bjelker kalt NIB (normaliserte I-bjelker), der 61 en av dem befinner seg i kystnære områder og 13 av dem i svært aggressivt marint miljø. Armeringen i denne bjelketypen ble forspent før betongen ble støpt i formen. Spennetauene ligger ubeskyttet i betongen uten trekkerør. NIB-bjelkene ble kombinert med et plasstøpt brudekke for å skape kontinuerlige eller fritt opplagte flerfeltsbruer (Paciorek *et al.*, 2017).

Mange av disse bruene som ble bygget fram mot begynnelsen av 90-tallet har skader som følge av miljøpåkjenninger. Armeringskorrosjon forårsaket av kloridinntrengning er et av hovedproblemene. Bruer som står i kystnære områder og som opplever omfattende veisalting har over tid vist seg sårbare for dette problemet. I denne oppgaven vil selve korrosjonsprosessen og konsekvensene av denne bli undersøkt nærmere, både når det gjelder materialverdier, heft mellom armering og betong, samt bæreevnen til hele konstruksjonen. Skadene fra armeringskorrosjon er et resultat av få krav til betongens bestandighet og lite overdekning på disse eldre bruene. Konsekvensen av skader som dette har ført til innskjerping og strengere krav i nyere standarder og Statens vegvesens håndbøker.

I denne oppgaven skal det ses nærmere på Kyllingstad bru i Gjesdal kommune, som stod ferdig bygget i 1967 og ligger i det som kan karakteriseres som indre kyststrøk. Den er en del av E39 som går gjennom Rogaland og er således hovedfartsåren mellom Kristiansand og Stavanger. Hovedfokuset i oppgaven vil være skjær- og momentkapasiteten til hovedbjelkene og brudekket. Brua vil kontrolleres etter dimensjoneringsstandardene NS 3473 og Eurokode 2 for å samtidig undersøke forskjellene i kapasitetsformlene.

Kapittel 2

Standarder og regelverk

Det er behov for en rekke standarder under planlegging, prosjektering, utførelse og verifikasjon av bygg- og anleggskonstruksjoner. Standardene dekker ulike temaer og er i en kontinuerlig endringsprosess gjennom komiteer med fagfolk fra forskjellige land. Standardene omhandler alt fra ulike materialer og produkter til forskjellige konstruksjonstyper for å sikre at nødvendig dokumentasjon kan legges ved for egenskaper og utførelse av nye og eksisterende konstruksjoner (Standard Norge, u.å.a). Dette kapittelet gir en oversikt over relevante standarder og regler for denne oppgaven.

2.1 Norsk standard, NS 427A

Armert betong fikk svært bred utbredelse i Norge etter første verdenskrig. Denne utviklingen førte til at Den Norske Ingeniørforening (N.I.F.) så seg nødt til å utarbeide norske forskrifter for armert betong. De satte ned en komité som i 1926 utga *Jernbetonkonstruksjoner og Betonkonstruksjoner*. Disse forskriftene var hovedsakelig skrevet for husbygging. I mellomkrigstiden ble betong anvendt i mange andre konstruksjoner, og dette medførte revisjon av forskriftene fra 1926. En ny komité utga *NS 427, Regler for utførelse av arbeider i armert betong* i 1939. Det var inngått en avtale om at dette nå skulle omtales som Norsk Standard.

En fullstendig revisjon av NS 427 ble utgitt i fire deler av N.I.F. i 1960 og ble vedtatt som offentlig byggeforskrift i 1963. Nye NS 427A la vekt på nøye sammenheng mellom krav til materialer og utførelse på den ene siden og prosjekteringsregler og beregningsmetoder på den andre. I 1966 var arbeidet for å lage forskrift for spennbetong pågående (Rudjord *et al.*, 1966).

Kyllingstad bru stod ferdig bygget i 1967 og tegningsgrunnlaget fra 1966 viser at NS 427A lå til grunn for prosjekteringen. Likevel vil etterkommerne NS 3473 og Eurokode 2 (EK2) hovedsakelig bli tatt i bruk til kapasitetsberegninger for brua.

2.2 Norsk standard, NS 3473

NS 3473 ble utgitt for første gang i 1973 og ble da gjeldende nasjonale regelverk for prosjektering av betongkonstruksjoner. Det ble totalt gitt ut seks utgaver, der den siste ble utgitt i september 2003. Vanlig praksis har tidligere vært at man skal utføre kapasitetskontroll etter gjeldende prosjekteringsstandard fra da brua ble bygget. I dag benyttes ofte ulike dataprogrammer som i beste fall bruker siste utgave av NS 3473. Etter samtale med veileder, Håvard Johansen hos Statens vegvesen, legges NS 3473:2003 til grunn ved klassifisering av betongbruer fra før eurokodene ble gjeldende. Sisteutgaven vil videre omtales som kun NS 3473.

Selve standarden er mye mindre omfattende enn sin etterfølger når det gjelder innhold. Det er tilkommet mange nye kontroller og beregningsmetoder man må forholde seg til i eurokodene.

2.3 Eurokode 2

For prosjektering av byggverk og dokumentasjon av produkters bæreevne til konstruksjonsformål er det utarbeidet en felles europeisk serie med standarder, kjent som Eurokoder. Disse er utarbeidet av den europeiske standardiseringsorganisasjonen, CEN.

NS-EN 1992, også kjent som Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, tok over som dimensjoneringsstandard for NS 3473 i 2010. Den gjelder for prosjektering av bygg- og anleggskonstruksjoner utført som uarmerte, slakk- og spennarmerte betongkonstruksjoner.

Regelverket er basert på prinsipper og krav for konstruksjoners pålitelighet gitt i NS-EN 1990, Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Alle delene av EK2 har et nasjonalt tillegg (NA) med bestemmelser for de enkelte land. Standarden gir krav til betongkonstruksjoners kapasitet, brukbarhet, bestandighet og brannmotstand (Standard Norge, u.å.b).

2.4 Håndbøker

Statens vegvesen gir ut en rekke håndbøker som skal sørge for at alt fra vegbelysning til bruprosjektering foregår i henhold til Norges lover. Håndbøkene utgis på to nivåer, der nivå 1 omfatter normaler og retningslinjer og nivå 2 inneholder veiledninger. De viktigste håndbøkene ligger i nivå 1 og er hjemlet i lovverket. Dette er kravdokumenter som gjelder for alle Statens vegvesens prosjekter. Veiledningene i nivå 2 er hjelpedokumenter som understøtter og presiserer innhold i normalene og retningslinjene (Statens vegvesen, 2018b). I denne oppgaven er flere ulike håndbøker fra Statens vegvesen og andre publikasjoner tatt i bruk. De to viktigste er beskrevet nærmere under.

Håndbok R412 Bruklassifisering gir retningslinjer for å bestemme maksimalt tillatt trafikklast for eksisterende bruer ut i fra tegninger, tidligere beregninger, materialkapasiteter og tilstand

(Statens vegvesen, 2003). Denne har blitt brukt for å finne dimensjonerende lastvirkninger på brua.

Håndbok N400 Bruprosjektering er en normal som gjelder for bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet. Den tar for seg alle faser i konstruksjonens bygge- og brukstid (Statens vegvesen, 2015). Håndboken er hovedsakelig brukt når håndbok R412 har henvist til den for ulike laster.

Kapittel 3

Bestandighet

I dette kapitlet presenteres teori rundt betongens komposisjon, eksponeringsklasser og mekanismer som bryter ned armering og betong over tid. Mot slutten presenteres ulike bestandighetstiltak som kan være med på å bremse nedbrytningen, slik at konstruksjonen fungerer som den skal i løpet av sin levetid.

3.1 Betong

I dag er betong et av de aller viktigste byggematerialene i verden og anvendelsene er mangfoldige. Bruken strekker seg fra plasstøpte konstruksjoner som dammer, broer, petroleumsinstallasjoner og bygninger til prefabrikkerte betongelementer som søyler, bjelker og dekkelementer (Thue, 2018). Betong er en blanding som hovedsakelig har tre bestanddeler: tilslag, sement og vann. Tilslaget utgjør om lag 70 % av betongen, mens resterende 30 % vil være vann og sement. Ulike tilsetningsstoffer som kommer i tillegg utgjør som regel mindre enn 5 % av den totale blandingen og går på bekostning av vann og sement.

Tilslaget som blir brukt i betongblandingen varierer i størrelse fra grove partikler som pukk og singel til finere partikler som sand. Blandingsforholdet mellom grove og fine partikler, samt overflaten på tilslaget påvirker egenskapene til betongen. Det er fordelaktig at kornene er runde eller terningformede med en ru overflate (Thue, 2018).

Bestanddelene sement og vann skaper sementlimet som binder hele blandingen sammen. Når sement og vann blandes starter en komplisert kjemisk-fysisk herdingsprosess. Det oppstår kalsium-silisium-hydrater i reaksjonen samtidig som det utvikles varme (Årtun og Nesse, 2018). Forholdet mellom vann og sement spiller også en stor rolle for betongegenskapene i både fersk og herdet tilstand. Dess lavere vannsementforhold, v/c -tall, dess større fasthet i herdet tilstand. Pozzolaner er en gruppe stoffer som danner bindestoff gjennom reaksjoner med kalsiumhydroksider. I dag brukes pozzolanene flygeaske og silikastøv som tilsetningsstoffer i sement, der dette reagerer med kalsiumhydroksider frigitt under sementlimets herdning. Dette bidrar til økt

tetthet og styrke for betongen (Pozzolan - teknikk, 2009).

Det brukes en hel del forskjellige tilsetningsstoffer i betongblandingen for å gi den spesielle egenskaper i fersk, herdende eller herdet tilstand. Eksempler på slike er plastiserende stoffer som øker formbarheten i fersk betong uten å øke vanninnholdet og luftinnførende stoffer som sørger for en jevnere fordeling av luftporer i herdet betong slik at frostbestandigheten blir bedre. I tillegg finnes stoffer som fremskynder herdingen og retarderende stoffer som forsinker størkning (Thue, 2018).

3.2 Eksponeringsklasser

I NS 3473 og EK2 er det gitt at betongkonstruksjoner skal klassifiseres i eksponeringsklasser. Miljøet konstruksjonen står i er med på å bestemme eksponeringsklasse og gir dermed krav til overdekning. Bakgrunnen for plassering av konstruksjoner i de forskjellige eksponeringsklassene er krav til rissviddebegrensning. Rissvidder skal begrenses slik at ikke konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet skades, eller at den får et estetisk uakseptabelt utseende (Sørensen, 2013).

Begge standardene gir forskjellige eksponeringsklasser ut ifra hva slags miljøpåvirkninger betongkonstruksjonen er utsatt for. Det er listet opp fem forskjellige hovedgrupper av mekanismer som angriper betongen eller armeringen på ulike måter. Klassene er fremstilt med to bokstaver etterfulgt av et tall, der et høyere tall angir et mer aggressivt miljø innenfor den respektive gruppen. Gruppene består av karbonatisering av betong slik at det oppstår armeringskorrosjon (XC). Kloridinntrengning fra henholdsvis sjøvann (XS) eller klorider som stammer fra andre kilder (XD) som fører til korrosjon. De to siste handler om fryse- eller tineangrep (XF) og kjemiske angrep (XA). Vanligvis vil en betongkonstruksjon kunne plasseres i flere forskjellige eksponeringsklasser samtidig, og da velges det ugunstigste miljøet.

Eksponeringsklassene er framstilt i tabell 3.1 slik de ser ut i EK2. Ifølge beskrivelsen av miljøet vil Kyllingstad bru bli plassert i eksponeringsklasse XD3, noe som betyr at den havner i det øvre sjiktet når det kommer til overdekningskrav om den hadde vært prosjektert etter NS 3473 eller EK2.

3.3 Nedbrytningsmekanismer for armering

En av de viktigste nedbrytningsmekanismene i armerte betongkonstruksjoner er armeringskorrosjon, og i dag medfører dette store økonomiske tap over hele verden. I tillegg forekommer indirekte skader på mennesker og materiell som følge av korrosjonsulykker (Almar-Næss, 2018). Armeringskorrosjon kan skyldes mangelfull utførelse, feil materialbruk og karbonatisering av betongen eller på grunn av klorider som trenger inn i konstruksjonen.

Tabell 3.1: Eksponeringsklasser knyttet til miljøforhold i overensstemmelse med NS-EN 206-1

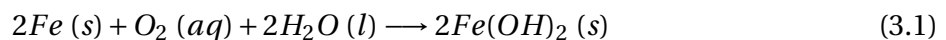
Klasse- betegnelse	Beskrivelse av miljøet	Eksempler på hvor eksponeringsklasser kan forekomme
1. Ingen risiko for korrosjon eller angrep		
X0	For betong uten armering eller innstøpt metall: Alle miljøer, unntatt der det er frysing/tining, slitasje eller kjemiske angrep. For betong med armering eller innstøpt metall: Meget tørt	Betong inne i bygninger med meget lav luftfuktighet
2. Korrosjon framkalt av karbonatisering		
XC1	Tørt eller permanent vått	Betong inne i bygninger med lav luftfuktighet Betong som permanent er neddykket i vann
XC2	Vått, sjeldent tørt	Betongoverflater i kontakt med vann over lengre tid Fundamenter
XC3	Moderat fuktighet	Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet Utvendig betong som er beskyttet mot regn
XC4	Vekselvis vått og tørt	Betongflater i kontakt med vann, som ikke er i eksponeringsklasse XC2
3. Korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann		
XD1	Moderat fuktighet	Betongflater utsatt for luftbåne klorider
XD2	Vått, sjeldent tørt	Svømmebasseng Betong utsatt for industrivann som inneholder klorider
XD3	Vekselvis vått og tørt	Brudeker utsatt for sprut som inneholder klorider Vegdekker Parkeringsdekker (deler i kontakt med klorider)
4. Korrosjon framkalt av klorider fra sjøvann		
XS1	Utsatt for luftbåne klorider, men ikke i direkte kontakt med sjøvann	Konstruksjoner nær eller på kysten.
XS2	Permanent neddykket	Deler av marine konstruksjoner
XS3	Tidevannssoner, skvalpesoner og sprutsoner	Deler av marine konstruksjoner
5. Fryse-/tineangrep		
XF1	Moderat vannmetning, uten avisingsmiddel	Vertikale betongoverflater utsatt for regn og frost
XF2	Moderat vannmetning, med avisingsmiddel	Vertikale betongoverflater i vegkonstruksjoner utsatt for frost og luftbåne avisingsmidler
XF3	Høy vannmetning, uten avisingsmidler	Horisontale betongoverflater utsatt for regn og frost
XF4	Høy vannmetning, med avisingsmiddel eller sjøvann	Veg- og brudekker utsatt for avisingsmidler Betongoverflater utsatt for frost og direkte sprut som inneholder avisingsmidler Skvalpesonen i marine konstruksjoner utsatt for frost
6. Kjemiske angrep		
XA1	Lite kjemisk aggressivt miljø i henhold til NS-EN 206-1, tabell 2	Naturlig jord og grunnvann
XA2	Moderat kjemisk aggressivt miljø i henhold til NS-EN 206-1, tabell 2	Naturlig jord og grunnvann
XA3	Meget kjemisk aggressivt miljø i henhold til NS-EN 206-1, tabell 2	Naturlig jord og grunnvann

3.3.1 Korrosjon

Betong er i utgangspunktet et porøst materiale, der porene inneholder luft og resterende vann fra størkningsprosessen. Armeringskorrosjon er en elektrokjemisk prosess, som består av en redoksreaksjon. For frilagt armering i kontakt med luft og vann vil denne reaksjonen skje umiddelbart, men på grunn av betongens alkalitet i porestrukturen vil dette skje saktere. I betongen er det svært basiske stoffer som holder en pH-verdi mellom 11-13. Dette danner en beskyttende oksidfilm på overflaten av armeringsstålet (Gjerp, 1998).

Oksidfilmen er selvreparerende så lenge det basiske miljøet i betongen opprettholdes. To stoffer som trenger inn i betongen over tid er karbondioksid og klorider. Disse er med på å senke pH-verdien ned til et nivå som gjør at korrosjonsprosessen kan starte. Tiden det tar før passivfilmen er tilstrekkelig ødelagt, kalles initieringsperioden. Etter dette starter korrosjonen av armeringsstålet og hastigheten er avhengig av mange parametre. Tilførselen av oksygen, ledningsevnen i betongen, relativ fuktighet og forurensninger er noen av de viktigste (Gjerp, 1998).

I redoksreaksjonen vil det ved anoden frigjøres jernioner og en strøm av elektroner som flytter seg gjennom metallet. Jernionene reagerer med hydroksidioner, vann og oksygen ved katoden gjennom flere reaksjoner som til slutt ender opp med jernhydroksidet $Fe(OH)_2$ som er tungt løselig. En sammenfattet reaksjonslikning er gitt av likning 3.1 (Pedersen, 2018).



Oksygen gass kan oksidere $Fe(OH)_2$ videre til $Fe_2(OH)_3$ som gir den karakteristiske brune fargen. Rustproduktene er en blanding av jernoksider og jernhydroksider (Pedersen, 2018).

Som vist av reaksjonslikningen er altså vann og oksygen løst i vann, sammen med lav nok pH forutsetninger for at korrosjonsprosessen kan skje. I de to påfølgende delkapitlene skal det presenteres to prosesser som fører til at pH-verdien i porestrukturen synker til et nivå som gjør korrosjonsprosessen mulig.

3.3.2 Karbonatisering

Reaksjonsprodukter som er igjen i porestrukturen vil kunne reagere med karbondioksid fra luften som har trengt inn i betongen over tid. Dette fører til en reduksjon av pH-verdien, og når denne synker under omtrent 9,5 er armeringen ikke lenger beskyttet mot korrosjon (Gjerp, 1998).

Karbondioksid løses i porevannet og danner karbonsyre. Dette vil reagere med kalsiumhydroksid i porevannet, for deretter å felle ut uløselig kalsiumkarbonat. Ifølge Gjerp (1998) vil dette gi en liten fasthetsøkning i betongen og at den blir tettere. Denne reaksjonen vil i tillegg føre til en volumreduksjon og kan gi svinn med påfølgende riss i konstruksjonen.

Karbonatiseringsfronten beveger seg innover i betongen fra overflaten, og vil også oppstå i riss og sprekker i betongen. Riss som krysser armering er dermed utsatt for korrosjon på grunn

av karbonatisering, selv om den generelle fronten befinner seg lenger unna. Hastigheten varierer for ulike kvaliteter på betongen, men er også avhengig av relativ luftfuktighet. Tørre betongkonstruksjoner og konstruksjoner som er neddykket i vann vil karbonatisere svært sakte. Det er ifølge Gjerp (1998) slik at relativ luftfuktighet mellom 50-70 % vil føre til at karboniseringsfronten beveger seg raskest innover i betongen.

3.3.3 Kloridinntrengning

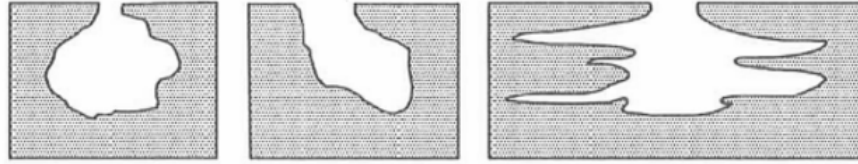
Klorider har den egenskapen at de kan forsure det basiske miljøet i betongen, noe som resulterer i armeringskorrosjon. Kloridene kan være til stede i konstruksjonen fra bygging eller trenge seg inn i løpet av levetiden. Ifølge Rudjord *et al.* (1966) tillot NS 427A som Kyllingstad bru er dimensjonert etter å bruke saltvann i betongblandingen. Det er uvisst om dette er gjort under byggingen av denne brua, men dette er en måte klorider kan bli tilført på under byggefasen. Andre kilder til klorider fra byggefasen kan være kloridholdig akselerator eller kloridforurenset tilslag.

Klorider som blir tilført under levetiden stammer fra sjøvann gjerne i forbindelse med at konstruksjonen befinner seg nært kysten, eller fra tinesalter som er vanlig på konstruksjoner som bruer (Gjerp, 1998).

En forutsetning for at armeringskorrosjon kan opptre er tilstrekkelig mengde med klorider, kalt kritisk kloridinnhold, og tilgang på vann og oksygen som beskrevet i korrosjonsprosessen i delkapittel 3.3.1. Det er ikke fastsatte grenser for kritisk kloridinnhold i en konstruksjon, men den kan variere fra 0,1-2 % av betongens sementinnhold. Faktorer som fuktinnhold, elektrisk motstand, sementtype og temperatur er alle med på å avgjøre grensen for klorider. Neddykkede konstruksjoner har lite tilgang på oksygen, slik at det her kan være høye kloridkonsentrasjoner uten at det oppstår korrosjon.

Ifølge Gjerp (1998) kan det sies at motstanden mot at klorider trenger inn i konstruksjonen er avgjørende for om det vil oppstå kloridinitiert armeringskorrosjon. Et lavt v/c-tall vil gi lav kapillærporøsitet og dermed langsom inntrenging av klorider. Silikastøv gjør betongen tettere og kan dermed være en annen effektiv metode for å bremse inntrenging.

Korrosjonen som skyldes klorider utvikles gjerne hurtigere enn ved karbonatisering. Den oppstår typisk også mer lokalt. Et uttrykk som kan brukes er groptæring. Dette beskriver svært godt hvordan korrosjon fra klorider utarter seg i armeringen. I bunnen av gropene vil miljøet etter hvert bli svært surt, og prosessen vil kunne foregå raskt. Det kan være vanskelig å oppdage denne formen for korrosjon siden produktene av prosessen fører til liten volumutvidelse og dermed ingen avskalling av betong (Gjerp, 1998). Som vist i figur 3.1 ser man hvordan omfanget av slik groptæring kan være skjult på overflaten av stålet. Slik som for karbonatisering er riss eller sprekker svært ugunstig fordi dette fører til at klorider raskere kan nå inn til armeringen.



Figur 3.1: Groptæring forårsaket av kloridinntrenging.

3.4 Nedbrytningsmekanismer for betong

I dette delkapittelet presenteres kort noen av nedbrytningsmekanismene for betong. Slike mekanismer kan deles inn i kjemisk og mekanisk nedbrytning. Kjemisk nedbrytning stammer fra kjemiske reaksjoner som reduserer betongkonstruksjonens funksjonsdyktighet over tid. Dette kan være oppløsning og utvasking av bindestoffet til betongen eller det kan være kjemiske reaksjoner med sluttprodukter som har større volum, slik at det oppstår indre trykk som virker sprennende på betongen (Gjerp, 1998).

Nedbrytningshastighet er avhengig av kjemikalienes pH og utskiftningshastighet, fukttilstanden, temperatur og uttørkingsforhold. Lav pH, stor utskiftning, fuktig miljø, høy temperatur og lav uttørring gir det ugunstigste miljøet med hurtigst nedbrytning. Eksempler på kjemiske nedbrytningsmekanismer er alkalireaksjoner, syreangrep, sulfat- og nitratangrep og kalkutslag (Gjerp, 1998).

Mekanisk nedbrytning skyldes laster eller krefter konstruksjonen blir utsatt for. Dette kan være slitasje på betongdekker, naturlaster som gir utmatting i materialet eller bevegelser som fører til riss og sprekker. Oppsprekking kan også oppstå på grunn av temperaturbevegelser eller overbelastning (Gjerp, 1998). Tine- og frysesykler er en annen form for mekanisk nedbrytning som vil kunne gi avskalling av betong.

Riss og sprekker trenger ikke nødvendigvis å redusere funksjonsdyktigheten til konstruksjonen, men det gjør det lettere for aggressive stoffer å kunne nå raskere inn til armeringen slik at det oppstår korrosjon. Dette forteller viktigheten av å ha kontroll på riss og sprekker i betongkonstruksjoner.

3.5 Bestandighetstiltak

Utformingen av konstruksjoner er avhengig av valg som gjennomføres på prosjekteringsstadiet. For å sikre god bestandighet må betongen blandes og støpes på en hensiktsmessig måte og detaljløsninger må sørge for fornuftig beskyttelse mot slitasje og skader. Spesielt på bruer må det utføres tilsyn og nødvendig vedlikehold for å påse at konstruksjonen kan holde seg funksjonsdyktig over lang tid. Noen av de viktigste bestandighetstiltakene presenteres i de følgende delkapitlene.

3.5.1 Overdekning

Betongoverdekning er i EK2, punkt 4.4.1.1(1)P definert som avstanden mellom overflaten av armeringen som ligger nærmest betongoverflaten medregnet kroker, bøyer og overflatearmering og den nærmeste betongoverflaten. Å ha tilstrekkelig overdekning er den enkleste og vanligste måten å beskytte armeringen i betongen mot korrosjon. Laget med betong skaper en beskyttende barriere slik at reaktive stoffer må transporteres lengre før de når armeringen. Initiierungsperioden for armeringskorrosjon går dermed opp. Dessuten gir overdekningen brannmotstand og god heft (Standard Norge, 2008a).

Tilfredsstillende utstøpning av overdekningen oppnås ved å tilpasse etter steinstørrelsen i betongen. Ved grovt tilslag må overdekningen være stor nok til at tilslaget ikke setter seg fast mellom forskaling og armering (Gjerp, 1998).

Minimumskravene til overdekning har variert svært mye gjennom ulike utgaver av standardene. Ifølge en presentasjon gitt av Kompen (2014) var kravene i NS 427A lik 2 cm og 3 cm for henholdsvis plater og bjelker når konstruksjonselementene var utsatt for vær og fuktighet. Tegninger av Kyllingstad bru viser at brudekket skal ha en overdekning på 4 cm mot overkant og 2 cm mot underkant. Dette viser at man var bevisst over valg av overdekning også når Kyllingstad bru ble dimensjonert, og ikke kun gikk for minimumskrav satt i gjeldende standard.

3.5.2 Betongsammensetning

Betongsammensetningen er viktig for å sikre god bestandighet. Ifølge Böhni (2005) er det faktorer som sementtype, v/c -tall, sementmengde, tilslag og tilsetningsstoffer som avgjør i stor grad hvor bestandig betongen blir. Resterende porevann vil over tid fordampe og etterlate seg rom som karbondioksid og klorider kan transporteres gjennom. Et høyt v/c -tall betyr mye vann eller lite sement i forhold til hverandre, noe som vil føre til at stoffene trenger lettere inn enn ved et lavt v/c -tall.

De fem faktorene nevnt innledningsvis har betydning for porestrukturen i betongen. Med porestrukturen menes hvordan porene henger sammen, hvordan stort porevolumet er, fordelingen av porer i betongen og sammensetningen av porevannet. Alt dette gir egenskaper til betongen med tanke på permeabilitet, evnen til bindemiddelet å fange opp inntrengende stoffer og elektrolytisk motstand. Permeabiliteten og oppbindingskapasitet er avgjørende for hvor lett karbondioksid og klorider trenger inn i betongen, mens elektrolytisk motstand er motstand mot armeringskorrosjon (Böhni, 2005).

3.5.3 Rissvidder

Ifølge Bertolini *et al.* (2013) er armeringskorrosjon ofte forbundet med rissvidder. Standarder har tidligere gitt varierende grenseverdier for rissvidder i forhold til hva slags miljø de har vært

utsatt for. Nyere standarder som EK2 tar i tillegg hensyn til typen armering og om lasten er permanent eller ofte forekommende (Standard Norge, 2008a).

I eksperimenter er det vist at det ikke finnes noen presis korrelasjon mellom rissvidder og armeringskorrosjon, så lenge rissvidden holder seg under 0,5 mm. Ved slike små rissvidder er heller korrosjonen avhengig av faktorer som relativ fuktighet, permeabiliteten i betong og overdekning. Økende rissvidder kan likevel redusere initieringstiden, fordi karbondioksid og klorider får en raskere vei inn til armeringsstålet. Når korrosjonsprosessen har startet er det ingen direkte forbindelse mellom rissvidde og korrosjonshastighet ifølge eksperimenter (Bertolini *et al.*, 2013).

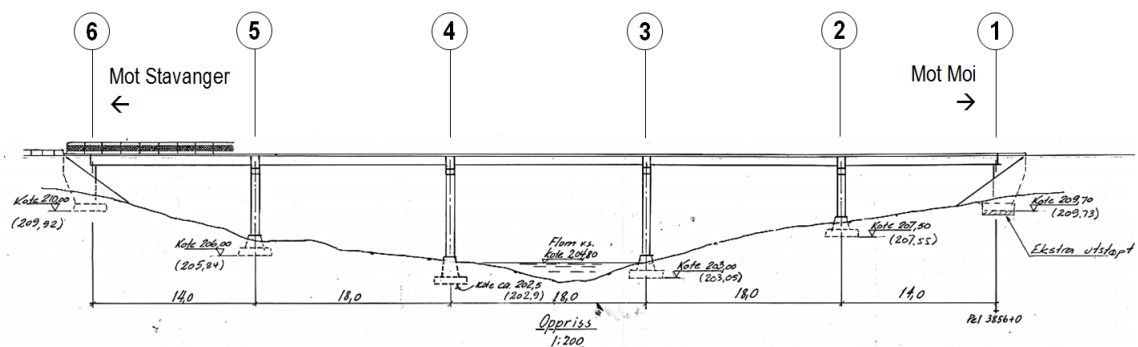
Kapittel 4

Kyllingstad bru

I dette kapittelet vil det bli gitt en presentasjon av Kyllingstad bru. Tegningsgrunnlaget vil bli vist og det statiske systemet til brua vil bli diskutert. Det utredes videre om tilstanden til brua ut fra inspeksjonsrapport innhentet fra Brutus.

4.1 Presentasjon

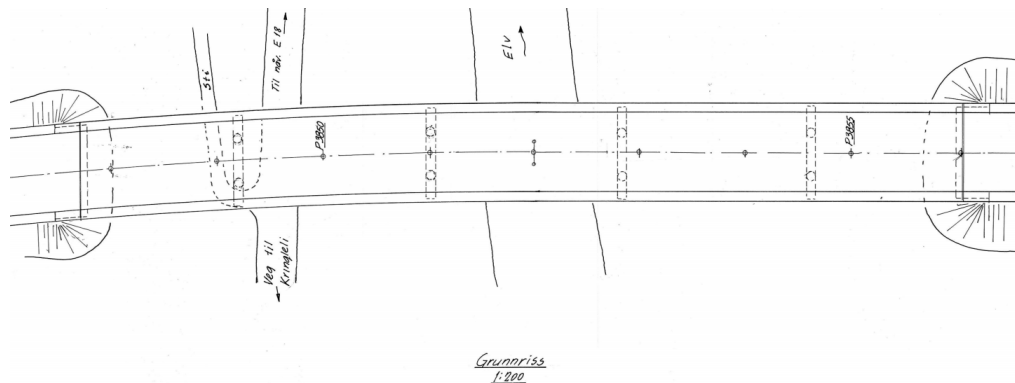
Kyllingstad bru er en del av europavei 39 og befinner seg i Gjesdal kommune som ligger i Rogaland. Brua er en del av hovedfartsåren mellom byene Stavanger og Kristiansand. Brua har en total lengde på 82,9 meter, fordelt på fem spenn som er mellom 14 og 18 meter lange. Klimaet brua står i karakteriseres som indre kyststrøk, noe som medfører at den er utsatt for saltvannspåvirkning, men er likevel rimelig godt beskyttet. Veien har en gjennomsnittlig daglig trafikkmengde (ÅDT) på 7650 kjøretøy og fartsgrensen er 80 km/t.



Figur 4.1: Oppriss av Kyllingstad bru.

Brua ble prosjektert og oppført av Statens vegvesen. Den stod ferdig bygget i 1967. Figur 4.1 viser oppriss av brua hentet fra tegning 240^b/65 i appendiks A. Det er tilført et aksesystem på tegningen for å være konsekvent med oppføringer i Brutus. Akse 1 ligger i retning mot Moi og akse 6 ligger i retning mot Stavanger.

Alle de fem spennene består av åtte prefabrikkerte, føroppspente betongbjelker kombinert med et plasstøpt brudekke på toppen. Bjelkene hviler på rigler i felt og landkar i betong ved endene. Riglene er støpt sammen med pilarer fundamentert til fjell. Der pilarene ikke har blitt fundamentert til fjell, pålegger tegning 117^a/66 gitt i appendiks A at det skal ha blitt støpt et avrettingslag på femti millimeter under sålen.



Figur 4.2: Grunnriss av Kyllingstad bru.

Kyllingstad bru har en horisontalkurvatur med radius lik 500 meter som framkommer av figur 4.1 og tilnærmet ingen vertikalkurvatur. Fra akse 1 og litt forbi akse 4 har brua et tverrfall fra midten og ut til sidene på 16 ‰ for å lage fall for nedbør til avløp. Resten av brua har tverrfall på 50 ‰ mot sørvest.

Brua er primært en veibro med to kjørefelt og har ikke fortau. På hver side finnes en forhøyet kantdrager, hvor det er plassert nettinggjerde i stål. Det er i tillegg normalt autovern videre langs veien i begge ender av brua.

4.1.1 Tegninger

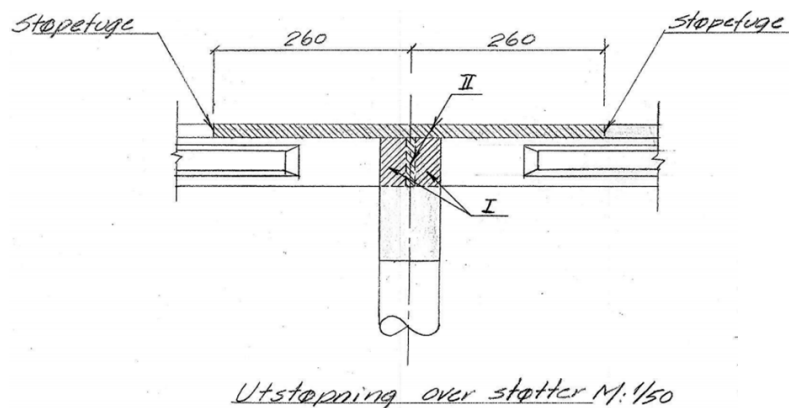
Tegningsgrunnlaget denne oppgaven baserer seg på er utarbeidet av Statens vegvesen i oktober 1966. I tillegg er det supplert med form- og armeringstegninger av hovedbjelker og brudekke fra Norsk Spennbetong Sven A. Sinnes & Co, som tar utgangspunkt i forutsetninger i Statens vegvesen sine tegninger. Alle tegninger er lagt ved i appendiks A.

I tegningene fra Statens vegvesen fraviker bjelkedimensjon og type fra det som er anvendt i den virkelige konstruksjonen. Det blir foreslått en I-bjelke med lik topp- og bunnflens med bjelkehøyde på 650 millimeter. De supplerende tegningene fra Norsk Spennbetong viser at det er tatt i bruk NIB-bjelker i stedet, med en høyde på 800 millimeter. Følges normalen for klasifisering av denne typen bjelke vil hovedbjelkene brukt på Kyllingstad bru benevnes som NIB 500/800. Armeringstegninger av hovedbjelkene fra Norsk Spennbetong legges derfor til grunn for beregninger av NIB-bjelker, mens tegninger fra Statens vegvesen brukes ellers.

4.1.2 Kontinuitet

Ifølge Norsk betongforening (1981a) har det vist seg fra utregninger på flerfelts NIB-bruer at det er lite økonomisk vinning å hente ved å føre bjelkene kontinuerlig over støtter, kontra det at de er fritt opplagte. Dermed har dette blitt en vanlig utførelse. Brudekke er ønskelig å føre kontinuerlig over støtter, fordi dette reduserer antall problematiske fuger som trengs. Ved å ha bjelkene fritt opplagte får man en fleksibel konstruksjon, der faren for riss i brudekke på grunn av setninger og rotasjoner av bjelkeendene reduseres.

Kyllingstad bru ble oppført ved først å støpe landkar, pilarer og rigler. NIB-bjelkene ble deretter heist på plass på foreskrevne måte på landkar og rigler, slik at de da oppførte seg som fritt opplagte bjelker.



Figur 4.3: Utstøpning over støtter [cm].

Endetverrbærere ble støpt i henhold til tegning 154a/66 i appendiks A, slik at hulrommet mellom NIB-bjelkene ble fylt. Figur 4.3 hentet fra tegning 168^a/66 gitt i appendiks A viser hvordan utstøpning over støtter ble gjennomført. Skravert parti I over riglene ble støpt først. Deretter støpte man brudekke, men lot det gjenstå et parti II på 2,6 meter til hver side for riglene i tillegg til et parti på 100 millimeter mellom endene av NIB-bjelker. Til slutt ble parti II støpt over riglene for å etablere kontinuitet over støtter. Beregningene tar dermed utgangspunkt i at bruas statiske system er kontinuerlig etter at brudekke er støpt. Forskjellige tøyningstilstander på grunn av ulik støpetid på bjelker og dekke ses nærmere på i delkapittel 5.2.

4.1.3 NIB-bjelker

Hvert spenn på Kyllingstad bru består av åtte prefabrickerte, føroppspente NIB 500/800-bjelker produsert av Norsk Spennbetong ved en tidligere fabrikk i Ganddal i Sandnes. Armeringstegninger i lengderetning og av tverrsnitt er inkludert i appendiks A. Tegningene viser tydelig hvordan spenn- og slakkarmering er plassert i bjelkene. Dette blir nærmere presentert i kapittel 5.

NIB-bjelkene har hovedsakelig et tverrsnitt formet som en I. Stegbredden er 80 millimeter i alle bjelker både i ende- og innerfelt. Ved oppleggene, der det oppstår størst skjærkrefter, er steget derimot forsterket slik at bredden er tilsvarende lik bredden av bunnflens. Denne ekstra bredden forekommer ifølge tegningene i appendiks A 2 meter inn fra bjelkeende i endefelt og 1,5 meter inn fra bjelkeende i innerfelt. Det er forklart nærmere hvordan dette bidraget tas hensyn til i modelleringen av brua i kapittel 7. Hadde man sett bort fra denne ekstra bredden når dimensjonerende laster skal fastslås, ville egenvekten av bjelkene undervurderes med omtrent 10 % i gjennomsnitt, avhengig av om bjelkene er i ende- eller innerfelt. Ved kapasitetskontroll vil de forskjellige stegbreddene tas spesielt hensyn til, da dette undersøkes i ulike snitt.

Overdekningen er ifølge armeringstegningen fra Norsk Spennbetong, gjengitt i figur 5.2, ikke spesielt stor. Som nevnt i delkapittel 3.5.1 er dette en av de enkleste tiltakene for å sikre god bestandighet. Tegningen viser at avstanden inn til spenntauene er 40 millimeter i bunnflens. I tillegg er bøylearmering lagt utenfor spenntauene, slik at nominell overdekning som definert i EK2, 4.4.1.1 bare utgjør knappe 30 millimeter eller mindre.

4.1.4 Samvirkebjelker

NIB-bjelkene har støpt inn bøylearmering som stikker ut av toppflensen. Etter bjelkene er på plass og tverrbærerne er støpt som forklart i delkapittel 4.1.2, blir brudekke støpt direkte på NIB-bjelkene. Bøylearmeringen sørger for skjæroverføring mellom bjelker og dekke slik at det dannes åtte tilnærmet T-formede samvirketverrsnitt. NIB-bjelkene har stegbøyler for å ta skjærkreftene fra laster og så er det i tillegg lagt inn ekstra bøyler for å ta opp krefter i skjøten mellom bjelke og dekke. I kapasitetsberegninger senere i kapittel 8 og 9 vil det forutsettes at bjelker og dekket opprettholder samvirke uavhengig av last. Denne forutsetningen undersøkes nærmere ved kontroll av skjærkrefter i støpeskjøten. NS 3473, 12.7.2 og EK2, 6.2.5 tar hensyn til skjærkrefter mellom herdnet betong og betong som er støpt mot denne. Kontrollene utføres i delkapittel 8.7.1 i denne oppgaven.

I tegningsgrunlaget har Kyllingstad en varierende tykkelse på brudekket. Tegning 132^b/66 viser at tykkelsen varierer mellom 150 og 210 millimeter. Forskjellig tykkelse over bredden er der for å skape tverrfall, slik at vann kan renne fra veibane og til avløp langs sidene av brua. Brutus opererer med en tykkelse på 200 millimeter og for enkelhets skyld vil denne verdien brukes i beregninger. Avstanden fra senter til senter NIB-bjelke er 1,15 meter. Total bredde inkludert kantdragere er 9,5 meter. Den effektive bredden av bruplate som danner T-tverrsnitt med NIB-bjelkene blir lik for de seks innerbjelkene, mens det blir noe annerledes for de to ytterste. De innerste får en effektiv bredde $b_{eff,i} = 1,15$ meter, mens de to ytterste får halve senteravstanden mellom bjelkene pluss bredde av kantdrager. For å forenkle modellering av brua brukes samme effektive bredde på samtlige samvirkebjelker, og resterende areal av kantdrager settes på som en linjelast.

Framgangsmåten er forklart nærmere i kapittel 7. Dette samsvarer med et regneeksempel for en liknende situasjon gjengitt i publikasjon 10 fra Norsk betongforening (1981a).

4.2 Tilstand

Her presenteres tilstanden til Kyllingstad bru, basert på forskjellige inspeksjoner utført av Statens vegvesen. Resultater fra inspeksjoner loggføres i bruforvaltningssystemet, Brutus. Dette systemet inneholder en egen arkivmappe for hver bru med dokumentasjon om bruens bæreevne, registrerte skader og vedlikeholdsplaner.

Videre følger en beskrivelse av hvordan inspeksjoner gjennomføres, samt en oversikt over skader som er registrert i Brutus for Kyllingstad bru. Påvirkning av bæreevnen fra registrerte skader vil diskuteres næyere i kapittel 11.

4.2.1 Inspeksjoner

Inspeksjoner av bruer i Norge følger Statens vegvesen håndbok R411 med retningslinjer beskrevet i håndbok V441. Ifølge Statens vegvesen (2018c) utføres tre typer inspeksjoner gjennom bruens levetid: enkelinspeksjon, hovedinspeksjon og spesialinspeksjon.

Formålet med enkelinspeksjon er å kartlegge alvorlige skader og andre forhold som på kort sikt kan påvirke bruas bæreevne, trafiksikkerhet, funksjonalitet og vedlikehold samt miljø og estetikk. Enkelinspeksjonene skal utføres hvert år, med unntak av året det utføres hovedinspeksjon (Statens vegvesen, 2018c).

Hensikten med hovedinspeksjon er å utføre kontroll av tilstanden til samtlige deler av brua som ligger over vann. Tilhørende kostnadsoverslag skal fastsettes ved eventuelle behov for tiltak innen drift og vedlikehold. Videre skal den danne grunnlag for å supplere eller justere planer for fremtidig inspeksjon og vedlikehold. Hovedinspeksjonene skal utføres hvert femte år (Statens vegvesen, 2000).

Ved behov for ytterligere kartlegging av skader eller skadeårsaker som er oppdaget ved tidligere inspeksjoner, skal det utføres spesialinspeksjoner. Disse utføres ikke ved faste tider eller intervaller. Andre årsaker til at det er nødvendig med spesialinspeksjoner er eksempelvis ulykker, overbelastning, naturkatastrofer eller hvis andre bruer av samme type tilsier at det er nødvendig (Statens vegvesen, 2000).

Det er utført mange inspeksjoner på Kyllingstad bru etter den stod ferdig i 1967. Inspeksjonsrapport fra Brutus viser at hovedinspeksjoner er utført omtrent etter regelverket siden 1998, med siste oppføring i 2015. Når det gjelder enkelinspeksjoner ble dette sist gjort i 2017. En spesialinspeksjon ble gjennomført i 2014 og er bakgrunn for detaljer på de fleste av skadene Kyllingstad bru har i dag. Ifølge Brutus har brua en resterende levetid på 49 år.

Håndbok V441 gir veiledning for hvordan skader skal registreres i Brutus. Skader og mangler plasseres inn i ulike kategorier med skadegrad og konsekvens som gjenspeiler når tiltak bør gjennomføres. Skadegraden er representert av et tall fra 1 til 4, der laveste betyr en liten skade som ikke behøver utbedringstiltak, mens høyeste tilsier en kritisk skade som må utbedres innen senest et halvt år. Tallene mellom beskriver middels til stor skade der krav for tiltak ligger i intervallet 1-10 år. Konsekvens deles inn i fire forskjellige kategorier for å angi hva som påvirkes av skaden. Ifølge Statens vegvesen (2018c) brukes disse fire:

- **B:** Skade/mangel som truer bæreevnen
- **T:** Skade/mangel som truer trafiksikkerheten
- **V:** Skade/mangel som kan øke vedlikeholdskostnadene
- **M:** Skade/mangel som kan påvirke miljø/estetikk

Skadegrad og skadekonsekvens benyttes sammen for å bedømme skader og mangler som blir oppdaget under inspeksjoner. Inspeksjonsrapporten fra Kyllingstad bru gitt i appendiks B viser 39 ulike oppføringer med skader og mangler som ikke er utbedret i skrivende stund. Oppføringene viser skader på alt fra hovedbjelker og tverrbærere til fugekonstruksjon og rekkverk. I følgende underkapitler vil flere av skadene registrert i Brutus presenteres, der det legges vekt på de som kan redusere bæreevnen.

4.2.2 Skader på NIB-bjelker

Under hovedinspeksjon i 2010 ble det påvist frilagt armering som har korrodert på hovedbjelkene i akse 3 og 4. Skadene er i rapporten sagt å være på vestre og østre bjelke, noe som antas å være de ytterste bjelkene på hver side av spennene. Skadegrad og skadekonsekvens er satt til å være 3B, noe som betyr at den kan redusere bruas bæreevne om den får stå i mer enn 1-3 år. I Brutus er skaden fortsatt åpen, så det er grunn til å tro at den ikke er utbedret. Skadetypen er satt til å være liten/skadet overdekning. Dette er en skade som har typisk akselererende utvikling. Armeringskorrosjon og avskalling av betong går fortere over tid ettersom mer av betongen blir berørt av karbonatisering eller at klorider trenger inn. Det finnes ikke bildedokumentasjon av skaden, og det er derfor vanskelig å si noe mer om utviklingen som har vært siden skaden ble oppdaget i 2010.

I den vestre NIB-bjelken som spenner over akse 5 og 6 har det oppstått et stort, gjennomgående skråriss i steget nær pilaren i akse 5, som vist i figur 4.4. Etter hovedinspeksjon i 2015 ble skaden karakterisert som 2B etter å tidligere ha vært klassifisert som 3B etter hovedinspeksjon i 2010. Skadeårsaken er oppgitt å være ukjent. Skråriss er en indikasjon på at opptredende skjærkrefter i området overstiger skjærkapasiteten. Dette risset vil undersøkes nærmere i kapittel 11, for å prøve og fastslå hva som er årsaken til at det har oppstått.



Figur 4.4: Gjennomgående skråriss i NIB-bejelke akse 5-6 mot vest.

Inspeksjonsrapporten har videre generelt skader i alle akser når det kommer til avskalling, armeringskorrosjon og kalkutslag. Spesialinspeksjon fra 2014 lister opp at flere hjørner på NIB-bejelker i underkant er avskallet og at det finnes frilagt armering i underkant av flere bjelker. Skadene er evaluert til henholdsvis å være 2B og 3B i inspeksjonsrapporten. I figur 4.5 ser man tydelig at flere skjærbøyer i NIB-bejlkene korroderer.

Kalkutslag forekommer når kloridholdig vann fra luft eller veisaltning trenger inn i porene til betongen. Dette løser opp kalk før det blir transportert til overflaten og der blir avsatt som et hvitt belegg når vannet fordamper (Efflorescence, 2018). Kalkutslaget er karakterisert som 2B, fordi den er et bevis på at klorider kan ha trengt inn i betongen og at påfølgende armeringskorrosjon kan finne sted.

4.2.3 Skader på tverrbærere

Alle fire tverrbærere fra akse 2-5 har tilsvarende skader fra riss på endene både mot øst og vest. Målinger gjennomført ved spesial- og hovedinspeksjon i henholdsvis 2014 og 2015 viser at rissviddene øker. Skadeårsaken er beskrevet som ukjent og i samtlige oppføringer er de karakterisert som 2B, noe som betyr at den bør utbedres innen 4-10 år for å unngå en mulig reduksjon i bruas bæreevne. Rissene varierer i størrelse fra 2,5-4 mm og overskrider selv de mildeste kravene for rissvidder i stor grad ifølge NA.7.3.1 i EK2. Figur 4.6 viser utviklingen av vertikalriss i akse 5 mot øst. Dette kan på sikt føre med seg større problemer som armeringskorrosjon og avskalling med påfølgende reduksjon i tverrbjelkenes bæreevne.



Figur 4.5: Armeringskorrosjon på NIB-bjelker.

I akse 2 er det påvist avskalling av betong under NIB-bjelke og armeringskorrosjon. Begge skadene er vurdert til 3B etter hovedinspeksjon utført i 2015. I tillegg er det registrert en langsåående sprekk. Denne skaden har ikke bildedokumentasjon, så det blir dermed vanskelig å bedømme årsaken til dette utover at det antakelig skyldes strekk- eller skjærkrefter som armeringen ikke tar opp på en tilfredsstillende måte.

Det er også oppdaget avskalling og armeringskorrosjon på tverrbærer i akse 6. Her er skadene vurdert til 3V, noe som medfører at de bør utbedres innen 1-3 år for å unngå vanskeligere og mer kostbart vedlikehold. Avskallingen ble først oppført etter hovedinspeksjon i 2010 og korrosjonen etter spesialinspeksjon i 2014.

4.2.4 Andre skader

Etter hovedinspeksjon i 1998 ble det oppdaget rustsprengning rundt avløp i underkant av brudekke. Skadeårsaken er beskrevet som feilplassert armering, og er karakterisert som 2V. Dette tilsier at skaden kan utvikle seg på en slik måte at reparasjon blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den får stå i mer enn 4-10 år. Skaden er ikke utbedret ifølge Brutus.

Flere av fotplatene til rekkverket ved landkar har behov for understøping ifølge spesialinspeksjon fra 2014. Skadeårsaken er beskrevet som en utførelsesfeil og er karakterisert som 3T, som altså er en skade som kan redusere trafikksikkerheten om den får stå i mer enn 1-3 år.



Figur 4.6: Sprekk i tverrbærer akse 5 mot øst.

Ellers er det oppført flere skader på fyllinger, landkar, kantdrager og fugekonstruksjon. De fleste skadene er vurdert til 2V eller 3V, og går dermed på kompleksiteten og kostnaden til vedlikehold, som bør utbedres innen 1-10 år ifølge håndbok V441 (Statens vegvesen, 2000).

Kapittel 5

Dimensjoneringsgrunnlag

Dette kapitlet beskriver hvilke material- og tverrsnittsverdier som utgjør de delene av Kyllingstad bru som inngår i kapasitetskontrollen. Armeringsmengde og plassering vil bli presentert for både slakk- og spennarmering. Til slutt beskrives viktige forutsetninger og antakelser som er gjort i oppgaven.

5.1 Byggematerialer

Betong føyer seg inn i rekken av de viktigste byggematerialene som brukes i dag. Armert betong er svært attraktivt i en rekke konstruktive anvendelser, takket være fire punkter: økonomi, anvendbarhet, formbarhet og bestandighet. Lav strekkstyrke i betong oppveies av armeringsstålet som tåler store strekktøyninger. På den andre siden oppveies relativt kostbart armeringsstål av at betongen erstatter stålet i områder med trykkpåkjenninger og områder med lite påkjenning (Sørensen, 2013).

Betongen sørger for korrosjons- og brannbeskyttelse for armeringsstålet, mens stålet på sin side begrenser rissvidder og tilfører materialet duktil oppførsel (Sørensen, 2013). På denne måten jobber betongen og armeringsstålet sammen på en elegant måte, for å gi et sterkt og robust byggemateriale.

All informasjon om materialer, tverrsnitt og armeringsmengder for Kyllingstad bru er hentet fra tegningene i appendiks A. I denne oppgaven er det hovedsakelig NIB-bjelker og brudekke som er i fokus. Disse elementene utgjør samvirketverrsnittet som skal kontrolleres. Derfor vil det kun være informasjon om disse i påfølgende delkapitler.

Ifølge tegningene av Kyllingstad bru er dimensjoneringen basert på gamle NS 427A fra 1963. Som nevnt tidligere har det gjennom samtale med veileder hos Statens vegvesen blitt bestemt å bruke siste utgave av NS 3473 som dimensjoneringsstandard. I tillegg suppleres det med kontrollert fra EK2 der det finnes tilsvarende. Håndbok R412 om brukklassifisering blir også brukt hyppig for å bestemme ulike verdier.

5.1.1 Betong

Styrken til betong klassifiseres ut fra sin trykkfasthet. I NS 3473 og EK2 betegnes betongens trykkfasthet ved hjelp av fasthetsklasser knyttet til karakteristisk terningfasthet og sylindrefasthet i overensstemmelse med NS-EN 206-1 og er bestemt etter 28 døgn.

NS 3473 bruker hovedsakelig terningfasthet i styrkeberegninger, mens EK2 bruker sylindrefasthet. I begge standardene er sylindrefastheten betegnet med en B etterfulgt av et tall som representerer trykkfastheten i MPa. Det opereres med fasthetsklasser i NS 3473 fra B10 - B95, mens det i EK2 brukes fastheter fra B12 - B90.

Kyllingstad bru er imidlertid prosjektert etter NS 427A som ble utgitt før NS 3473. Tegningene viser at NIB-bjelkene er av betongkvalitet B600, mens brudekke er støpt i betong med fasthetsklasse B300. Etter samtale med veileder er det valgt å bruke karakteristisk sylindrefasthet lik den for betong med fasthetsklasse B45 og B20 for henholdsvis NIB-bjelke og brudekke.

Trykkfasthetene i standardene er såkalte karakteristiske verdier. Ifølge Sørensen (2003) fastlegges disse fasthetene ved standardiserte prøvningsmetoder og vil ikke underskrides med 95 % sannsynlighet. Ved dimensjonering tas det i tillegg hensyn til ugunstige virkninger av måten lasten påføres på og at virkning av langtidslast reduserer trykkfastheten. I NS 3473 gjøres dette ved å bruke konstruksjonsfastheten f_{cn} istedet for karakteristisk fasthet f_{ck} . Denne kombineres med en materialfaktor γ_c gitt av grensetilstand det kontrolleres for. Dimensjonerende fastheter for henholdsvis trykk og strekk i NS 3473 er gitt i likning 5.1.

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = \frac{f_{cn}}{1,4} \quad (5.1a)$$

$$f_{td} = \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = \frac{f_{tn}}{1,4} \quad (5.1b)$$

Verdiene for f_{cn} og f_{tn} hentes fra tabell 5.c i NS 3473 og materialfaktoren γ_c er gitt av ordinær bruddgrensetilstand i tabell 4.

I EK2 brukes derimot et noe annerledes uttrykk for trykkfasthet. Her kombineres en faktor α_{cc} fastsatt i EK2, NA.3.1.6(1)P og materialfaktor gitt i NA.2.4.2.4(1). Dette gir uttrykk for dimensjonerende trykk- og strekkfasthet som gitt i likning 5.2.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} \quad (5.2a)$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{1,5} \quad (5.2b)$$

Verdiene for f_{ck} og $f_{ctk,0.05}$ er gitt av tabell 3.1 i EK2.

Når det gjelder elastisitetsmodul er det også brukt forskjellige uttrykk i de to standardene. I begge standardene avhenger den av en form for trykkfasthet. Likning 5.3 viser elastisitetsmodulen slik den er gitt i NS 3473 punkt 9.2.1.

$$E_{ck} = k_E \cdot f_{cck}^{0,3} \quad (5.3)$$

Her er $k_E = 9500$ og f_{cck} er karakteristisk sylindrefasthet. EK2 oppgir elastisitetsmodulen til betong som sekantmodul i tabell 3.1. Uttrykket for denne er gjengitt i likning 5.4.

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (5.4)$$

E_{cm} er gitt i GPa og middelveien av betongens sylindetrykkfasthet f_{cm} er gitt i MPa. Sammenhengen mellom denne middelveien og sylindrefastheten er $f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa. Disse to formlene gir verdier for elastisitetsmodulen som vist i tabell 5.1 ved innsetting av verdier for NIB-bjerkene, rundet av til nærmeste tusen. Karakteristisk sylindrefasthet $f_{cck} = 45$ MPa etter NS 3473 og midlere sylindrefasthet $f_{cm} = 53$ MPa etter prinsippet i EK2.

Tabell 5.1: Elastisitetsmoduler.

Standard	Elastisitetsmodul [MPa]
NS 3473	30000
EK2	36000

Det bemerkes at forskjellen i elastisitetsmodulene er betydelig. Verdien etter NS 3473 er 18 % mindre enn for tilsvarende verdi i EK2 for NIB-bjerkene. Ved beregning av flere verdier viser det seg at avviket mellom de to elastisitetsmodulene øker ved lavere betongfastheter. Avviket mellom fasthetsklassen brukt på brudekke er på hele 28 %. Årsaken til denne forskjellen er ukjent, men en mulig forklaring kan være at den siste utgaven av NS 3473 er bedre tilpasset norske forhold enn EK2. Uansett så benyttes elastisitetsmodulen for betong i denne oppgaven kun til å regne ut omlagringsmoment fra egenlast og tvangsmoment fra forspenningskrefter. Valg av verdi fra NS 3473 eller EK2 har svært liten effekt på momentene som oppstår i disse tilfellene. Det er valgt å bruke verdier fra NS 3473 fordi den gir et lite bidrag til omlagringsmomentet som er ugunstig for kapasiteten over støtter.

Tabell 5.2 viser en oversikt over relevante parametre for betongkvalitetene brukt på Kyllingstad bru etter både NS 3473 og EK2.

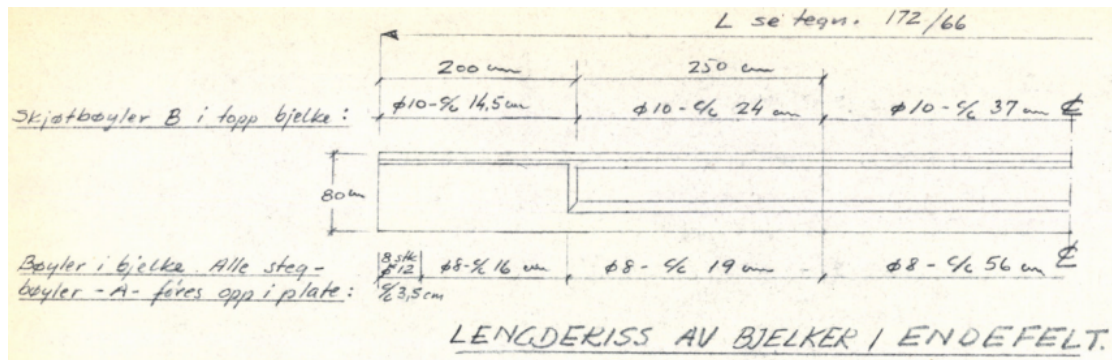
Tabell 5.2: Materialverdier for betong etter NS 3473 og EK2.

Materialdata		NIB-bjelker	Brudekke
Betongkvalitet		B45	B20
NS 3473			
Karakteristisk terningfasthet	f_{ck}	55 MPa	25 MPa
Karakteristisk sylindrefasthet	f_{cck}	45 MPa	20 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	f_{tk}	3,35 MPa	2,10 MPa
Materialfaktor bruddgrensetilstand	γ_c	1,4	1,4
Konstruksjonsfasthet for trykk	f_{cn}	34,3 MPa	16,8 MPa
Konstruksjonsfasthet for strekk	f_{tn}	2,3 MPa	1,4 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	24,5 MPa	12,0 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{td}	1,64 MPa	1,0 MPa
Tyngdetetthet armert betong	ρ_c	25 kN/m ³	25 kN/m ³
Elastisitetsmodul	E_{ck}	30 GPa	23 GPa
EK2			
Middelverdi av sylindetrykkfasthet	f_{cm}	53 MPa	28 MPa
Middelverdi av aksialtrekkfasthet	f_{ctm}	3,8 MPa	2,2 MPa
Karakteristisk sylindrefasthet	f_{ck}	45 MPa	20 MPa
Karakteristisk aksialtrekkfasthet	$f_{ctk,0.05}$	2,7 MPa	1,5 MPa
Partialfaktor for betong	γ_c	1,5	1,5
Reduksjonsfaktor for trykk/strekk	$\alpha_{cc/ct}$	0,85	0,85
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	25,5 MPa	11,3 MPa
Dimensjonerende aksialtrekkfasthet	f_{ctd}	1,53 MPa	0,85 MPa

5.1.2 Armeringsstål

Dårlig strekkstyrke i betong kompenseres for ved bruk av armeringsstål. Armeringsstålet oppfører seg lineært elastisk til det når flytning og har samme egenskaper i strekk og trykk. For å få betongen og armeringen til å fungere som samvirke er det helt avgjørende at heftegenskapene er gode. Krefter må kunne overføres mellom betong og armering, og dette gjør at kamstål er svært utbredt. Kamstål har utpregede kammer på overflaten som skaper en mekanisk fordybning inn i betongen. Tidligere var det også vanlig med bruk av stål med glatt overflate. Her var det nødvendig med skikkelig forankring i betongen. Dette krevde at glattstålet måtte være bøyelig, og dette gikk på bekostning av strekkstyrken som ble relativt lav (Thue, 2009b).

Tegningene av Kyllingstad bru i appendiks A viser at stålkalitetene St. 37 og Ks 40 er brukt i de konstruksjonselementene som blir undersøkt i denne oppgaven. Styrken til stål defineres av sin karakteristiske flytegrense uttrykt som f_{sk} i NS 3473 og f_{yk} i EK2. Stålkalitet St. 37 er en type



Figur 5.1: Lengderiss av NIB-bjelke i endefelt [cm].

glattstål som ifølge håndbok R412 kan tilskrives en flytegrense $f_{sk} = 230$ MPa (Statens vegvesen, 2003). Glattstålet er ikke videre nødvendig for de kontroller som skal utføres i denne oppgaven.

Mesteparten av slakkarmeringen som er tatt i bruk på Kyllingstad bru har stålqualität Ks 40. Dette er kamstål som ifølge Statens vegvesen (2003) har en karakteristisk flytegrense $f_{sk} = 400$ MPa. I beregninger brukes en dimensjonerende verdi f_{sd} for flytegrensen. Som for betong er dette karakteristisk verdi kombinert med en materialfaktor γ_s gitt av grensetilstand det kontrolleres for. I NS 3473 er dimensjonerende flytegrense som gitt i likning 5.5.

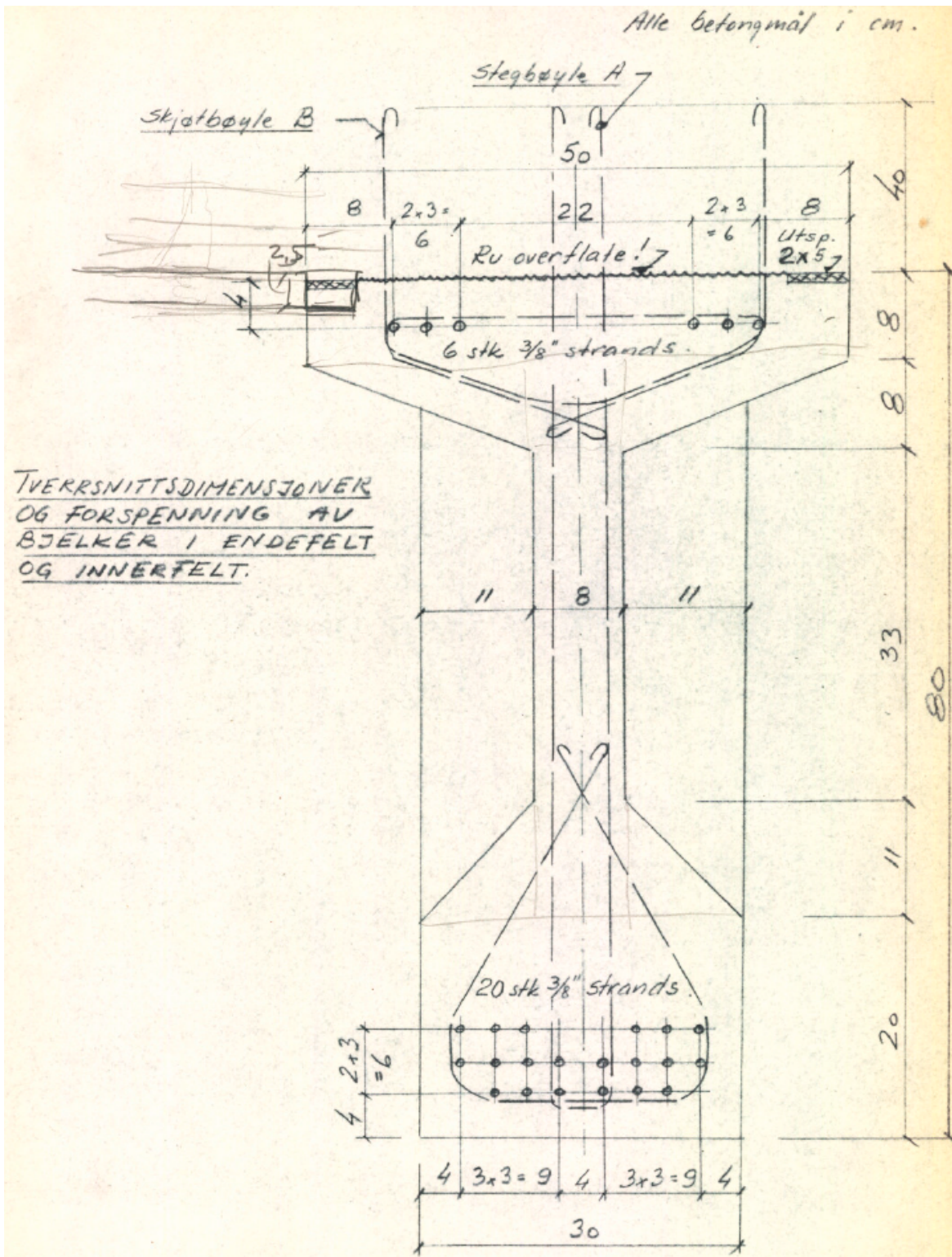
$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{f_{sk}}{1,25} \quad (5.5)$$

Tilsvarende uttrykk finnes i EK2 med en litt annen notasjon som vist i likning 5.6.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (5.6)$$

For å fastslå armeringsmengder som skal tas i bruk i beregningene baserer dette seg hovedsakelig på tegning 138^a/66 for brudekke og Norsk Spennbetong sine tegninger for NIB-bjellene. Brudekke er armert i lengde- og tverretning med ekstra armering over støtter. Slakkarmering i lengderetning er betegnet som B3 i under- og overkant av dekket. Det er brukt kamstål med diameter 12 millimeter her. Over støtter er det lagt inn ekstra armering betegnet som B8 i overkant av dekket, for å kunne ta strekkreftene som vil opptre her. Her er det brukt kamstål med diameter 20 millimeter. I tillegg er dekket armert i tverretning betegnet som B1 og B2. Tverrarmeringen vil ikke inngå i kontrollene som utføres her. Overdekningen er 40 millimeter i overkant av dekket og 20 millimeter i underkant.

Figur 5.1 er tatt fra tegningene til Norsk Spennbetong og viser lengderiss av en NIB-bjelke i endespenn. Denne tegningen viser bøylearmering som er plassert i bjelkens lengderetning. Det bemerkes at stålqualität ikke er anvist på tegningene, så det antas armering Ks 40 også her. Figur 5.2 viser at armeringen består av stegbøyer og skjøtbøyer. Stegbøylene er de som primært tar seg av opptredende skjærkrefter i tverrsnittet.



Figur 5.2: Armering i NIB 500/800 [cm].

Tabell 5.3 viser en oversikt over relevante parametre for stålkalitetene brukt på Kyllingstad bru etter både NS 3473 og EK2.

Tabell 5.3: Materialverdier for armeringsstål etter NS 3473 og EK2.

Materialdata		Glattstål	Kamstål
Stålkvalitet		St. 37	Ks 40
NS 3473			
Karakteristisk fasthet	f_{sk}	230 MPa	400 MPa
Materialfaktor bruddgrensetilstand	γ_s	1,25	1,25
Dimensjonerende fasthet	f_{sd}	184 MPa	320 MPa
Elastisitetsmodul	E_s	200 GPa	200 GPa
EK2			
Karakteristisk flytegrense	f_{yk}	230 MPa	400 MPa
Partialfaktor for armeringsstål	γ_s	1,15	1,15
Dimensjonerende flytegrense	f_{yd}	200 MPa	348 MPa
Elastisitetsmodul	E_s	200 GPa	200 GPa

5.1.3 Spennarmering

Som figur 5.2 viser er det tatt i bruk spenntau i NIB-bjolkene. Det er brukt i alt 26 spenntau med en diameter på 3/8". Dette tilsvarer en diameter på 9,525 millimeter og gir areal per tau 71,2 mm². Styrken er i tegningen fra Norsk Spennbetong oppgitt i t/cm². Ved konvertering kan det antas at spenntauene har en flytegrense $f_{pk} = 1540$ MPa og bruddgrense $f_u = 1800$ MPa. Tegningen viser at alle spenntauene har blitt oppspent i benk med kraften $F_{p0,tau} = 63,3$ kN.

Tabell 5.4 viser en oversikt over relevante data for spennarmeringen i NIB-bjolkene brukt på Kyllingstad bru.

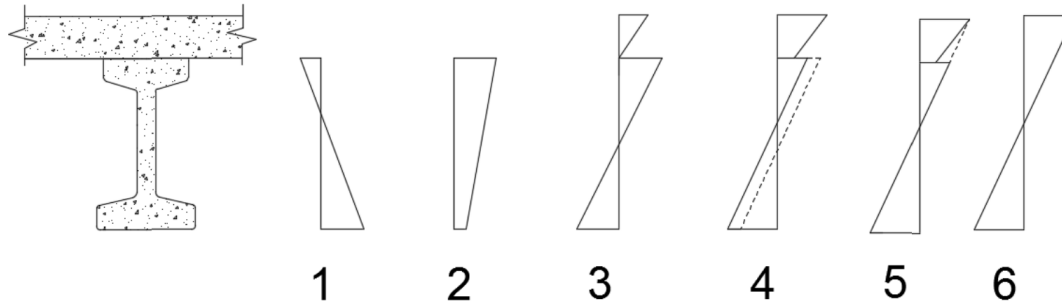
Tabell 5.4: Materialverdier for spennarmering etter NS 3473 og EK2.

Materialdata		Spenntau 3/8"
NS 3473		
Karakteristisk flytegrense	f_{sk}	1540 MPa
Materialfaktor bruddgrensetilstand	γ_s	1,25
Dimensjonerende flytegrense	f_{sd}	1232 MPa
EK2		
Karakteristisk flytegrense	f_{pk}	1540 MPa
Partialfaktor for armeringsstål	γ_s	1,15
Dimensjonerende flytegrense	f_{pd}	1339 MPa
Annet		
Diameter	ϕ	9,525 mm
Antall spenntau UK	n_{UK}	20
Antall spenntau OK	n_{OK}	6
Areal spenntau	$A_{p,tau}$	71,2 mm ²
Totalt spennarmeringsareal	A_p	1851 mm ²
Forspenningskraft	F_{p0}	63,3 kN
Elastisitetsmodul	E_p	195 GPa

5.2 Forutsetninger og antakelser

Når det gjøres beregninger på konstruksjoners kapasitet og oppførsel fra laster er det ofte nødvendig å idealisere geometrien i et system. Det er viktig å være bevisst de valg man tar og de konsekvenser det kan medføre. En brukonstruksjon kan være svært kompleks, og i tilfellet for Kyllingstad bru er det flere problemstillinger som dukker opp.

Tøyninger i NIB-bjelkene og brudekke vil over tid utvikle seg på en slik måte at de ikke opptrer lineært over samvirketverrsnittets høyde. For å omgå denne problemstillingen er det antatt en lineær sammenhengende tøyningstilstand etter lang tid. I masteroppgaven til Hermundsdal og Pétursson (2015) finnes en måte å vise utviklingen av tøyninger, og hvordan man kan anta at de blir lineært sammenhengende etter lang tid. Den nummererte listen under refererer til figur 5.3 og viser utviklingen for tøyninger.



Figur 5.3: Tøyning i samvirketverrsnitt etter lang tid (Hermundsdal og Pétursson, 2015).

1. Ved oppspenning vil det oppstå trykk i underkant og strekk i overkant av tverrsnittet på grunn av forspenningskraften.
2. Etter egenlasten av bjelken og brudekket påføres, men før samvirke oppstår, vil det forekomme trykktøyninger over hele tverrsnittets høyde med avtagende verdi fra overkant og ned til underkant.
3. Etter at samvirke er oppnådd har bjelken allerede tøydd seg noe mer, men for brudekket begynner tøyningsforløpet først ved dette tidspunktet. Som vist i figur 3 oppstår det dermed en liten tøyning av brudekket. Bjelken opplever nå strekk i underkant.
4. Etter hvert som tiden går tøydes brudekket ytterligere. Brudekket vil nå ta opp deler av tøyningene fra bjelken, som igjen fører til enda større tøyninger i dekket.
5. Etter lang tid vil tøyningene omtrent se ut som i figur 5. Det er her en viss tøyningforskjell mellom bjelken og dekket.
6. For å forenkle beregninger utjevnes denne tøyningforskjellen, slik at tøyningene er lineært sammenhengende over høyden av hele tverrsnittet etter lang tid.

Det er forutsatt at horisontalkurvatur og eventuelt varierende tykkelse på brudekke neglisjeres. Videre er beregninger hovedsakelig basert på at betongen ikke tar strekkrefter og at disse tas opp i sin helhet av armeringen i strekksonen. Ved modellering av brua, må det også gjøres forenklinger på grunn av begrensninger i dataprogrammet. Dette blir presentert i kapittel 7. Andre antakelser og forutsetninger blir presentert når det er relevant.

Kapittel 6

Laster og lastkombinasjoner

Dette kapitlet omhandler de viktigste lastene Kyllingstad bru antas å utsettes for i løpet av sin levetid, og som ligger til grunn for å finne dimensjonerende laster på samvirkebjelkene som blir presentert i kapittel 7. Kapitlet definerer klassifiseringen av laster hentet fra håndbok R412 (Statens vegvesen, 2003). Lastene blir i håndboken delt inn i fire forskjellige kategorier etter sin art og etter sannsynligheten for at de skal opptre. De fire kategoriene er:

- Permanente laster
- Variable laster
- Deformasjonslaster
- Ulykkeslaster

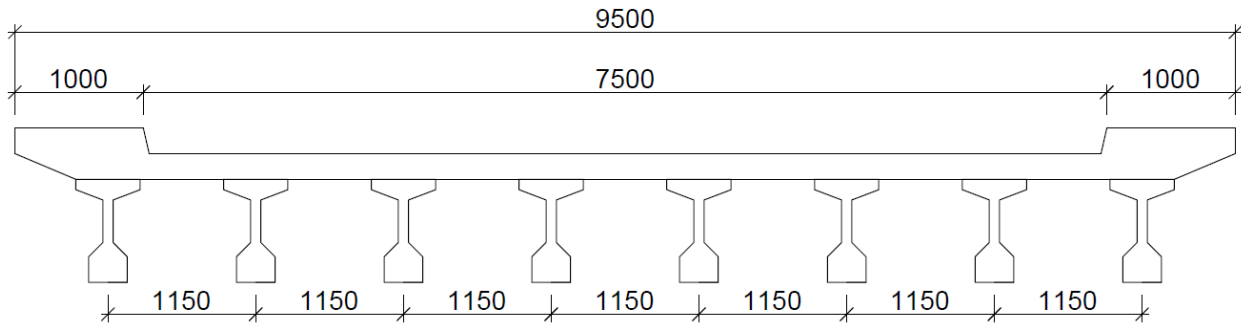
Kapasitetskontroll blir utført etter krav fra regelverket til bruddgrensetilstanden. Kontrollen blir utført etter 51 og 100 år slik at dagens kapasitet og levetiden til brua blir dekket. Dette er nødvendig på grunn av endring i lastsituasjon fra tidsavhengige effekter som omfordeling av egenlastmoment og tvangsmomenter fra forspenning av NIB-bjelkene.

6.1 Permanente laster

Laster som anses konstante innenfor tidsrommet som betraktes er permanente laster. Innunder permanente laster faller tyngden til konstruksjonen, permanent ballast og annet utstyr som ikke fjernes. Ytre vanntrykk fra midlere vann- og grunnvannstand, samt jordtrykk og vekt av fyllmasser klassifiseres også som permanente laster.

6.1.1 Egenlaster

På Kyllingstad bru inngår tyngden av konstruksjonen, belegning og rekkverk som permanent last. Egenvekten av armert betong skal i følge Statens vegvesen (2003) settes til å være 25 kN/m^3 .



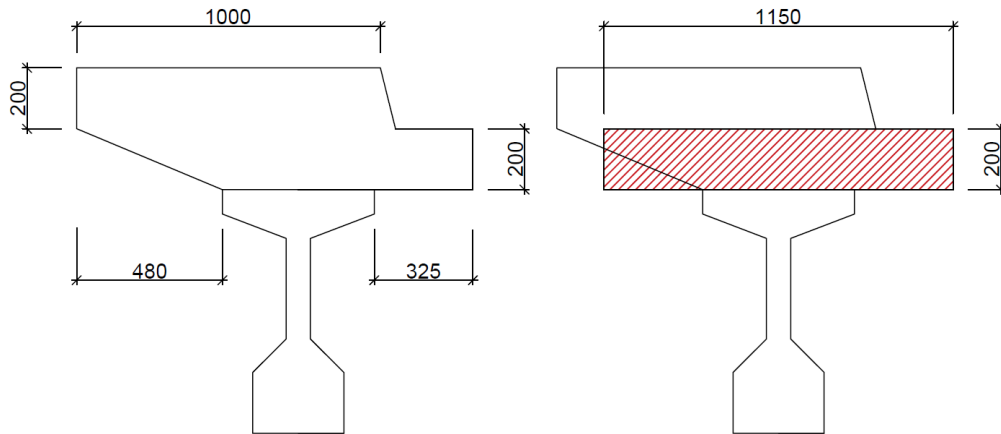
Figur 6.1: Snitt av Kyllingstad bru.

Som figur 6.1 viser består brua av et 9,5 meter bredt brudekke, der 7,5 meter utgjør veibanen og resterende bredde er 1 meter brede kantdragere på hver sin side. For å forenkle modelleringen er noe areal fra kantdragere overført til bredden av brudekke slik at samtlige åtte NIB-bjelker virker sammen med lik effektiv bredde av brudekke på 1,15 meter. Dermed får brudekke total egenlast på $8 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,15 \text{ m} \cdot 0,20 \text{ m} = 46 \text{ kN/m}$.

Hver NIB-bjelke har et areal $A_c = 170\,500 \text{ mm}^2 = 0,1705 \text{ m}^2$. Dermed vil egenlasten per bjelke bli $25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,1705 \text{ m}^2 = 4,26 \text{ kN/m}$. Med åtte NIB-bjelker i hvert spenn gir dette en egenlast på $8 \cdot 4,26 \text{ kN/m} = 34,1 \text{ kN/m}$. Forsterkningen av tverrsnittet nær opplegg er forskjellig for inner- og endefelt. Tverrsnittsarealet i området med forsterkning er $A_{c,f} = 259\,800 \text{ mm}^2 = 0,2598 \text{ m}^2$. Ekstra egenlast i dette området tilsvarer $25 \text{ kN/m}^3 \cdot (0,2598 - 0,1705) \text{ m}^2 = 2,23 \text{ kN/m}$. I innerfelt virker denne ekstra egenlasten i en lengde på 1,5 meter inn fra opplegg, mens den virker 2,0 meter inn fra opplegg for bjelkene i endefelt. Ved å neglisjere dette bidraget i modellen vil egenlast totalt underestimeres med omtrent 10 %. Siden dette ikke er å ettertrakte påføres tillegget fra forsterkningen som linjelaster over aktuell lengde i inner- og endefelt.

Ifølge Brutus er slitelagstykkelsen på Kyllingstad bru 70 millimeter tykk. Da det foreligger usikkerhet i om dette er representativt for brua som helhet, er det heller valgt å se til håndbok R412. Den sier at aktuelt slitelag i kjørebanelen skal regnes med i egenlasten, og at lastene skal kunne dokumenteres. Dokumentasjon kan imidlertid sløyfes om det kontrolleres for en asfaltlast på minimum $3,0 \text{ kN/m}^2$ (Statens vegvesen, 2003). Sammenliknet med tykkelsen på 70 millimeter vil det være til den sikre siden å regne med minimumslasten i håndbok R412, og derfor gjøres dette. Asfaltlasten virker over kjørebanelen på 7,5 meter og blir dermed $3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,5 \text{ m} = 22,5 \text{ kN/m}$.

Som nevnt tidligere er det ønskelig å modellere samtlige samvirketverrsnitt med lik effektiv bredde. Kantdragere på hver sin side er utformet som i figur 6.2. Arealet av kantdrageren utgjør $248\,000 \text{ mm}^2$. For å få lik effektiv bredde overføres noe av dette arealet til brudekke som vist i figuren. Resterende areal utgjør da $183\,000 \text{ mm}^2$. I modelleringen påføres dette som linjelaster på hver sin ende av brudekke. Lasten vil da være $2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,183 \text{ m}^2 = 9,2 \text{ kN/m}$.



Figur 6.2: Utforming av kantdrager i modell [mm].

Siste egenlast som må regnes med er fra ståltrekkverket som befinner seg på hver sin side av brua. I dette tilfellet er det ikke funnet noen dokumentasjon på trekkverkets vekt, så igjen brukes håndbok R412 som sier at en linjelast på 0,5 kN/m skal tas i bruk (Statens vegvesen, 2003). Med trekkverk på hver side av brua tilsvarer dette dermed last lik 1,0 kN/m. Tabell 6.1 viser totalt hvilke egenlasten Kyllingstad utsettes for.

Tabell 6.1: Jevnt fordelte egenlasten.

Konstruksjonsdel	Egenlast [kN/m]
Brudekke	46,0
NIB-bjelker	34,1
Slitelag	22,5
Kantdrager	9,2
Rekkverk	1,0
Total	112,8

6.2 Variable laster

Laster som varierer i tid vil klassifiseres som variable laster. Dette innebærer blant annet trafikklast, snølast, vindlast og termiske laster. I denne oppgaven antas det at trafikklast vil ha mest å si for lastsituasjonen. I tillegg er det interessant å undersøke virkningen av termiske laster med bakgrunn i at Kyllingstad bru har et kontinuerlig statisk system.

Snølast vil under normale omstendigheter ikke regnes å opptre samtidig som trafikklast. Ifølge Statens vegvesen (2003) må snølast vurderes nærmere om deler av konstruksjonen kan brukes til lagringsplass for snø, eller ikke påregnes ryddet for snø. Siden Kyllingstad bru tilhører hovedvegnettet vil den derfor ikke være utsatt for samtidig opptredende snø- og trafikklast.

Vindlaster på bruer deles inn i tre forskjellige vindlastklasser, der den dynamiske lastvirkningen fra vind er avgjørende. Ifølge håndbok N400 kan dynamiske virkninger fra vind neglisjeres for bruer med minste egensvingeperiode mindre enn 2 sekunder. Dette gjelder vanligvis platebruer, bjelkebruer, samvirkebruer med flere, noe som tilsier at Kyllingstad bru faller innunder denne kategorien (Statens vegvesen, 2015). Samme håndbok gir regler for å beregne opptredende vindkrefter i ulike retninger på brua. Krefter som virker vinkelrett på spennene vil som oftest gi de største effektene på brua. I denne oppgaven vil vindlaster neglisjeres.

6.2.1 Trafikklaster

Belastning i horisontal og vertikal retning fra fotgjengere, lette og tunge kjøretøy på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeler regnes som trafikklaster (Statens vegvesen, 2003). Klassifisering av eksisterende bruer gjøres etter håndbok R412. Trafikklastene skal plasseres i ugunstigste posisjon i lengde- og tverretning innenfor føringsavstanden.

Trafikklastene som opptrer stammer fra normal-, spesial- og engangstransporter. Normaltransport er all trafikk som vanligvis ferdes over brua, mens de to siste er transportert som krever dispensasjon fra Statens vegvesen for å kunne ta i bruk brua. Spesial- og engangstransporter vil ikke undersøkes nærmere i denne oppgaven, men vil kunne være viktig å ta med i beregningen i enkelte tilfeller.

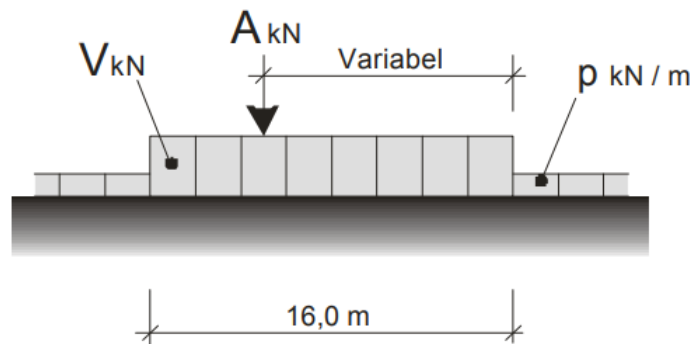
Normaltransport klassifiseres som bruksklasse eller aksellast/totalvekt. En bruksklasse gjenspeiler lasten brua kan trafikkeres med uten restriksjoner. I noen tilfeller vil det heller være aksellast/totalvekt som setter øvre grense for last. Dette gjelder for eksempel bruer med lav bæreevne (Statens vegvesen, 2003). For Kyllingstad bru vil hovedprinsippet om bruksklasser tas i bruk. Bruksklassene i håndbok R412 er som følger:

- Bruksklasse 10 (Bk10)
- Bruksklasse T8 (BkT8)
- Bruksklasse 8 (Bk8)
- Bruksklasse 6 (Bk6)

I håndbok R412 gir hver bruksklasse verdier for hjullast, aksellast, boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast. Den lasten som gir ugunstigste lastvirkning for det enkelte konstruksjonselement skal velges. For korte bruer vil aksel-, boggi- eller trippelboggilast bli dimensjonerende i praksis, mens for lengre bruer vil dette være kjøretøy- eller vogntoglasten. Håndboken slår fast at bruer prosjektert etter lastforskrift 2 fra 1958, skal tåle den høyeste bruksklassen Bk10 for fritt opplagte spenn mindre enn 4,0 meter. Tegningene av Kyllingstad bru viser at nettopp denne lastforskriften er tatt i bruk, men den har kontinuerlige spenn og dermed

må det påvises at brua tåler Bk10. Med tanke på at Kyllingstad bru ligger på hovedvegnettet vil vogntoglasten antas som den dimensjonerende lastsituasjonen.

Vogntoglasten i Bk10 består av en jevnt fordelt last pluss en aksellast. Den jevnt fordelte lasten skal virke over en lengde på 16,0 meter med en totalvekt på 500 kN. Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling innenfor lengden på den fordelte lasten og er for Bk10 lik 40 kN. I tillegg skal det foran og/eller bak vogntoglasten inkluderes en jevnt fordelt last på 6 kN/m per lastfelt. Dette er ment for å representere lettere blandet trafikk, og tas med om den virker ugunstig.



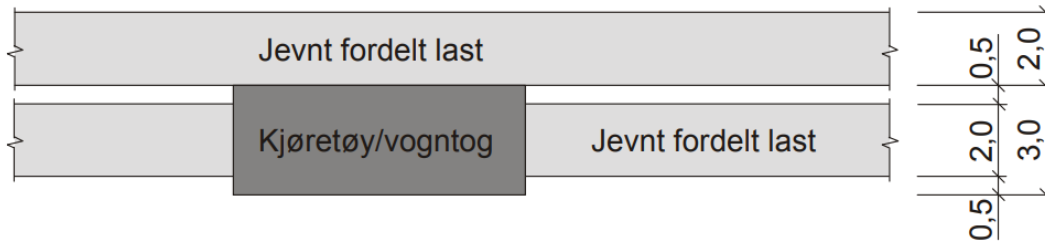
Figur 6.3: Lastkonfigurasjon for vogntoglast (Statens vegvesen, 2003).

Figur 6.3 viser vogntoglasten i lengderetning, der V er totalvekten på 500 kN, A er aksellasten på 40 kN og p er den jevnt fordelte lasten 6 kN/m. Ugunstigste plassering i lengderetning blir diskutert nærmere i kapittel 7.

I likhet med lengderetning skal også lastene plasseres på ugunstigste måte i tverretning. Dette skal gjøres innenfor den tilgjengelige føringsavstanden, som defineres av den minste horisontale bredde av avstand mellom kantstein, avstand mellom kantstein og høy vertikal kant eller avstanden mellom to høye vertikale kanter. Kyllingstad bru har opphøyde sidekanter på hver side av brua, slik at føringsavstanden her vil bli 7,5 meter.

Breddebehovet til de ulike delene av vogntoglasten per lastfelt er 3,0 meter for vogntoget og 2,0 meter for den jevnt fordelte lasten som representerer lettere blandet trafikk. Med en føringsavstand på 7,5 meter har altså Kyllingstad bru to lastfelt i bredden. Ifølge håndbok R412 kan maksimalt to lastfelt belastes med vogntoglast samtidig (Statens vegvesen, 2003). Ugunstigste plassering diskuteres nærmere i kapittel 7. Aksellasten fordeles på to forskjellige punktlaster lik 20 kN i tverretning per lastfelt. De blir plassert midt i vogntoglasten med en avstand på 2,0 meter mellom. Figur 6.4 viser plasseringen av vogntoglast i tverretning. Det er imidlertid valgt å modellere to vogntog som passerer hverandre for å få ugunstigste virkning.

Sammen med vertikale trafikklaster vil det oppstå horisontale laster som består av bremselast, sidelast og sentrifugallast. Bremselaster er et resultat av kjøretøyers bremsing og akselerasjon. Disse øker i størrelse med spennlengde over 10 meter. Bremselast virker i bruas



Figur 6.4: Plassering av trafikklaster i tverretning (Statens vegvesen, 2003).

lengderetning, i høyde med og jevnt fordelt over bredden av kjørebanelen. Sidelaster kommer av skjev eller usymmetrisk bremsing fra kjøretøy, sidestøt og liknende. Sidelast opptrer samtidig som bremselast og beregnes som 25 % av verdien av den. Lasten virker vinkelrett på bruas lengderetning og i høyde med kjørebanelen. Sentrifugallast virker ikke samtidig med de to andre. Ved lav sidekurvatur kan denne dessuten neglisjeres. Horisontale trafikklaster tas ikke videre med i betraktningen av Kyllingstad bru.

6.2.2 Termiske laster

Termiske laster er sammensatt av flere ulike virkninger. Disse består av en jevnt fordelt temperaturandel, en vertikal og en horisontal lineært varierende temperaturandel, forskjell i jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanse over veggtykkelse og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt. Sistnevnte effekt er ikke relevant for Kyllingstad bru.

NS-EN-1991-1-5, Eurokode 1 del 1-5 om termiske påvirkninger, gir metoder for å regne ut disse forskjellige virkningene. Tabeller og formler gir ulike temperaturdifferanser som sammen med termisk utvidelseskoeffisient vil gi opphav til tvangskrefter i den kontinuerlige brukonstruksjonen. Regelverket sier at samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser bør tolkes som lastkombinasjoner, der den mest ugunstige bør tas i betraktning.

Punkt 6.1.4.1 i EK1-1-5 beskriver hvordan temperaturgradienter som gir opphav til temperaturdifferanser over tverrsnittets høyde kan bestemmes. Tabell 6.1 i standarden gir verdier for $\Delta T_{M,heat}$ og $\Delta T_{M,cool}$ som beskriver henholdsvis en tilstand der oversiden er varmere enn undersiden og oversiden er kjøligere enn undersiden. Tabellverdiene baserer seg på en belegningstykkelse på 50 millimeter. Det antas i denne oppgaven en belegningstykkelse på 100 millimeter, og da må temperaturgradientene korrigeres med en faktor k_{sur} i henhold til tabell 6.2 i samme standard. Temperaturgradientene blir som gitt i likning 6.1.

$$k_{sur,heat} \cdot \Delta T_{M,heat} = 0,7 \cdot 15,0^{\circ}C = 10,5^{\circ}C \quad (6.1a)$$

$$k_{sur,cool} \cdot \Delta T_{M,cool} = 1,0 \cdot 8,0^{\circ}C = 8,0^{\circ}C \quad (6.1b)$$

Laster som oppstår fra disse temperaturgradientene med tanke på moment og skjær, beskrives nærmere i kapittel 7.

Effekt fra jevnt fordelt temperaturandel påvirkes av geografisk plassering i Norge. Det er utarbeidet kart med isotermer for å beskrive nedre og øvre representative lufttemperatur i skyggen ved havnivå med en returperiode på 50 år. For Kyllingstad bru i Rogaland vil maksimums- og minimumstemperatur henholdsvis være $T_{max} = 32.7^{\circ}\text{C}$ og $T_{min} = -25.6^{\circ}\text{C}$, justert etter punkt NA.A.1(1) fordi brua ligger omtrent 200 meter over havet. Jevnt fordelt temperaturandel finnes gjennom figur NA.6.1 for type 3 bru og blir $T_{e,max} = 29.7^{\circ}\text{C}$ og $T_{e,min} = -17.6^{\circ}\text{C}$. Med en antatt initialtemperatur $T_0 = 10^{\circ}\text{C}$ kan intervallene for jevnt fordelt brutemperaturandel finnes etter NA.6.1.3.3. Intervallene for henholdsvis ekspansjon og kontraksjon er gitt i likning 6.2.

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 19.7^{\circ}\text{C} \quad (6.2a)$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 27.6^{\circ}\text{C} \quad (6.2b)$$

Ved samtidighet av jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanser må disse kombineres og anses som lastkombinasjoner etter punkt 6.1.5 i standarden. Det brukes faktorer $\omega_N = 0,35$ og $\omega_M = 0,75$ når lastene kombineres. Resultatet er åtte forskjellige lastkombinasjoner som må betraktes. Disse er fremstilt i tabell 6.2. Ugunstigste lastkombinasjon blir dermed karakteristisk last.

Tabell 6.2: Lastkombinasjoner for termiske påvirkninger.

Kombinasjon	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$
1	1,0		0,35	
2	0,75		1,0	
3	1,0			0,35
4	0,75			1,0
5		1,0	0,35	
6		0,75	1,0	
7		1,0		0,35
8		0,75		1,0

Det som er viktig å bemerke ved modellering av disse lastene er at de ikke kan summeres til en samlet effekt. De må modelleres hver for seg gitt av verste lastkombinasjon i tabell 6.2.

Termisk utvidelseskoeffisient kan for armert betong settes til å være $\alpha_T = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ ifølge tabell C.1 i EK1-1-5. I denne oppgaven er det valgt å se bort fra den jevnt fordelte temperaturandelen, siden knutepunktet mellom søyler og samvirke antas leddlagret.

6.3 Deformasjonslaster

Laster knyttet til konstruksjonsmaterialets egenskaper eller påførte deformasjoner går under samlebegrepet deformasjonslaster. Påførte deformasjonslaster vil være oppspenning av konstruksjonen eller deformasjoner som resultat av fabrikasjons-, bygge- eller installasjonsmetode. I tillegg finnes tidsavhengige effekter i betong som svinn og kryp, relaksasjon i spennstål og setninger i grunnen. Karakteristisk last defineres som største forventede verdi innenfor betraktet tidsrom (Statens vegvesen, 2003). Ved bestemmelse av deformasjonslaster vil det forsterkede tverrsnittet ved oppleggene neglisjeres.

6.3.1 Spennkrefter

Den kraften som påføres spennarmeringen vil betegnes som spennkraft. Ifølge håndbok N400 skal det tas hensyn til både direkte og indirekte lastvirkninger på grunn av oppspenningen (Statens vegvesen, 2015). Direkte lastvirkning kommer av selve spennkraften som gir opphav til aksiallast og oppspenningsmoment i bjelken. Indirekte lastvirkning i bruer med plasstøpt dekke og prefabrikkerte, førøppspente bjelker kommer av tvangsmoment i konstruksjonen og omlagring av moment fra permanent last over tid.

Av ulike årsaker vil foreskrevne oppspenningskraft reduseres noe. Denne reduksjonen betegnes som spennkrafttap og deles inn i tre forskjellige hovedgrupper. Ifølge Sørensen (2013) er disse gruppene tap av tøyningdifferanse, tap fra korttidslast og tidsavhengige tap.

Forhold som skyldes tap av tøyningdifferanse mellom spennarmering og betong er for førøppspente konstruksjoner låse- og temperaturtap. Låsetap oppstår ved at spennstålet glir noe før kilen låser seg i aktiv forankringsende, altså der spennkraften blir påført. Tap på grunn av temperatur skyldes at spennarmeringen blir varmet opp av den herdende betongen før tilstrekkelig heft er oppnådd.

Tap fra spenningsendring på grunn av korttidslast handler for førøppspente konstruksjoner hovedsakelig om kapping av spennarmeringen i spennbenken. Kappingen påfører betongen en momentan sammentrykning nå som spennarmeringen ikke blir holdt igjen av jekkraften.

Tap av spennkraft fra langtidseffekter skjer på grunn av kryp og svinn i betongen og relaksasjon i spennstålet. Betong som er utsatt for trykk over lang tid vil fortsette å trykkes sammen utover momentan sammentrykning som skjer ved kapping av spenntau. Denne tilleggsdeformasjonen kalles kryp og gjør at spennkraften blir mindre over tid. Uttørring av betongen fører til at den krymper. Dette gir svinntøyninger som reduserer spenningen i armeringen, og dermed tap av spennkraft. Når spennstålet utsettes for konstant store strekktøyninger over tid vil det oppstå spenningsfall som gir tap av spennkraft, omtalt som relaksasjon.

Ved å kombinere bidragene fra disse effektene vil det kunne gi betydelig reduksjon av spennkraften. Kyllingstad bru består av førøppspente bjelker og vil være utsatt for effektene beskrevet

over. Sørensen (2013) viser hvordan alle disse tapene av spennkraft kan beregnes etter EK2. Siden dette er en oppgave som legger vekt på å kontrollere skjærkapasiteten så er det normalt å anta at langsiktig tap av spennkraft ligger på 15 %. For enkelhets skyld inkluderes derfor faktoren $\gamma_t = 0,85$ i alle beregninger.

Hovedbjelkene på Kyllingstad bru har som nevnt tidligere i alt 26 spenntau med et tverrsnittsareal $A_p = 71,2 \text{ mm}^2$. 20 av dem er plassert i nedre flens, mens de resterende 6 er plassert i toppflensen. Den foreskrevne spennkraften er ifølge Norsk Spennbetong sine tegninger i appendiks A lik 63,3 kN i alle spenntau. Den karakteristiske spennkraften er dermed gitt av likning 6.3.

$$F_{p0} = 26 \cdot 63,3 \text{ kN} = 1647 \text{ kN} \quad (6.3)$$

Ved å ta i bruk faktoren som tar høyde for tap av spennkraft blir den effektive oppspenningskraften som vist i likning 6.4.

$$F'_{p0} = \gamma_t \cdot F_{p0} = 0,85 \cdot 1647 \text{ kN} = 1400 \text{ kN} \quad (6.4)$$

Karakteristiske laster må kombineres med lastfaktorer for å oppnå dimensjonerende laster som skal brukes i kapasitetskontrollene. Lastfaktor for deformasjonslaster er gitt som γ_D og er forklart nærmere i delkapittel 6.5. Ved å inkludere denne lastfaktoren med effektiv forspenningskraft oppnår man dimensjonerende aksiallast N_{Ed} i NIB-bjelken.

$$N_{Ed} = \gamma_D \cdot F'_{p0} \quad (6.5)$$

Denne aksiallasten er påført eksentrisk i forhold til nøytralaksen i det homogene betongtverrsnittet. Det oppstår dermed et forspenningsmoment som gir trykk i underkant og strekk i overkant av bjelken. Eksentrisiteten e er avstanden mellom tyngdepunktet til betongtverrsnittet og tyngdepunktet til spennarmeringen. Karakteristisk forspenningsmoment er dermed gitt av likning 6.6.

$$M_{0,k} = F'_{p0} \cdot e \quad (6.6)$$

Dimensjonerende forspenningsmoment er avhengig av å inkludere lastfaktoren som gir dimensjonerende aksiallast N_{Ed} . Dermed blir dette som gitt i likning 6.7.

$$M_0 = N_{Ed} \cdot e \quad (6.7)$$

For å beregne eksentrisiteten e er samtlige spenntau i overkant og underkant tatt med. Spenntauene i bunnen av tverrsnittet er med på å øke forspenningsmomentet, på grunn av positivt bidrag til eksentrisiteten, mens de seks spenntauene i overkant gir et negativt bidrag.

Det er verdt å merke seg at eksentrisiteten endrer seg der tverrsnittet av bjelkene forsterkes ved oppleggspunkt. Dette medfører en endring av forspenningsmoment, men for enkelhets skyld er dette neglisjert i beregningene. Det brukes altså en konstant eksentrisitet over hele lengden av NIB-bjelkene, som igjen gir et konstant forspenningsmoment. Det er også valgt å se bort fra overføringslengden av spennkreftene til betongen i forbindelse med dette.

Forspenningsmomentet vil føre til trykk i underkant og strekk i overkant av bjelken, og vil dermed være gunstig over store deler av spennlengden, fordi det motvirker deformasjoner fra egen- og nyttelast. Nær støtter vil forspenningsmomentet derimot være ugunstig. Ved å anta konstant forspenningsmoment vil det ikke oppstå skjærkrefter i bjelken.

6.3.2 Kryp

Permanente laster på en betongkonstruksjon fører til kryptformasjoner over tid. Denne oppgaven bruker metodikken fra publikasjon 10 utgitt av Norsk betongforening (1981a) til å beregne omlagringsmomentet som oppstår på grunn av disse kryptdeformasjonene. Beregningene krever krypttall for forskjellige tidspunkt, så derfor følger en introduksjon for bestemmelse av krypttall etter EK2, tillegg B. Denne standarden er valgt fordi det er ønskelig å minimere feil i beregningene.

Kryptallet er gitt av likning 6.8 i henhold til punkt B.1 i EK2, der t er betongens alder i døgn på det betrakte tidspunktet og t_0 er betongens alder ved lastpåføring.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (6.8)$$

Her er φ_0 det normerte kryptallet definert som i likning 6.9.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (6.9)$$

φ_{RH} er en faktor som tar hensyn til virkningen av relativ luftfuktighet på det normerte kryptallet. Uttrykket er avhengig av middelverdien til betongens trykkfasthet f_{cm} . Likning 6.10a gjelder for $f_{cm} \leq 35$ MPa, mens 6.10b gjelder når $f_{cm} > 35$ MPa.

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad (6.10a)$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad (6.10b)$$

RH er den relative luftfuktigheten i omgivelsene gitt i prosent. Følges reglene gitt i håndbok N400 skal relativ luftfuktighet velges som 70 % for bruoverbygning (Statens vegvesen, 2015).

Videre er h_0 gitt i likning 6.11 den effektive tverrsnittstykkelsen av betraktet konstruksjonsdel i millimeter.

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (6.11)$$

A_c er tverrsnittsarealet og u er den delen av konstruksjonsdelens omkrets som er utsatt for uttørking i kontakt med atmosfæren. Faktorene α_1 og α_2 defineres lenger ned. Faktoren $\beta(f_{cm})$ tar hensyn til virkningen av betongfastheten på det normert kryptallet og er vist i likning 6.12.

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (6.12)$$

Videre er $\beta(t_0)$ en faktor som tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder på lastpåføringstidspunktet. Den er gitt av likning 6.13, der t_0 er forklart tidligere.

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \quad (6.13)$$

$\beta(t, t_0)$ er en faktor som skal beskrive kryputviklingen i forhold til tid etter belastning, og som kan beregnes etter likning 6.14.

$$\beta(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} \quad (6.14)$$

$t - t_0$ er her ikke-justert varighet av belastning i døgn. β_H er en faktor som avhenger av relativ luftfuktighet og konstruksjonsdelens effektive tverrsnittstykkelse h_0 . Denne avhenger også av midlere betongfasthet og er definert som i likning 6.15a for $f_{cm} \leq 35$ MPa og etter 6.15b for $f_{cm} > 35$ MPa.

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1500 \quad (6.15a)$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012RH)^{18}] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad (6.15b)$$

Til slutt er faktorene $\alpha_{1/2/3}$ definert i uttrykk 6.16. Disse tar hensyn til betongfasthetens betydning.

$$\alpha_{1/2/3} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7/0,2/0,5} \quad (6.16)$$

Kryptall for NIB-bjelker og dekke hver for seg på flere ulike tidspunkt er nødvendig for å regne ut omlagringsmomentet fra egenlaster. Kryptallsberegninger finnes i appendiks C.2.

6.3.3 Omlagring av moment

En utfordring som oppstår for elementbruer er virkningen av egenlastmoment ved endring fra fritt opplagt til kontinuerlig statisk system. Egenlasten fra NIB-bjelkene gir opphav til krypdeformasjoner som utvikler seg i perioden før kontinuitet med dekket etableres. Etter det har oppstått kontinuitet vil bjelkeendene fastlåses mot ytterligere rotasjon slik at krypdeformasjonene forhindres fra å utvikle seg videre på samme måte som de ville gjort i et fritt opplagt system. Resultatet er en omlagring av støttemoment til feltmoment. Fenomenet er avhengig av betongens kryptall og er følgelig bestemt av betraktningstidspunkt.

I sin masteroppgave utførte Fossum, Halsnes og Hyseni (2017) blant annet en teoretisk undersøkelse av ulike metoder for momentomlagring. Her konkluderer de med at metoden som brukes i Publikasjon 10 fra Norsk betongforening (1981a) gir den mest nøyaktige momentomlagringen, til tross for forenklinger den baserer seg på. Med bakgrunn i dette blir samme metode brukt i denne oppgaven. For å beregne omlagringsmomentet brukes en generell metode som vist av likning 6.17.

$$M_s = -\frac{g_1 L^2}{12} \cdot \frac{\varphi_2'}{1 + \kappa \varphi_2} - \frac{(g_2 + g_4) L^2}{12} \cdot \frac{\varphi_2}{1 + \kappa \varphi_2} + (P_I \cdot e'_{U2} - P_{O2} \cdot e'_{O2}) \cdot \frac{\varphi_2'}{1 + \kappa \varphi_2} + \Delta P_2 \cdot e'_{U2} + F_{O3} \left(y'_{O2} - \frac{h_p}{2} \right) \frac{1}{1 + \kappa \varphi_{pl}} \quad (6.17)$$

Fossum, Halsnes og Hyseni (2017) utleder hvert enkelt ledd i formelen, så det vises til deres oppgave hvis nærmere bakgrunn om formler brukt her er av interesse. Kryptallene φ som er brukt i formelen baserer seg på tre ulike tidspunkt. Tidspunkt t_1 var da spennkreftene ble påført bjelkene slik at de ble lagret fritt opplagt. Dette antas å ha skjedd etter tre døgn. Tidspunktet brudekke ble støpt og kontinuitet over støtter ble etablert benevnes som t_2 og antas lik 28 døgn. Siste tidspunkt t_3 velges ut fra ønsket betraktningstidspunkt og settes lik antall døgn som tilsvarer dagens situasjon på 51 år og dimensjonerende levetid på 100 år. Formelen baserer seg på bruer med lik spennlengde. Ettersom dette ikke er tilfelle for Kyllingstad bru er det valgt å bruke en gjennomsnittlig spennlengde $L_{avg} = 16,4$ m til å beregne omlagringsmomentet.

Første ledd i formelen tar for seg omlagring av NIB-bjelkens egenvekt. Det antas at den bærer sin egen vekt g_1 fra 3 til 28 døgn. Leddet avhenger av φ_2' som er differansen mellom kryptall i tidsintervallet t_2 til t_3 for belastning påført ved t_1 . Dette tilsier da at kryptallet blir som i likning 6.18.

$$\varphi_2' = \varphi_{t,3} - \varphi_{28,3} \quad (6.18)$$

Det andre kryptallet φ_2 er kryptallet for bjelken i tidsintervallet t_2 til t_3 for belastning påført ved t_2 . Dette betyr dermed at kryptallet blir som i likning 6.19.

$$\varphi_2 = \varphi_{t,28} \quad (6.19)$$

I likningene 6.18 og 6.19 bør det merkes at notasjonen $\varphi(t, t_0)$ fra EK2 tas i bruk. t tilsvarer altså t_3 i publikasjon 10 og er betraktningstidspunkt.

Andre ledd i formelen for støttemoment gir fastinnspenningsmoment fra påstøpens egenvekt g_2 og slitelagets egenvekt g_4 . Her brukes samme kryptall φ_2 som i første ledd.

Tredje ledd tar for seg omlagring av spennkreftene. Spennkraften i underkant rett før samvirke etter korttidstap som antas å være lik 5 % betegnes som P_1 . Spennkraft i overkant medregnet langtidstap på 15 % er i formelen skrevet som P_{O2} . Eksentrisitetene e'_{U2} og e'_{O2} er avstand fra nøytralakse til tyngdepunkt spennkabler i henholdsvis under- og overkant av NIB-bjelken.

Fjerde ledd tar hensyn til langtidseffekter fra kryp, svinn og relaksasjon for spennarmeringen i underkant. ΔP_2 angir endringen i spennkraft etter at samvirke er etablert.

Femte og siste ledd tar hensyn til svinntøyningsdifferansen mellom bjelke og dekke, som skaper tvangskrefter og prøver å rotere bjelkene. Kryptallet φ_{p1} er tilsvarende som for φ_2 , bare at det gjelder for brudekke istedenfor. Videre er F_{O3} kraftresultanten på grunn av svinntøyninger definert av likning 6.20.

$$F_{O3} = \Delta \epsilon_{cs} \cdot E_{c3} \cdot A_{c3}^O \quad (6.20)$$

Her er $\Delta \epsilon_{cs}$ svinndifferansen mellom bjelke og dekke, E_{c3} dekkets korttids elastisitetsmodul og A_{c3}^O er påstøpens areal. De ledd som inneholder kryptall har også en faktor $\kappa = 0,8$. Dette er en relaksasjonskoeffisient som er empirisk utledet og tar hensyn til aldring av betongen. Beregning av omlagringsmoment finnes i appendiks C.3.2.

6.3.4 Tvangsmoment fra forspenning

I fritt opplagte bjelker finnes momentene fra forspenning ved å multiplisere spennkraften med spennarmeringens eksentrisitet i ethvert snitt. Dette endrer seg i det brudekke blir støpt, fordi systemet nå blir å regne som et statisk ubestemt system på grunn av de kontinuerlige samvirkebjelkene. Dette medfører at det vil oppstå tvangsmomenter i konstruksjonen. I likhet med omlagring av momenter fra egenlast, er dette også en tidsavhengig effekt som er avhengig av kryptall på gitte tidspunkt. Ifølge EK2, 7.4.3(5) skal laster som forårsaker kryp beregnes ved hjelp av en effektiv elastisitetsmodul $E_{c,eff}$ for betong etter uttrykk vist i likning 6.21.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (6.21)$$

Spennstålet er som tidligere sagt forutsatt kappet etter tre døgn, og forspenningsmomentet M_0 som oppstår fører til en oppbøyning av bjelken. Dette fungerer som et statisk bestemt system

fram til det 28. døgnet, da brudekke blir støpt oppå. Nå vil spennkraften føre til et tvangsmoment som forsøker å holde bjelken nede, siden den er hindret fra videre oppbøyning som ville skjedd om krypdeformasjonene hadde fått utvikle seg fritt. Tvangsmomentet øker over tid ettersom bøyestivheten avtar på grunn av kryp. Tvangsmomentet undersøkes også i dette tilfellet for dagens alder på konstruksjonen lik 51 år, samt levetiden på 100 år.

I en masteroppgave skrevet av Hermundsdal og Pétursson (2015) har de utledet en metode for å bestemme tvangsmomentet avhengig av betraktningstidspunkt. Uttrykket de har kommet fram til for tvangsmoment M_{Tv} er gjengitt i likning 6.22.

$$M_{Tv} = \left(-\frac{M_{0,k}}{EI_{t,3}} + \frac{M_{0,k}}{EI_{28,3}} \right) EI_{t,28} \quad (6.22)$$

$M_{0,k}$ er her gitt som karakteristisk forspenningsmoment som gitt i likning 6.6. Effektive bøyestivheter EI_{t,t_0} er beregnet i appendiks C.3.3. Tvangsmomentet vil gi strekk i nedre del av tverrsnittet og trykk i øvre del, og vil derfor utgjøre et positivt moment sammenliknet med forspenningsmomentet.

6.4 Ulykkeslaster

Ulykkeslaster er et resultat av uriktig operasjon, ulykkestilfelle eller andre unormale hendelser. Dette innebærer eksempelvis sammenstøt med kjøretøy, skip og jernbanetrafikk, last fra fallende gjenstander, eksplosjoner, brann eller skred (Statens vegvesen, 2003). Ulykkeslaster som kan påvirke Kyllingstad bru vil ikke bli sett nærmere på i denne oppgaven.

6.5 Lastkombinasjoner

Ved dimensjonering av konstruksjoner må konstruksjonen oppfylle krav i flere ulike grensetilstander. Håndbok R412 opererer med følgende grensetilstander:

- Bruddgrensetilstanden
- Bruksgrensetilstanden
- Ulykkesgrensetilstanden
- Utmattingsgrensetilstanden

Grensetilstandene tar i bruk karakteristiske laster multiplisert med spesifiserte lastfaktorer for å få de dimensjonerende lastvirkningene på konstruksjonen. Kontroll av konstruksjonen etter bruddgrensetilstanden gjøres som et minimum, men i en del tilfeller kan det likevel være andre grensetilstander som blir dimensjonerende og setter krav til konstruksjonen. Brudd- og

bruksgrensetilstanden er de vanligste og beskrives nærmere i de to påfølgende delkapitlene. Kyllingstad bru vil likevel kun bli kontrollert for bruddgrensetilstanden i denne oppgaven.

6.5.1 Bruddgrensetilstanden

Bruddgrensetilstanden refererer til en grense som svarer til brudd i konstruksjonen. Dette kan omhandle alt fra total kollaps, stor inelastisk forskyvning til knekking i et konstruksjonselement.

Håndbok R412 spesifiserer to sett lastkombinasjoner som konstruksjonen skal kontrolleres for. Den ugunstigste av kombinasjonene *a* og *b* legges til grunn for kontroll av dimensjoneringen (Statens vegvesen, 2003). Tabell 6.3 viser de to lastkombinasjonene med påfølgende verdier for lastfaktorene.

Tabell 6.3: Lastfaktorer i bruddgrensetilstand (Statens vegvesen, 2003).

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster, P		Deformasjons- laster, D	Variable laster Q
	Jordtrykk, J	Andre		
a	1,0	1,15 ⁽¹⁾⁽²⁾	γ_D	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \Sigma Q_n$

⁽¹⁾ Ved kontroll for engangstransporter settes lastfaktor for andre permanente laster til 1,1.

⁽²⁾ Lastfaktor for permanente laster settes lik 1,0, dersom dette er ugunstigere.

$\gamma_D = 1,1/0,9$ for ugunstige/gunstige direkte virkninger av spennkrefter,
ellers $\gamma_D = 1,0$

$\gamma_1 = 1,4$ for brukslaster
 $= 1,2$ for spesialtransporter
 $= 1,15$ for mobilkraner
 $= 1,1$ for engangstransporter
 $= 1,0$ for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og
fortøyningslast fra ferje
 $= 1,6$ for øvrige variable laster

$\gamma_2 = 1,2$ for brukslaster
 $= 1,1$ for spesialtransporter
 $= 1,05$ for mobilkraner
 $= 0,8$ for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og
fortøyningslast fra ferje
 $= 1,3$ for øvrige variable laster

Forkortelsen Q_1 er karakteristisk verdi for den variable last som er mest ugunstig for den lastvirkning som betraktes, mens Q_n gjelder øvrige variable laster som er ugunstige for lastvirkningen (Statens vegvesen, 2003).

6.5.2 Bruksgrensetilstanden

I bruksgrensetilstanden stilles krav til hvordan konstruksjonen oppfører seg under normal bruk innenfor dimensjonert levetid. Ifølge Sørensen (2013) utføres bruksgrensekontroller med hensyn til å begrense spenninger, rissvidder og nedbøyninger. For høy trykkspenning i betongen må begrenses for å unngå riss i lengderetningen, mikroriss eller krepdeforarasjoner dersom det går utover funksjon. Rissvidder må begrenses slik at konstruksjonens funksjon eller bestandighet ikke skades, samtidig som det estetiske tas med i betraktningen. Deformasjoner skal begrenses slik at konstruksjonens tiltenkte funksjon eller utseende ikke påvirkes på en ugunstig måte.

Håndbok R412 bruker også i denne grensetilstanden to lastkombinasjoner a og b som skal kontrolleres for dersom det stilles spesielle krav til konstruksjonen. Disse er gjengitt i tabell 6.4.

Tabell 6.4: Lastfaktorer i bruksgrensetilstand (Statens vegvesen, 2003).

Kombinasjon	Permanente laster P	Deformasjons- laster D	Variable laster, Q		
			Trafikklast T	Naturlast E	Ballast etc. L
a	1,0	1,0	$Q_1 + 0,7 \cdot \Sigma Q_n$		1,0
b	1,0	1,0	$\Psi_1 \cdot Q_1 + 0,7 \cdot \Sigma \Psi_1 \cdot Q_n$		

Kombinasjon a anvendes for kontroll av lager- og fugeforskyvninger, og antas å være representativ for største forventede lasttilstand innenfor konstruksjonens levetid. Kombinasjon b brukes på sin side for kontroll av rissvidder og typiske deformasjoner og forskyvninger. Det antas her at lasttilstanden ikke overskrides mer enn 100 ganger i løpet av konstruksjonens levetid. Kombinasjonsfaktorene ψ_1 som brukes i lastkombinasjon b er gjengitt i tabell 6.5.

Tabell 6.5: Kombinasjonsfaktorer i bruksgrensetilstand (Statens vegvesen, 2003).

Variable laster Q		Kombinasjonsfaktorer Ψ_1
Trafikklast	T	0,5
Naturlast	E	0,5
Ballast etc.	L	1,0

Håndbok R412 presiserer at bruer med middels til høy kloridbelastning, der resterende brukstid er mer enn 25 år bør vurderes spesielt med hensyn til bestandighet når det kommer til

bjelker med forspent armering med direkte heft til betongen, herunder NIB-bjelker, og overdekning i størrelsesorden lik slakkarmering. Dette gjelder også for brudekker med slitelag uten membran og slakkarmerte bjelker (Statens vegvesen, 2003).

Kontroll av rissvidder kan likevel sløyfes om utnyttelsen i bruddgrensetilstand ikke overskrider 90 % når det kommer til armeringskapasitetene.

Kapittel 7

Dimensjonerende laster

I dette kapitlet bestemmes dimensjonerende lastvirkninger på Kyllingstad bru. Beregningene er basert på informasjonen fra kapittel 6. Fordelingen på de ulike samvirkebjelkene fra permanente, varierende og deformasjonslaster vil bestemmes og etter hvert sammenliknes med kapasiteten i kapittel 8 og 9.

For å bestemme fordelingen av egenlaster, trafikklaster og temperaturlaster på samvirkebjelkene tas elementmetodeprogrammet Robot Structural Analysis (Robot) i bruk. Deformasjonslaster kan bestemmes direkte ved håndregningsmetoder som beskrevet i delkapittel 6.3.

Karakteristiske verdier for de ulike lastene blir oppsummert på slutten av hvert delkapittel. Til slutt vil resultater fra modellering og håndregning kombineres etter prinsippet om lastkombinasjoner presentert i delkapittel 6.5.

7.1 Robot

Ved bruk av programmer som tar i bruk elementmetoden er det alltid viktig å være kritisk til resultatene man oppnår. Det vil ofte være nødvendig å gjøre forenklinger på grunn av begrensede muligheter i programmene. Enkle kontroller ved hjelp av håndregning i tillegg til modellering er viktig for å fastslå om resultatene er i riktig størrelsesorden. Unøyaktigheter kan gi store feil og i verste fall være katastrofale.

Samtlige fem spenn på Kyllingstad bru er modellert i Robot. For å ta høyde for ulike lastvirkninger har det vært nødvendig med flere forskjellige modeller. Det er tatt hensyn til at egenlaster i starten virker på et fritt opplagt system før brudekket utvikler stivhet og de tidsavhengige effektene fra omlagring og tvangsmoment begynner. Vertikale trafikklaster og egenlast fra slite- lag, kantdrager og rekkverk er modellert i en egen modell der samvirketverrsnittet er kontinuerlig. I tillegg er det laget en tredje modell som tar hensyn til termiske påvirkninger.

7.1.1 Oppbygging av modell

Det er ønskelig å modellere åtte samvirkebjelker i Robot. Siden programmet setter en del begrensninger til utforming av tverrsnitt, er det valgt å modellere samvirkebjelkene som rektangulære tverrsnitt. For å undersøke hvordan lastene fordeler seg på de ulike samvirkebjelkene må også brudekket modelleres. Det blir modellert som fire-nodede skallelementer med tykkelse 0,2 meter. Dekket blir automatisk plassert i samme systemakse som de modellerte samvirkebjelkene. De vil dermed gi bidrag til stivhet i modellen, og dette må det kompenseres for ved å modifisere annet arealmoment som for samvirkebjelker er $I_c = 3,97 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$, som beregnet i appendiks C.1. Dekkets ekstra stivhetsbidrag fjernes slik likning 7.1 viser.

$$I_{mod} = I_c - \frac{b_{eff} \cdot t_{pl}^3}{12} = 3,89 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \quad (7.1)$$

For å lage et rektangulært tverrsnitt som tilsvarer det reelle samvirketverrsnittet kan det velges en bredde $b = 300 \text{ mm}$, som gir nødvendig høyde av tverrsnittet i Robot-modellen etter likning 7.2.

$$h_{nodv} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{mod}}{b}} = 1159 \text{ mm} \quad (7.2)$$

Lastfordelingen i lengderetning fra brudekket ønskes fjernet slik at dette ikke blir inkludert to ganger. Dette gjøres ved å utforme dekket som en ortotropisk plate med elastisitetsmodul lik null. Det antas at dette ikke vil medføre store feil, siden stivheten til samvirkebjelkene er langt større enn for brudekket alene. Brudekket deles i modellen opp i en elementstørrelse som fører til at resultatene konvergerer.

Tverrbærer er modellert inn etter mål gitt i tegninger og plassert i de ulike spennene. Alle samvirketverrsnitt er modellert leddlagret etter samtale med veileder. Modelleringen er i stor grad lik framgangsmåten til Fossum, Halsnes og Hyseni (2017). I deres masteroppgave verifiseres flere av valgene de tok i modellering gjennom det noe mer avanserte elementmetodeprogrammet Abaqus FEA. Deres konklusjon er at modelleringen i Robot gir tilfredsstillende resultater. Med bakgrunn i dette vil ikke resultatene i denne oppgaven verifiseres ytterligere med annen programvare.

7.1.2 Egenlaster

Som nevnt i delkapittel 7.1 er det laget to forskjellige modeller som tar hensyn til egenlaster på ulike tidspunkt. Den ene er modellert med fritt opplagte NIB-bjelker som bærer egenlast fra brudekket før det har utviklet stivhet, mens den andre er modellert med fullt samvirke og kontinuerlig statisk system.

Tabell 7.1: Karakteristiske moment og skjærkrefter fra egenlaster i midtspenn (akse 3/4).

Type last	M_f [kNm]	M_o [kNm]	V [kN]
NIB og brudekke	405,0	0	90,1
Slitelag	51,8	-105,9	34,4
Kantdrager	59,4	-121,4	40,6
Rekkverk	6,5	-13,2	4,4
Forsterket tverrsnitt	0,5	-2,0	3,3

I den første modellen med fritt opplagte bjelker er lastvirkningene enkle å fastslå. Egenvekt og stivhet fra forskalingsplater under utstøpning neglisjeres slik at egenlast fra brudekke fordeler seg direkte ned på de åtte NIB-bjelkene over en effektiv bredde på 1,15 meter per bjelke.

I den komplette modellen tas resterende lastvirkninger med. Egenlast fra slitelag fordeles på de åtte samvirkebjelkene gjennom det modellerte brudekket. Området med forsterkning av NIB-tverrsnittet som forekommer på de ytterste 1,5 og 2 meterne på henholdsvis inner- og endebjelker tas med som linjelaster på 2,23 kN/m i dette området. Kantdrager og rekkverk settes på som linjelaster ytterst på hver side av brudekket for å sikre riktig fordeling på bjelkene. Det bemerkes at mesteparten naturlig nok går ned i ytterbjelkene for disse lastene.

Tabell 7.1 viser karakteristiske egenlaster i midtspennet fra de forskjellige modellene. Ved lastkombinering mot slutten av kapittelet legges lastene sammen etter superposisjonsprinsippet, der omlagringsmomentet også inkluderes for å ta høyde for endringen av statisk system ved etablert samvirke. De andre spennene undersøkes også nærmere her.

7.1.3 Trafikklaster

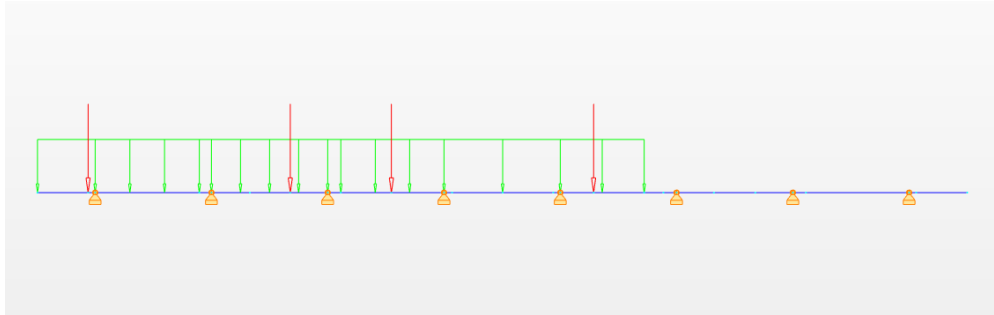
Vertikale trafikklast er inkludert i den fullstendige modellen der kontinuerlige samvirkebjelker tar lastene. Som beskrevet i delkapittel 6.2.1 består de vertikale trafikklastene av vogntoglast, blandet trafikk og aksellaster. I modellen må lastene gjøres om til overflatelaster og plasseringen i lengde- og tverretning av brua er viktig for å oppnå ugunstigste virkning. Tabell 7.2 viser verdier for hva vogntog og blandet trafikk vil utgjøre som overflatelaster. Aksellasten fordeles som to punktlast per lastfelt på 20 kN med en avstand lik 2 meter mellom.

Tabell 7.2: Trafikklast per kjørefelt.

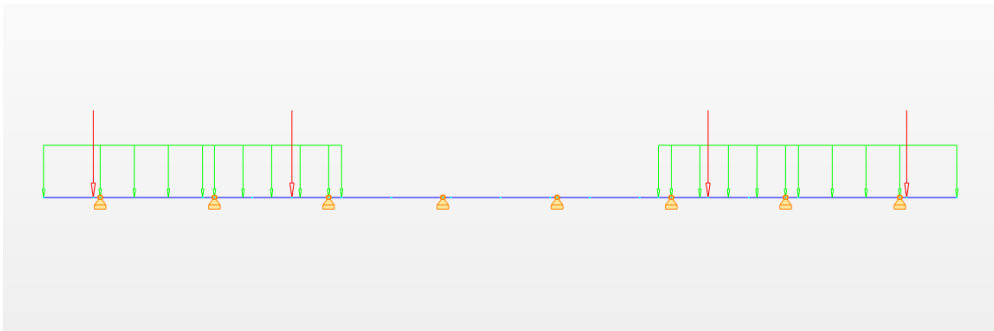
Type last	Lengderetning	Lastfeltets bredde	Overflatelast
Vogntog	500 kN / 16 m	3 m	10,42 kN/m ²
Blandet trafikk	6 kN/m	2 m	3,0 kN/m ²

Ved plassering av trafikklast i tverretning er det valgt å undersøke tre ulike tilfeller. Det er laget en egen modell i Robot for å avgjøre hvilket tilfelle som er mest ugunstig for de ulike

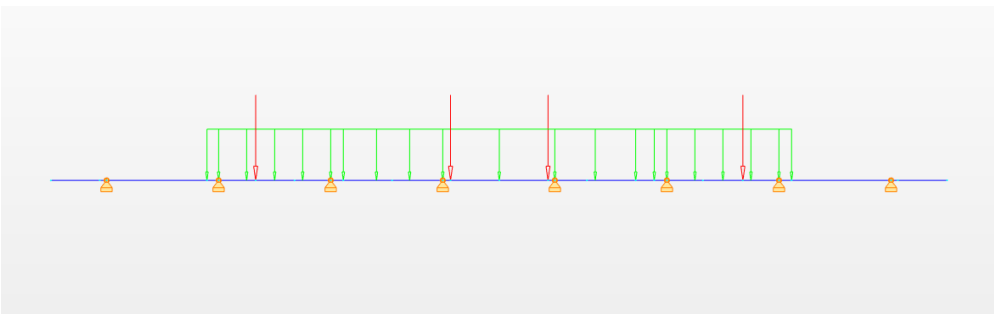
samvirkebjelkene. Brudekket blir her modellert som en idealisert bjelke med åtte opplagere som skal representere NIB-bjelkene. Ved å plassere vogntog- og aksellastene kan verdier på opplagerreaksjonene brukes til å anslå hvilken plassering som er verst. Figur 7.1 viser de tre forskjellige tilfellene. Brudekke blir modellert 9,2 meter bredt fordi det gjør at alle samvirkebjelkene får lik effektiv bredde. Trafikklastene får da mulighet til å virke noe lengre ut på kantdragere enn hva som strengt tatt forekommer etter bestemmelsene i håndbok R412, men det antas at dette ikke har mye å si for resultatet.



(a) Last konsentrert mot kant.



(b) Last plassert mot hver sin kant.



(c) Last konsentrert mot midten.

Figur 7.1: Lastplassering i tverretning

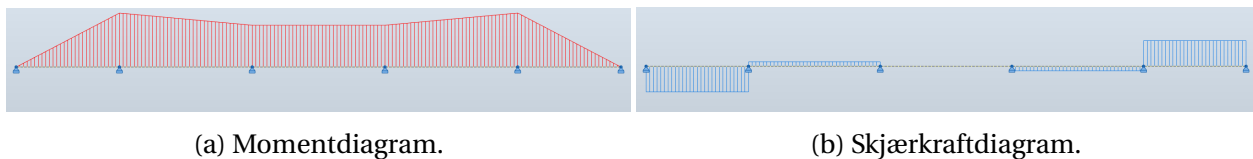
Første tilfellet 7.1a viser all last konsentrert ut mot en av sidene på brua. Dette medfører at tilnærmet all trafikklast forekommer i et enkelt kjørefelt. Siden det ikke er noen fysiske hindre mellom kjørefeltene må dette anses som mulig. Neste tilfelle 7.1b viser at vogntoglastene er

plassert så langt ut mot hver sin side av brua som mulig. Siste tilfelle 7.1c viser all trafikklast konsentrert mot midten av brua. Denne enkle modelleringen gir at største prosentvise andel av last som går i samme opplager opptrer når all last er konsentrert ut mot den ene siden av brua. Derfor anses det første tilfellet 7.1a som den ugunstigste plasseringen av trafikklast i tverretning og resultatene senere i kapitlet fremkommer av dette.

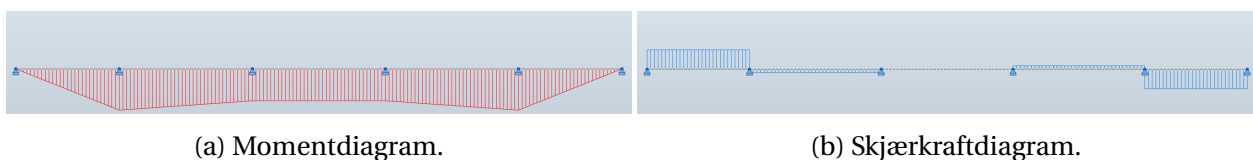
Kyllingstad bru har kun to forskjellige lengder på sine spenn, og det er derfor valgt å teste ut flere forskjellige kombinasjoner for å avgjøre ugunstigste plassering. Armeringstegninger tyder på at konstruksjonen er armert likt i lengderetning uavhengig av spenn. Skjærarmeringen er på sin side noe ulik for ende- og innerspenn. Ugunstigste plassering for skjærkraft, moment i felt og støtte forklares derfor nærmere i delkapittel 7.3 om lastkombinasjoner mot slutten av kapitlet.

7.1.4 Termiske laster

Lastvirkning fra lineært varierende temperaturgradient modelleres i Robot, og er avhengig av elastisitetsmodul, tverrsnittsareal og høyde. Det er viktig at fordelingen gir null for gradienten i tverrsnittets tyngdepunktsakse. Bjelkene er modellert som T-tverrsnitt for å simulere mest mulig likhet til opprinnelig tverrsnitt. Elastisitetsmodulen er antatt lik NIB-bjelkens for hele tverrsnittet og det er brukt verdier fra NS 3473. Moment- og skjærkraftdiagram for gradientene ΔT_{heat} og ΔT_{cool} er vist i figur 7.2 og 7.3.



Figur 7.2: Krefter fra varm overside $\Delta T_{M,heat}$



Figur 7.3: Krefter fra varm underside $\Delta T_{M,cool}$

Tabell 7.3 viser karakteristiske verdier for både midtveis i felt og over støtte med høyeste verdi for hele brua. Feltverdiene er hentet fra spennene ved siden av endespenn, mens verdi for støtte opptrer i støtte ved akse 2 og 5. Ved senere kontroll av forskjellige spenn vil de største karakteristiske verdiene i gjeldende spenn bli brukt. Som tidligere vil moment være positivt ved strekk på undersiden av tverrsnittet. Ved en varm overside vil denne ekspandere og gi strekk på toppen av bjelken, og motsatt ved en varm underside. Verdiene er derfor som forventet.

Tabell 7.3: Karakteristiske moment fra termiske laster [kNm].

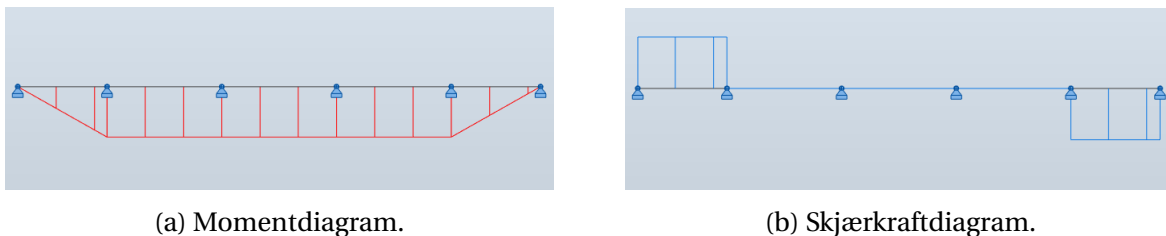
Type last	Felt (akse 2/3 og akse 4/5)	Støtte (akse 2 og 5)
Varm overside $\Delta T_{M,heat}$	-138,5	-156,0
Varm underside $\Delta T_{M,cool}$	105,5	118,9

7.2 Håndregning

I oppgaven er det valgt å regne ut de ulike deformasjonslastene som påvirker Kyllingstad bru for hånd. I de to følgende delkapitlene bestemmes omlagringsmoment og tvangsmoment fra forspenningen. For å vise at dette er to tidsavhengige fenomener, vil de beregnes på ulike tidspunkt innenfor dimensjonerende levetid for brua. Begge metodene er avhengige av kryptall ved ulike betraktningstidspunkt. Verdier for kryptall er beregnet i appendiks C.2.

7.2.1 Omlagring av moment

Som nevnt i delkapittel 6.3.3 bruker Publikasjon 10 samme spennvidde over hele bruas lengde for å regne ut omlagringsmomentet. Kyllingstad bru har to forskjellige spennlengder. De to endespennene er 14 meter, mens de tre innerspennene er 18 meter. Brukes forskjellig verdi for lengden i formelen for M_s vil resulterende momentdiagram få sprang i verdiene ved støttene der nabospennene har ulike lengder. Siden rotasjonsstivheten etter låsing forutsettes lik i alle nabobjelker vil ikke ulike verdier for omlagringsmoment være mulig. Det er derfor valgt å bruke en gjennomsnittlig spennlengde på 16,4 meter. Antatt forløp av moment- og skjærkraftdiagram fra omlagringsmomentet er vist i figur 7.4. Der momentet er konstant vil det ikke oppstå skjærkrefter.



Figur 7.4: Krefter fra omlagring av egenlaster.

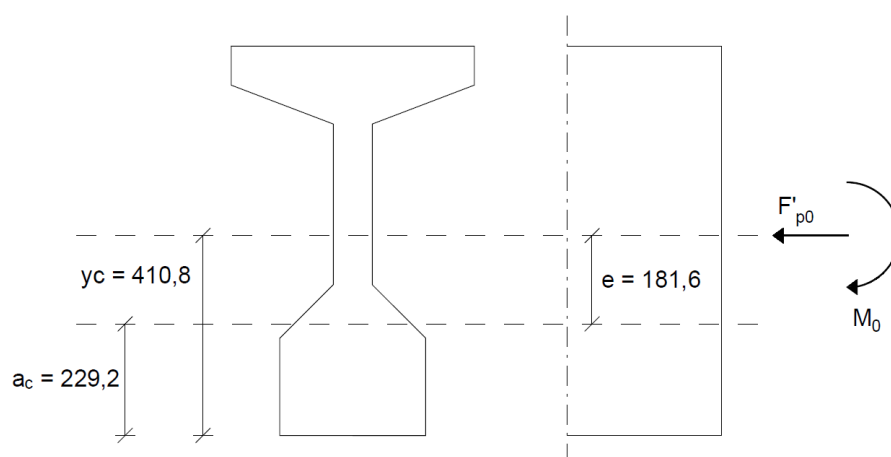
Karakteristiske verdier for omlagringsmomentet som er beregnet etter metoden til Norsk betongforening (1981a) er vist for ulike tidspunkt i tabell 7.4. Som nevnt tidligere ser man at omlagringsmomentet endrer seg over tid på grunn av at kryptdeformasjonene endrer seg. Økningen fra 51 til 100 år utgjør bare 0,9 %. Dette samsvarer godt med at langtidseffekter øker i størrelse mest i starten.

Tabell 7.4: Utvikling av omlagringsmoment over tid [kNm].

Betraktningstidspunkt	1 år	51 år	100 år
Omlagringsmoment $M_{s,k}$	52,2	137,0	138,2

7.2.2 Tvangsmoment fra forspenning

I delkapittel 6.3.1 ble den effektive forspenningskraften beregnet å være $F'_{p0} = 1400$ kN. Tvangsmomentet som oppstår etter at det statiske systemet blir kontinuerlig, utvikler seg deretter over tid. Ved lastkombinering motvirker tvangsmomentet effekten av forspenningsmomentet. Figur 7.5 viser hvordan forspenningsmomentet virker på NIB-bjelkene.



Figur 7.5: Laster på NIB-bjelker fra forspenning [mm].

Effektive bøyestivheter reduseres på grunn av kryp, noe som betyr at tvangsmomentet øker over tid, slik som med omlagringen av egenlast. Ved å bruke metoden til Hermundsdal og Pé-tursson (2015) oppnås karakteristiske verdier for tvangsmomentet som fremstilt i tabell 7.5. Det bemerkes at økningen i tidsrommet fra 51 til 100 år bare er på 0,3 %. Dette er nok en bekreftelse på at langtidseffektene øker raskest ved tidlige tidspunkt. Tvangsmomentet er konstant over lengden av bjelken om det sees bort fra kraftoverføringslengden, og skjærkraftene er dermed lik null for dette tilfellet.

Tabell 7.5: Utvikling av tvangsmoment over tid [kNm].

Betraktningstidspunkt	1 år	51 år	100 år
Tvangsmoment M_{Tv}	98,9	131,8	132,2

7.3 Lastkombinasjoner

Ved å samle alle karakteristiske verdier fra dette kapittelet kan dimensjonerende laster bestemmes fra lastkombinasjoner. I denne oppgaven vil brua kun undersøkes i bruddgrensetilstanden som beskrevet i delkapittel 6.5.1. De karakteristiske lastene kontrolleres for de to lastkombinasjonene *a* og *b*.

Lastkombinasjon *a* inkluderer en større lastfaktor for egen- og trafikklast enn lastkombinasjon *b*. Den tar også hensyn til om direkte virkninger fra spennkrefter er gunstige eller ugunstige. Kombinasjonen tar imidlertid kun med den mest dominerende variable lasten som i dette tilfellet stammer fra trafikklasten. Dette medfører altså at temperaturlast ikke inkluderes. Tabell 7.6 viser laster og tilhørende lastfaktorer for lastkombinasjon *a*.

Tabell 7.6: Laster og lastfaktorer inkludert i lastkombinasjon *a*

Type last	Lastfaktor
Egenlast	1,15
Trafikklast	1,4
Forspenning	0,9/1,1
Omlagringsmoment	1,0
Tvangsmoment	1,0

Lastkombinasjon *b* har som nevnt lavere lastfaktorer, men den tar hensyn til samtlige variable laster som forekommer på konstruksjonen. I enkelte tilfeller kan dette bli mest ugunstig. Tabell 7.7 viser laster og tilhørende lastfaktorer for lastkombinasjon *b*.

Tabell 7.7: Laster og lastfaktorer inkludert i lastkombinasjon *b*

Type last	Lastfaktor
Egenlast	1,0
Trafikklast	1,2
Termisk last	0,8
Forspenning	1,0
Omlagringsmoment	1,0
Tvangsmoment	1,0

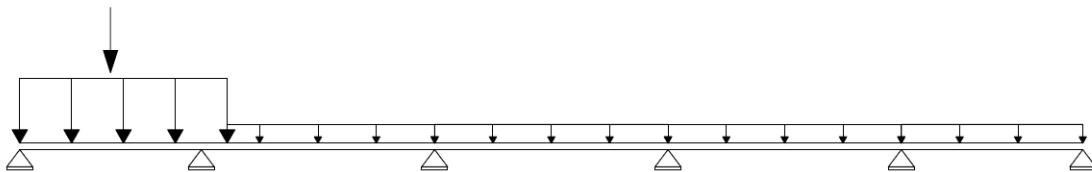
Det forekommer i utgangspunktet tre forskjellige typer spenn på Kyllingstad bru. Det er derfor laget en rekke kombinasjoner med tanke på hvor trafikklastene er plassert i lengderetning. Vogntoglastene er plassert på fem forskjellige måter og aksellastene på syv forskjellige måter innenfor vogntogenes lengde. Dette gir åtte forskjellige kombinasjoner. I tillegg er det laget to

varianter av hver kombinasjon for å undersøke om lettere blandet trafikk i færre spenn er ugunstig.

I de neste tre delkapitlene vises den ugunstigste modellerte plasseringen av trafikklaster og en oppsummering av dimensjonerende krefter for kritisk samvirkebjelke. Dimensjonerende skjærkraft blir ikke undersøkt nærmere opplegg enn i en avstand to ganger effektiv tverrsnittshøyde i tråd med NS 3473 og EK2. Dette er omtrent hvor NIB-bjelkene går fra å ha forsterket steg.

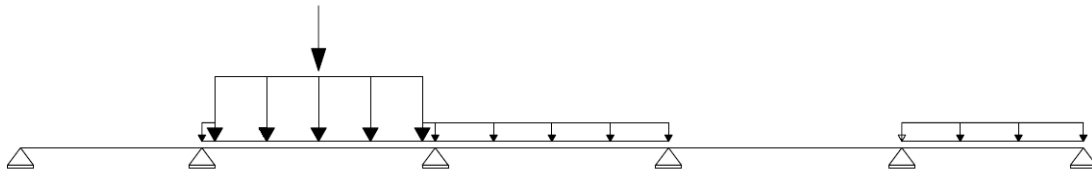
7.3.1 Dimensjonerende krefter i endespenn

Største feltmoment i endespenn forekommer ved å plassere trafikklaster som vist i figur 7.6. Aksellastene er plassert midt i spennet, mens vogntoglasten på 16 meter går litt over i nabospennet.



Figur 7.6: Plassering av trafikklaster for størst feltmoment i endespenn.

Figur 7.7 viser plasseringen av laster som gir største støttemoment i akse 5. Aksellasten er plassert midt i nabospennet sammen med vogntoglasten. Lettere blandet trafikk forekommer ikke i selve endespennet, siden dette var mer ugunstig for støttemoment enn hvis den ble inkludert.



Figur 7.7: Plassering av trafikklaster for største støttemoment i endespenn.

Dimensjonerende moment i endespenn fremkommer av tabell 7.8. Største feltmoment $M_{Ed,f}$ er gitt av lastkombinasjon a , mens lastkombinasjon b gir største opptrepende moment ved støtte $M_{Ed,o}$.

Tabell 7.8: Dimensjonerende moment i endespenn [kNm].

	Kombinasjon <i>a</i>	Kombinasjon <i>b</i>
Feltmoment $M_{Ed,f}$ etter 51 år	801	723
Feltmoment $M_{Ed,f}$ etter 100 år	803	725
Støttemoment $M_{Ed,o}$ etter 51 år	-695	-700
Støttemoment $M_{Ed,o}$ etter 100 år	-694	-699

Største opptredende skjærkrefter i endespenn oppstår i akse 2 ved lastplassering som vist i figur 7.8. Momentomlagringen synker lineært fra dette punktet, så det vil gi et lite utslag over tid, men dette er neglisjerbart.



Figur 7.8: Plassering av trafikklaster for største skjærkrefter i endespenn.

Tabell 7.9 viser de dimensjonerende skjærkreftene i endespenn. Lastkombinasjon *a* er dominerende i dette tilfellet. Dette viser at trafikklaster har mest å si for opptredende skjærkraft, noe som er å forvente med tanke på relativt lave verdier fra temperaturlaster.

Tabell 7.9: Dimensjonerende skjærkrefter i endespenn [kN].

	Kombinasjon <i>a</i>	Kombinasjon <i>b</i>
Skjærkraft V_{Ed}	239	199

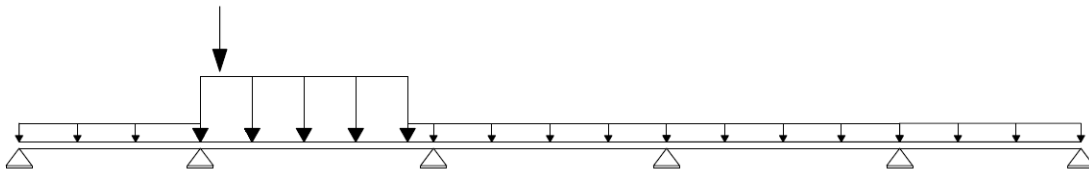
7.3.2 Dimensjonerende krefter i mellomspenn

For å oppnå største opptredende felt- og støttemoment i mellomspenn blir trafikklaster plassert på samme måte som ved største støttemoment i endespenn vist i figur 7.7. Vogntog- og aksellasterne er plassert midt i spennet. Tabell 7.10 viser dimensjonerende moment i mellomspenn. Denne gangen er lastkombinasjon *a* dimensjonerende for både moment i felt og ved støtte. Årsaken til at lastkombinasjon *b* ikke er gjeldende for støttemoment kommer av at bidraget fra termiske laster er mindre i mellomspenn enn for endespenn.

Tabell 7.10: Dimensjonerende moment i mellomspenn [kNm].

	Kombinasjon <i>a</i>	Kombinasjon <i>b</i>
Feltmoment $M_{Ed,f}$ etter 51 år	1087	1004
Feltmoment $M_{Ed,f}$ etter 100 år	1089	1006
Støttemoment $M_{Ed,o}$ etter 51 år	-709	-684
Støttemoment $M_{Ed,o}$ etter 100 år	-707	-682

Største oppredende skjærkrefter oppstår derimot ved en annerledes lastplassering, som vist i figur 7.9. Her er vogntoglasten plassert inn mot støtte i akse 5, og aksellasten er plassert ved overgangen der forsterket tverrsnitt av NIB-bjelken slutter. Dette skjer 1,5 meter inn i spennet fra støtte i akse 5. Lettete blandet trafikk er her inkludert over hele lengden, unntatt der vogntoglasten virker.



Figur 7.9: Plassering av trafikklaster for største skjærkrefter i mellomspenn.

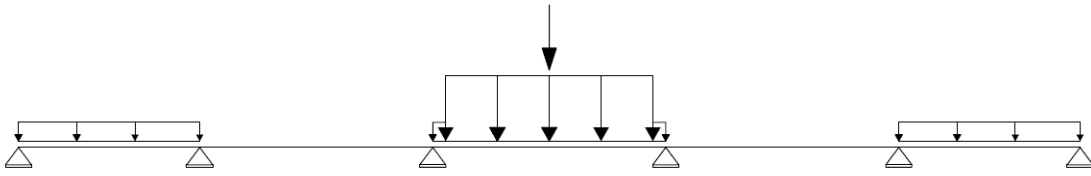
Tabell 7.11 gir de dimensjonerende skjærkreftene for mellomspennet. Igjen er det lastkombinasjon *a* som gir den ugunstigste virkningen.

Tabell 7.11: Dimensjonerende skjærkrefter i mellomspenn [kN].

	Kombinasjon <i>a</i>	Kombinasjon <i>b</i>
Skjærkraft V_{Ed}	296	257

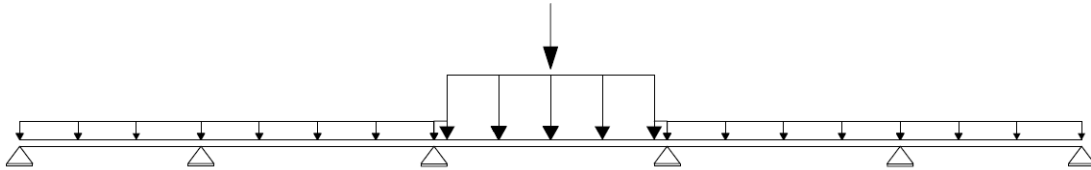
7.3.3 Dimensjonerende laster i midtspenn

Det høyeste oppredende feltmomentet på Kyllingstad bru oppstår i midtspennet ved lastplassering som vist i figur 7.10. Her er vogntoglasten plassert midt i spennet sammen med aksellastene. Lettete blandet trafikk forekommer ikke i nabospennene siden dette gav en gunstig virkning på feltmomentet.



Figur 7.10: Plassering av trafikklaster for største feltmoment i midtspenn.

Største støttemoment opptrer ved den andre varianten av samme lastplassering som for feltmoment. Dette er vist i figur 7.11. Her er lettere blandet trafikk inkludert i samtlige spenn, unntatt der vogntoglasten virker.



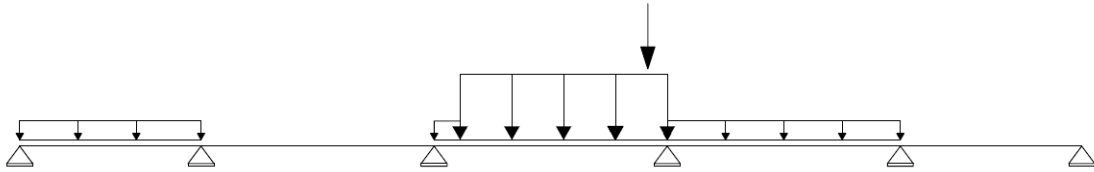
Figur 7.11: Plassering av trafikklaster for største støttemoment i midtspenn.

Dimensjonerende moment i midtspennet fremkommer av tabell 7.12. Også ved dette tilfellet er dimensjonerende felt- og støttemoment bestemt av lastkombinasjon *a*, av samme begrunnelse som gitt for mellomspenn med mindre bidrag fra termisk last.

Tabell 7.12: Dimensjonerende moment i midtspenn [kNm].

	Kombinasjon <i>a</i>	Kombinasjon <i>b</i>
Feltmoment $M_{Ed,f}$ etter 51 år	1114	1016
Feltmoment $M_{Ed,f}$ etter 100 år	1115	1118
Støttemoment $M_{Ed,o}$ etter 51 år	-707	-683
Støttemoment $M_{Ed,o}$ etter 100 år	-706	-681

Figur 7.12 viser lastplasseringen som gir største dimensjonerende skjærkrefter i midtspennet. Her er vogntoglasten plassert inn mot opplager i akse 3, og aksellastene virker igjen over området der bredden av NIB-bjelken reduseres. Jevnt fordelt last fra blandet trafikk er kun oppredende i noen spenn, siden dette ga en ugunstig virkning.



Figur 7.12: Plassering av trafikklaster for største skjærkrefter i midtspenn.

Til slutt viser tabell 7.13 de dimensjonerende skjærkreftene for midtspennet, der lastkombinasjon *a* igjen gir den ugunstigste verdien.

Tabell 7.13: Dimensjonerende skjærkrefter i midtspenn [kN].

	Kombinasjon <i>a</i>	Kombinasjon <i>b</i>
Skjærkraft V_{Ed}	293	254

Kapittel 8

Skjærkapasitet

I starten av dette kapitlet blir skjærkrefter og ulike bruddmekanismer som kan opptre på grunn av skjærkrefter presentert. Deretter blir fremgangsmåten for å beregne skjærkapasiteten i henhold til NS 3473 og EK2 introdusert. Kapasitetsformlene vil omfatte bruddmekanismene som presenteres i starten av kapitlet, og mot slutten presenteres en metode for å undersøke skjærkreftene som opptrer i støpeskjøten mellom NIB-bjelker og brudekke. Kapasitetene og utnyttelser blir oppsummert i siste delkapittel, og beregninger finnes i appendiks C.4 og C.5.

8.1 Skjærkrefter og dens effekt

Generelt fører skjær til snittkrefter som oppstår på grunn av belastning i tverretning. Disse kreftene er ønskelig å tallfeste fordi de er opphav til skjærspenninger som kan føre til deformasjoner ved glidning langs plan parallelt med belastningen i stive, elastiske legemer (Skjærspenning, 2010).

Ved dimensjonering i bruddgrensetilstand undersøkes effekten aksialkrefter, skjærkrefter og moment til sammen har på konstruksjonen. Normalt sett vil virkningen av moment være den dominerende faktoren som bestemmer størrelser på dimensjoner. Man dimensjonerer for moment slik at bruddmekanismen vil få duktil oppførsel. Dette betyr at konstruksjonen vil gi forvarsel om et nært forestående brudd ved videre belastning. På den annen side vil bruddmekanismer som oppstår på grunn av skjær føre til sprøbrudd. Det vil altså kunne skje brått og uten noen form for forvarsel. På bakgrunn av dette ønsker man derfor å dimensjonere for skjær på en slik måte at bruddmekanismene ikke vil inntreffe før momentkapasiteten i konstruksjonen er nådd.

Ifølge Lenschow (1979) vil konstruksjonselementer med riktig mengde skjærarmering ikke føre til skjærbrudd, når man dimensjonerer tverrsnittet etter moment. Skjærbrudd i seg selv er en sammensatt mekanisme bestående av flere bruddformer. Standardene har stort sett empiriske formler for bruddformene, der de er tilpasset resultatene fra eksperimentelle forsøk.

8.2 Bruddmekanismer for skjær

Skjærbrudd er alltid avhengig av skråriss og det finnes to forskjellige måter slike riss kan oppstå på. Enten vil vertikale bøyeriss som forekommer på grunn av moment initiere skråriss eller så vil skråriss stamme fra et punkt der største hovedtrekkspenning overskrider betongens strekkfasthet (Wight og MacGregor, 2012). Den første av de to kalles for bøyeskjærbrudd, mens den andre omtales som stegskjærbrudd fordi punktet skrårisset oppstår i ofte befinner seg i steget av en bjelke.

I konstruksjonsdeler uten skjærarmering kan brudd oppstå enten ved at betongen i trykksonen knuses over skrårisset siden minste hovedspenning overskrider betongens trykkfasthet eller det kan skje fordi forankringskapasiteten i lengdearmeringen overskrides.

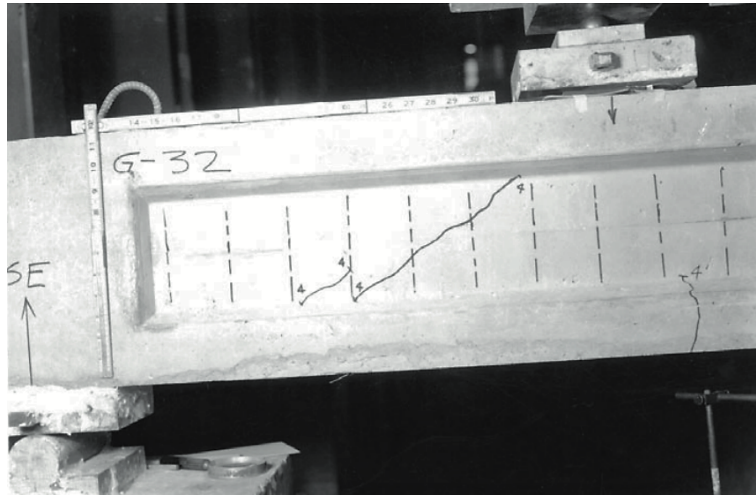
Når det oppstår skråriss vil skjærkapasiteten i en bjelke reduseres og bli mindre enn momentkapasiteten. For å sikre at dette ikke skjer er det nødvendig å legge skjærarmering i steghøyden av bjelken, ofte i form av bøylearmering. Før skråriss oppstår er tøyninger i bøylearmeringen lik som i betongen. Siden betong risser ved svært lave tøyninger er ikke spenningene i bøylearmeringen spesielt store. Dette tilsier dermed at skråriss ikke blir forhindret fra å formere seg, men det er etter dette har skjedd at bøylearmeringen aktiveres og forhindrer brudd i konstruksjonselementet (Wight og MacGregor, 2012).

Etter hvert som skrårisset utvikler seg vil bøylearmeringen begynne å flyte og dette fortsetter til skjærarmeringen går til brudd, trykkbrudd oppstår i betongtrykksonen eller ved forankringsbrudd i lengdearmeringen. De to sistnevnte kan skje før brudd forekommer i bøylearmeringen, hvis tverrsnittet er tilstrekkelig underarmert.

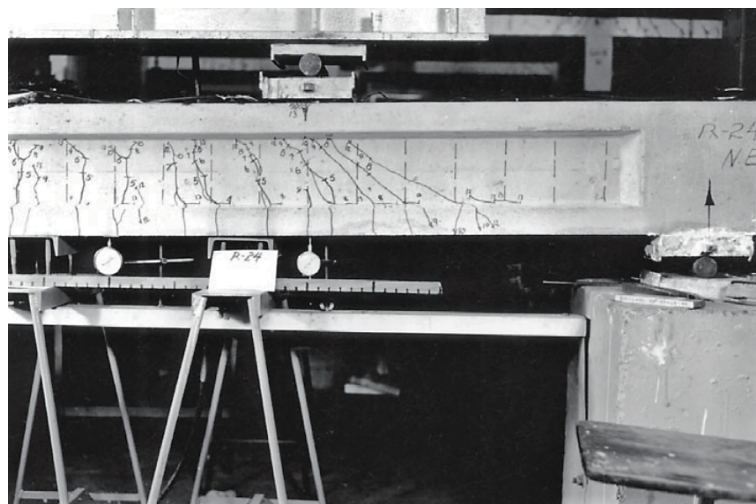
8.2.1 Skjærstrekkbrudd

Skjærstrekkbrudd er karakterisert av skråriss som utvikler seg fram til brudd i konstruksjonen. Bruddformen er sprø og gir liten forvarsel. Som nevnt i delkapittel 8.2 vil skråriss oppstå på to forskjellige måter. I et punkt hvor største hovedtrekkspenning overskrider betongens strekkfasthet kan det oppstå stegskjærbrudd. Som navnet tilsier vil dette forekomme i steget i tverrsnittet der skjærspenningene er høye og bøyespenningene er små. I forspente I-bjelker med tynne steg vil denne bruddformen kunne oppstå som figur 8.1 viser.

I de fleste tilfeller med rektangulære bjelker vil det heller oppstå vertikale bøyeriss i bunnen av bjelken hvor strekkspenning fra moment er høyest. Dette fører til at skjærspenningene øker i tverrsnittet over bøyerissene, slik at det initieres skråriss som utvikler seg oppover i trykksonen fram til det oppstår et bøyeskjærbrudd som vist i figur 8.2.



Figur 8.1: Stegskjærbrudd (Wight og MacGregor, 2012).



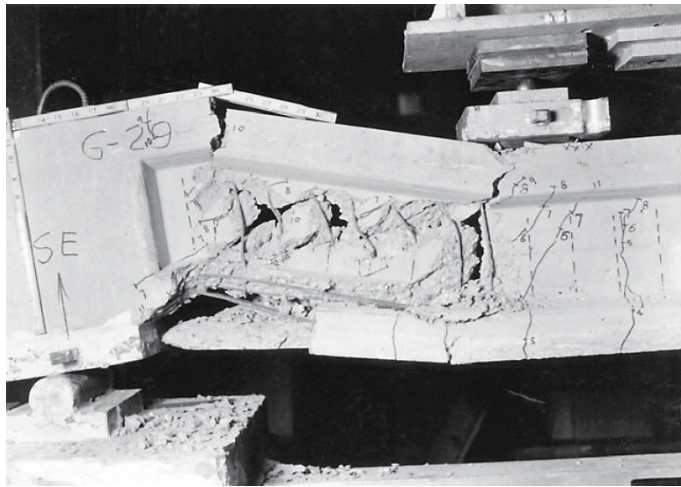
Figur 8.2: Bøyeskjærbrudd (Wight og MacGregor, 2012).

Stegskjærbrudd vil normalt forekomme i bjelker med tynne steg nært opplegg eller ved konsentrerte laster som gir store skjærkrefter sammenliknet med moment. Bøyeskjærbrudd vil normalt utvikle seg fra vertikale riss som forekommer på undersiden av en bjelke i felt, eller fra oversiden over en kontinuerlig støtte.

Når skråriss oppstår vil det skje en omfordeling av spenninger som gjør at kapasiteten kan belastes ytterligere før den går til brudd. Dette gjelder spesielt hvis bjelken har skjærarmering. Det er som oftest denne bruddformen det dimensjoneres for med tanke på skjær, og den er særdeles avhengig av skjærarmeringsmengden som støpes inn i bjelkene (Wight og MacGregor, 2012). Metoder for beregning av skjærstrekkapasitet blir presentert for begge standardene senere i kapitlet.

8.2.2 Skjærtrykkbrudd

Parallelt med skråriss vil det oppstå trykkspenninger i betongen. Hvis skrårissene utvikler seg til å dekke store deler av tverrsnittet vil betongtrykksonen bli liten og påfølgende knusing vil kunne forekomme. For I-bjelker med tykkelsesvariasjon over dybden vil trykkbruddet oppstå i steget. Typisk er at betongen skaller av, gjerne i samme område som skjærarmeringen er plassert (Wight og MacGregor, 2012). Denne bruddformen er uavhengig av mengden skjærarmering. Figur 8.3 viser et tilfelle av skjærtrykkbrudd hvor minste hovedspenning har overskredet betongens trykkfasthet. Beregning av skjærtrykkkapasitet for både NS 3473 og EK2 blir vist senere i kapitlet.



Figur 8.3: Skjærtrykkbrudd (Wight og MacGregor, 2012).

8.2.3 Forankringsbrudd

På grunn av skrårissdannelse må det tas hensyn til en økning av strekkraften i lengdearmeringen (Sørensen, 2013). Dette gjøres ved å legge til ekstra horisontal armering som kan ta opp denne tilleggstrekkraften, vanligvis i form av horisontale bøyler. For NIB-bjelkene på Kyllingstad bru vil forankringsbrudd typisk kunne skje ved at spenntauene mister heft med betongen og glipper tak slik at de ikke kan overføre krefter lengre. Dette medfører et påfølgende brudd i konstruksjonen. Delkapittel 8.6 tar for seg forankringsbrudd etter både NS 3473 og EK2 på hver sin måte.

8.3 Beregningsgrunnlag

Kapasitetskontrollene blir kun utført i bruddgrensetilstanden. Siden skjærkapasiteten bestemmes av minste tverrsnittsbredde betyr dette at det hovedsakelig er NIB-bjelken som avgjør kapasiteten. Bruddformene vil opptre i steget som nevnt innledningsvis i delkapittel 8.2.

Alle beregninger forutsetter full heft mellom NIB-bjelkene og brudekket, en antakelse som undersøkes nærmere i delkapittel 8.7. Effektiv tverrsnittshøyde d , avstand mellom tyngdepunkt armering i underkant og overkant h' og indre momentarm z bestemmes ut fra total høyde på tverrsnittet $h_{tot} = 1000$ mm. Ifølge tegning 132^a/66 er bjelkene under montering lagt i et tynt avrettingslag av mørtel, slik at total lengde på opplegg $l_x = 350$ mm.

Over lengden av samvirkebjelkene er det flere faktorer som vil gjøre at kapasiteten endres. Dette innebærer blant annet ulik effektiv tverrsnittshøyde d på grunn av varierende armeringsmengde, endring i skjærarmeringsareal og overgangen hvor NIB-tverrsnittet er forsterket.

Effektiv tverrsnittshøyde d i ulike snitt fra bjelkeende er beregnet i appendiks C.1. Armeringsmengden endrer seg på ulike steder i bjelken og har forskjellige fastheter med tanke på spenn- og slakkarmering. For å ta høyde for dette beregnes effektiv tverrsnittshøyde ved å ta gjennomsnitt av armeringsareal, fasthet og effektiv tverrsnittshøyde for de respektive armeringsgruppene. Dette utføres etter likning 8.1, der p gjelder for spennarmering og s for slakkarmering.

$$d_i = \frac{f_{pd}A_{pi}d_{pi} + f_{sd}\Sigma A_{si}d_{si}}{f_{pd}A_{pi} + f_{sd}\Sigma A_{si}} \quad (8.1)$$

Effektiv tverrsnittshøyde vil ved støtte benevnes d_{OK} og gjelder avstand fra underkant tverrsnitt til tyngdepunkt av armering i overkant. Det er hovedsakelig denne som brukes for kontroll av skjær siden det er nært opplegg de største skjærkreftene opptrer. d_{UK} er avstand fra overkant tverrsnitt til tyngdepunkt armering i underkant av NIB-bjelken. Denne brukes for å beregne momentkapasiteten i felt i kapittel 9.

8.4 Skjærkapasitet i NS 3473

Skjærkapasitetsformler i NS 3473 har endret seg betraktelig gjennom de ulike utgavene, etter som forskning og ny kunnskap har belyst nye sider ved skjær fenomenet. Flere formler fra siste utgave av NS 3473, dukket opp i tredje utgave fra 1989 og har hatt mindre justeringer etter dette.

I påfølgende delkapitler beregnes skjærkapasiteten med tanke på de ulike bruddformene presentert i delkapittel 8.2. NS 3473 har separate formler for å bestemme kapasiteten med tanke på stegskjærbrudd og bøyeskjærbrudd når tverrsnittet ikke har skjærarmering. Ved samtidig virkende aksialtrykk, som forspenningen i NIB-bjelkene vil gi, får skjærkapasiteten et tillegg som øker kapasiteten ytterligere. Hvis kapasiteten er for lav må det ilegges skjærarmering som kan ta opp skjærkreftene.

Effektiv tverrsnittshøyde varierer over spennene på grunn av forskjellig mengde armering. I beregningene brukes d_{OK} med bakgrunn i at strekksonen ligger i øvre del av tverrsnittet ved opplegg. Kapasiteten foretas hovedsakelig i en avstand $2d$ fra oppleggskant i tråd med bestem-

melter i NS 3473. Undersøkes et snitt som ligger i en avstand $a \leq 2d$ fra oppleggskant skal opp-tredende skjærkraft innenfor dette multipliseres med en faktor $a/2d$ for å ta hensyn til områder med diskontinuitet slik som et opplegg er. Innenfor denne avstanden er tverrsnittet forsterket i steget, og derfor er det valgt å holde seg til snitt som ligger omtrent $2d$ vekk fra opplegg. Kapasitetskontrollen utføres etter forenklet metode som beskrevet i punkt 12.3.2 i standarden.

8.4.1 Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmoring

Kapasiteten for skjærkraft ved strekkbrudd for en konstruksjonsdel uten skjærarmoring ben-evnes V_{cd} i punkt 12.3.2.1. Formelen er vist i likning 8.2. Som nevnt innledningsvis er ikke virkningen av aksialkraft inkludert i denne formelen.

$$V_{cd} = V_{co} = 0,3 \left(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d} \right) b_w d k_v \leq 0,6 f_{td} b_w d k_v \quad (8.2)$$

Hvor

$$k_A = 100 \text{ N/mm}^2$$

A_s er tverrsnittsarealet av innlagt lengdearmoring på strekksiden med tilstrekkelig forankring

$$k_v = 1,5 - d/d_1, \text{ men innenfor intervallet } 1,0 \leq k_v \leq 1,4 \text{ og } d_1 = 1,0 \text{ m}$$

b_w er den minste bredden av tverrsnittet i strekksonen i mm

Beregning etter denne formelen er uavhengig av hvilket spenn man ser på for Kyllingstad bru, så lenge man er i avstand $2d$ fra opplegg. Fullstendige beregninger finnes i appendiks C.4.1. Kapasiteten uten skjærarmoring begrenses av den øvre verdien $0,6 f_{td} b_w d k_v$ og blir dermed $V_{cd} = 67 \text{ kN}$. Denne verdien er mindre enn opptredende skjærkapasitet nær opplegg for alle spenn, noe som i utgangspunktet betyr at bjelken må skjærarmores.

Siden NIB-bjolkene på Kyllingstad bru er forspente vil aksialtrykket gi et positivt bidrag til skjærkapasiteten som må regnes med. Kapasiteten er gitt av punkt 12.3.2.2 og vist i likning 8.3.

$$V_{cd} = V_{co} + 0,8 M_o \left| \frac{V_f}{M_f} \right| \leq \left(f_{td} k_v - 0,25 \frac{N_f}{A_c} \right) b_w z_1 \quad (8.3)$$

Hvor

$$M_o = -N_f W_c / A_c$$

N_f er den dimensjonerende aksialkraften, positiv som strekk

V_f er den dimensjonerende skjærkraften for tverrsnittet i den undersøkte tilstanden

M_f er det totale dimensjonerende momentet i tverrsnittet for den lasten som svarer til skjærkraften V_f

N_f / A_c skal ikke innsettes med større tallverdi enn $0,4f_{cd}$

W_c er betongtverrsnittets tverrsnittsmodul med hensyn til strekkranden

I_c er arealregningsmomentet for urisset betongtverrsnitt

S_c er det statiske momentet om tyngdepunktsaksen for den ene delen av betongtverrsnittet

z_1 er den største av $0,7d$ og I_c / S_c

Første del av likningen kan tolkes som kapasitet mot bøyeskjærbrudd, altså når skråriss utvikler seg fra vertikale bøyeriss. Andre del setter begrensning for stegskjærbrudd, der høyeste hovedstrekkspenning overskrider betongens strekkfasthet. Igjen begrenses kapasiteten av øvre verdi satt i likning 8.3. Dette medfører at kapasiteten er lik også her i alle spenn i snitt $2d$ fra opplegg. Beregningene gir at kapasiteten for samtidig skjærkraft og aksialtrykk er $V_{cd} = 152$ kN. En ser at kapasiteten selv med det gunstige bidraget fra forspenningen ikke er nok for å kunne ta opp dimensjonerende skjærkrefter nær opplegg i spennene, som eksempelvis for mellomspenn er $V_{Ed} = 296$ kN. Bjelken har dermed behov for skjærarmering.

8.4.2 Skjærstrekkapasitet med skjærarmering

Kapasiteten for konstruksjonsdeler med skjærarmering fordelt i lengderetning, antas lik summen av kapasiteten V_{cd} beregnet tidligere og et tillegg V_{sd} fra armeringen.

For skjærarmering med senteravstand s er kapasiteten V_{sd} gitt i punkt 12.3.2.4 i NS 3473 og vist i likning 8.4. Denne er redusert noe i forhold til formelen i standarden siden det er tatt med at skjærarmeringen er plassert vertikalt mot lengdeaksen.

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} A_{sv}}{s} z \quad (8.4)$$

Her kan z settes lik $0,9d$ om tverrsnittet har en trykksone, noe som er tilfelle for betraktet snitt. Ved strekk over hele tverrsnittet brukes avstanden h' mellom medregnede lengdearmeringsgrupper i over- og underkant.

Ved beregning blir kapasiteten til skjærarmingen $V_{sd} = 136$ kN for mellomspenn. Utnyttelsen for dette spennet blir dermed som i likning 8.5 der kapasiteten er summen av V_{cd} og V_{sd} .

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{cd} + V_{sd}} = \frac{296}{152 + 136} = 1,03 \quad (8.5)$$

Dette betyr altså at skjærkapasiteten er overskridet i mellomspenn. Dette diskuteres nærmere mot slutten av kapittelet sammen med utnyttelser i de andre spennene.

8.4.3 Skjærtrykkapasitet

Kapasiteten for trykkbrudd i betongen regnes som likning 8.6 viser etter punkt 12.3.2.5 I NS 3473. I denne varianten er det tatt høyde for vertikal skjærarmoring, som gir $\alpha = 90^\circ$.

$$V_{ccd} = 0,3f_{cd}b_wz \quad (8.6)$$

Trykkfastheten f_{cd} for betongen i NIB-bjelken er 24,5 MPa. Sett bort fra mindre endringer i d over lengden av bjelken er det stegbredden b_w som gir det største utslaget på trykkapasiteten. I forsterket tverrsnitt er $V_{ccd} = 1684$ kN, noe som er langt høyere enn dimensjonerende skjærkrefter noe sted for samvirkebjelkene. Trykkbrudd vil altså ikke være bruddformen som forekommer her. Der stegbredden reduseres ned til normalt NIB-tverrsnitt med $b_w = 80$ mm blir kapasiteten $V_{ccd} = 449$ kN.

Ved å se på denne verdien opp mot dimensjonerende skjærkrefter i mellomspenn får man en utnyttelse som vist i likning 8.7.

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{ccd}} = \frac{296}{449} = 0,66 \quad (8.7)$$

Det viser seg at kapasiteten for trykkbrudd er tilstrekkelig også her, noe som tyder på at trykkbrudd ikke vil forekomme i konstruksjonen, siden det er i mellomspenn at de største dimensjonerende skjærkreftene oppstår. Utnyttelsen for ende- og midtspenn presenteres mot slutten av kapittelet med avsluttende kommentarer.

8.5 Skjærkapasitet i Eurokode 2

Det er alltid interessant å ha et sammenlikningsgrunnlag av ulike beregningsmetoder når man undersøker kapasiteten på eksisterende konstruksjoner. På grunn av store endringer i formelverket over tid, er det rimelig å tro at man kan oppnå mer nøyaktige resultater ved bruk av nyere standarder enn gamle. EK2 erstattet siste utgave av NS 3473 i 2011. Selv om det finnes mange likheter er flere av formlene for å beregne skjærkapasiteten svært forskjellige mellom de to standardene.

I de to påfølgende delkapitlene beregnes skjærkapasiteten først for konstruksjonsdeler uten skjærarmering. Hvis denne viser seg å være for lav i forhold til dimensjonerende skjærkrefter krever dette skjærarmering og nye formler tas i bruk for kapasitet med skjærarmering.

Effektiv tverrsnittshøyde varierer som tidligere nevnt over bjelkelengden. I kapasitetsformlene må d_{OK} tas i bruk siden strekksonen ligger i øvre del av tverrsnittet nært opplegg. Det har vært mest interessant å undersøke snitt i avstand $2d_{OK}$, siden NIB-bjelken ikke har forsterket stegbredde her.

8.5.1 Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering

Skjærkapasiteten i konstruksjonsdeler uten skjærarmering er definert i EK2, punkt 6.2.2. Tilstanden til betongen må tas hensyn til med tanke på hvilken formel som skal tas i bruk. EK2 opererer med to forskjellige kapasitetsformler avhengig av om betongen er i opprisset eller urisset tilstand. Dette kan undersøkes ved en enkel sjekk av oppredende aksialkrefter og moment. Som tidligere forutsatt neglisjeres betongens strekkfasthet og vil derfor kunne antas opprisset om deler av tverrsnittet opplever strekkspenninger.

Fra tidligere er dimensjonerende aksialkrefter fra forspenningen $N_{Ed} = 1540$ kN. Dette fører til uniformt trykk over hele tverrsnittet og aksialtrykkspenninger finnes fra likning 8.8, der $A_c = 400\,500$ mm².

$$\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 3,84 \text{ MPa} \quad (8.8)$$

Videre må spenninger over tverrsnittet fra oppredende moment fastsettes. I betraktet snitt er dimensjonerende moment $M_{Ed} = -709$ kNm. Negativt moment gir som tidligere strekk i overkant, og trykk i underkant av tverrsnittet. De høyeste strekkspenningene vil opptre i toppen av tverrsnittet. For å finne spenningene er man avhengig av tverrsnittets andre arealmoment $I_c = 3,97 \cdot 10^{10}$ mm⁴ og avstanden fra toppunkt tverrsnitt til tyngdepunkt av tverrsnitt. Denne avstanden er $z = h_{tot} - y_c = 308,3$ mm. Spenningene i toppen av tverrsnittet kan da finnes av likning 8.9, der fortegn ses bort ifra.

$$\sigma_M = \frac{M_{Ed}z}{I_c} = 5,50 \text{ MPa} \quad (8.9)$$

Som tallene viser er $\sigma_M > \sigma_N$ noe som tilsier at strekkspenningene overstiger trykkspenningene fra forspenningen. Tverrsnittet må derfor regnes som opprisset.

Skjærkapasiteten blir den minste av skjærstrekkkapasiteten $V_{Rd,c}$ og skjærtrykkkapasiteten $V_{Rd,max}$. EK2, punkt 6.2.2(1) gir formelen for å beregne skjærstrekkkapasitet. Denne er gjengitt i likning 8.10.

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp})b_w d \quad (8.10)$$

Hvor

$$\begin{aligned}
 C_{Rd,c} &= 0,18/\gamma_c = 0,12 \\
 k &= 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 \text{ med } d \text{ i mm} \\
 \rho_l &= A_{sl}/b_w d \leq 0,02 \\
 A_{sl} &\text{ er tverrsnittsarealet av strekkarmeringen} \\
 \sigma_{cp} &= N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd} \text{ i MPa, } N_{Ed} \text{ positiv for trykk}
 \end{aligned}$$

Skjærtrykkkapasiteten for konstruksjonselementer uten skjærarmering er definert i EK2, punkt 6.2.2(6) og skal sammenliknes med skjærkraft uten reduksjon for oppleggssone. Denne fremkommer av likning 8.11.

$$V_{Rd,max} = 0,5b_w d v f_{cd} \quad (8.11)$$

Hvor

$$v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250), \text{ med } f_{ck} \text{ i MPa}$$

Fullstendige beregninger av kapasitetene finnes i appendiks C.5.1. Skjærstrekkkapasiteten $V_{Rd,c} = 86,2$ kN. Sammenliknet med dimensjonerende skjær i mellomspenn $V_{Ed} = 296$ kN er det tydelig at kapasiteten er overskredet og at tverrsnittet har beregningsmessig behov for skjærarmering. Utnyttelsen i snittet er $\eta = 3,43$.

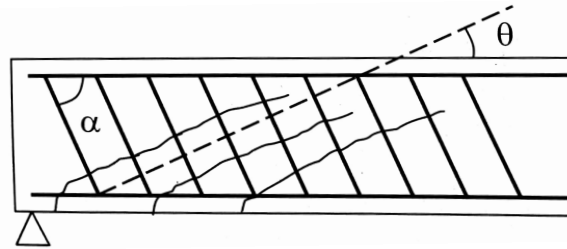
Skjærtrykkkapasiteten $V_{Rd,max} = 426$ kN viser et annet bilde. Sammenliknet med opptredende skjær er kapasiteten utnyttet 69 %. Likevel er det den minste av $V_{Rd,c}$ og $V_{Rd,max}$ som bestemmer kapasiteten og derfor er den ikke tilstrekkelig for tverrsnitt uten skjærarmering. Kontrollen for skjær uten armering utføres ikke i flere snitt.

8.5.2 Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering

I de tilfeller hvor dimensjonerende skjærkraft V_{Ed} overskrider kapasiteten $V_{Rd,c}$ må konstruksjonselementet skjærarmeres. Ifølge EK2, 6.2.3(1) skal dimensjonering av konstruksjonsdeler med skjærarmering være basert på en fagverksmodell som eksempelvis fremkommer av figur 8.4.

Figuren viser betongtrykkdiagonaler som danner en vinkel θ med bjelkeakse, strekkstaver i skjærarmeringsretningen α med bjelkeaksen og strekk- og trykksone som henholdsvis strekk- og trykkgurt (Sørensen, 2013). EK2, 6.2.3(3) gir skjærkapasiteten som den minste verdien av skjærstrekkkapasiteten $V_{Rd,s}$ og skjærtrykkkapasiteten $V_{Rd,max}$.

Formelen for skjærstrekkkapasitet baserer seg på at betongen ikke bidrar noe til kapasiteten og at skjærarmeringen må ta hele skjærkraften. Med vertikale skjærbøyler gir dette at vinkelen $\alpha = 90^\circ$ slik at skjærstrekkkapasiteten fremkommer av likning 8.12.



Figur 8.4: Antatt indre fagverksmodell for skjærdimensjonering (Sørensen, 2013).

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (8.12)$$

Hvor

- A_{sw} er skjærarmeringens tverrsnittsareal
- s er senteravstanden mellom bøyene
- z er innvendig momentarm, der $z = 0,9d$
- f_{ywd} er skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense

Helningen på betongtrykkdiagonalene θ kan ifølge det nasjonale tillegget i EK2 velges innenfor et intervall på $21,8^\circ$ og 45° , noe som svarer til at $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$. Dette gjør det mulig å utnytte skjærarmeringen bedre ved å anta at skrårissene oppstår med en lavere vinkel. Håndbok N400 begrenser verdien for $\cot \theta$ til 2,0, dersom det ikke gjøres kontroll av rissvidder i steget etter EK2, punkt 7.3.4 (Statens vegvesen, 2015).

Skjærtrykkkapasiteten er gjengitt i likning 8.13 slik den er definert i EK2.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (8.13)$$

Hvor

- α_{cw} er en koeffisient som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten, bestemt av NA.6.2.3(3)
- v_1 er en fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset på grunn av skjærkraft, bestemt av NA.6.2.3(3)

Faktoren α_{cw} tar hensyn til gunstige effekter fra forspenning, og blir gitt en verdi ut fra hvor stor trykkspenningene fra forspenningen σ_{cp} er i forhold til dimensjonerende trykkfasthet f_{cd} . Rissvinkelen θ må velges lik som for skjærstrekkkapasiteten. Fra formelen ser man at skjærtrykkkapasiteten synker med økende θ .

For å utnytte skjærarmeringen mest mulig brukes den høyeste verdien for $\cot \theta = 2,0$ i beregningene, i tråd med håndbok N400 (Statens vegvesen, 2015). Beregningene viser at skjærstrekk-

pasiteten i mellomspenn $V_{Rd,s} = 297$ kN. Sammenliknet med dimensjonerende skjærkraft i snittet $V_{Ed} = 296$ kN får man utnyttelse som gitt i likning 8.14.

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{296}{297} = 0,997 \quad (8.14)$$

Kapasiteten er dermed så godt som fullt utnyttet. Dette og kapasitetene i resterende spenn diskuteres nærmere mot slutten av kapitlet.

Skjærtrykkapasiteten i spennene avhenger veldig av hvor man undersøker den. I det forsterkede tverrsnittet med en stegbredde b_w på 300 mm blir kapasiteten så høy som $V_{Rd,max} = 1266$ kN, noe som er vesentlig høyere enn opptredende skjærkrefter, og som betyr at knusing av betongen ikke vil forekomme her. Undersøkes samme snitt som for skjærstrekkapasiteten der stegbredden $b_w = 80$ mm blir kapasiteten $V_{Rd,max} = 344$ kN og sammenliknet med opptredende skjærkraft blir utnyttelsen i eksempelvis mellomspenn mye høyere som vist i likning 8.15.

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = \frac{296}{344} = 0,86 \quad (8.15)$$

Utnyttelsen er høy, men det er resterende kapasitet igjen mot trykkbrudd, så dette vil antakelig ikke forekomme som bruddform i konstruksjonen. Kapasiteter for de andre spennene presenteres mot slutten av kapitlet sammen med utnyttelser.

8.6 Forankringskapasitet

I de tidligere kapitlene er skjærstrekk- og skjærtrykkapasitet beregnet. Som introdusert i delkapittel 8.2 er forankringsbrudd en tredje bruddform som bør kontrolleres for. Både NS 3473 og EK2 har hver sin måte å gjøre dette på.

Skrårisdanning fører til en økning av strekkraften i lengdearmingen som beskrevet i delkapittel 8.2.3. Dette skjer fordi den vertikale skjærarmingen kun klarer å ta den vertikale komponenten av spenningene som fører til skrårisset (Lenschow, 1979). Denne tilleggstrekkraften S_{Ed} kan uttrykkes som i likning 8.16, hentet fra EK2, punkt 6.2.3(7). Dimensjonerende skjærkraft V_{Ed} hentes fra verste påkjente snitt. Rissvinkelen velges slik at verdien av $\cot \theta = 2,0$.

$$S_{Ed} = \frac{1}{2} V_{Ed} \cot \theta = 296 \text{ kN} \quad (8.16)$$

Forankringskapasiteten F_{sp} må være større enn denne for å slippe horisontal bøylearmring. Standardene avhenger av tilgjengelig forankringslengde. På Kyllingstad bru er det ikke mer informasjon om opplegg enn at bjelkene hviler på riglene over en lengde $l_x = 350$ mm. Denne avstanden kombineres sammen med overføringslengde og spennkraft for å få ut kapasiteten. I de påfølgende delkapitlene beregnes forankringskapasitetene etter NS 3473 og EK2.

8.6.1 Forankringskapasitet NS 3473

For å kunne beregne forankringskapasiteten må denne kombineres sammen med overføringslengde l_{bp} . Denne er igjen avhengig av heftfastheten f_{bd} til betongen, samt andre parametre. Likning 8.17 viser uttrykket for heftfastheten f_{bd} etter punkt 12.8.5 for spenntau.

$$f_{bd} = k_1 k_2 f_{td} \left(\frac{1}{3} + \frac{2c}{3\phi} \right) \leq 2k_1 f_{td} \quad (8.17)$$

Hvor

- k_1 er en faktor avhengig av type armering, $k_1 = 1,2$ for spenntau
- c er avhengig av overdekningen og senteravstanden til spenntauene
- ϕ er den forankrede armeringens diameter
- k_2 er en faktor som er avhengig av c og ϕ

Overføringslengden kan da beregnes fra uttrykket i likning 8.18.

$$l_{bp} = \alpha\phi + \frac{\beta\sigma_p\phi}{f_{bc}} \quad (8.18)$$

Hvor

- α og β er faktorer som er avhengig av avspenningen i armeringen,
 $\alpha = 5$ og $\beta = 0,17$ for rask avspenning og spenntau
- σ_p er stålspenningen fra oppspenningen

Til slutt kan forankringskapasiteten beregnes ved hjelp av forspenningskraften. Det antas at det kun er de 20 spenntauene i underkant av NIB-bjelken som er virksomme, noe som gir en forspenningskraft $F'_{p0} = 1076$ kN. Forankringskapasiteten fremkommer av likning 8.19.

$$F_{sp} = \frac{l_x}{l_{bp}} \cdot F'_{p0} = 529 \text{ kN} \quad (8.19)$$

Fullstendige beregninger finnes i appendiks C.4.5. Sammenliknes kapasiteten med tilleggstrekkraften S_{Ed} får man følgende utnyttelse som gitt i likning 8.20.

$$\eta = \frac{S_{Ed}}{F_{sp}} = \frac{296}{529} = 0,56 \quad (8.20)$$

Utformingen av opplegget bør undersøkes nøyere ved en befaring for å avgjøre om forutsetningene lagt for tilgjengelig forankringslengde er riktig. Av utnyttelsen på 56 % er det likevel mer enn nok kapasitet i henhold til NS 3473.

8.6.2 Forankringskapasitet EK2

I likhet med NS 3473 så er det behov for å vite overføringslengde og heftfasthet for å regne forankringskapasitet etter EK2. Heftspenning f_{bpt} som den omtales som i EK2 fremkommer av likning 8.21.

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_2 f_{ctd}(t) \quad (8.21)$$

Hvor

η_{p1}	er en faktor som tar hensyn til typen spennkabel, $\eta_{p1} = 3,2$ for spenntau
η_1	er en faktor som tar hensyn til heftforholdene ved avspenningen, antar konservativt 0,7 for dårlig heft
$f_{ctd}(t)$	er dimensjonerende verdi for strekkfasthet på avspenningstidspunktet

Overføringslengden kan da beregnes fra uttrykket i likning 8.22.

$$l_{pt} = \frac{\alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0}}{f_{bpt}} \quad (8.22)$$

Hvor

α_1	er en faktor som tar hensyn til hvordan avspenningen ble utført, antar konservativt $\alpha_1 = 1,25$ for plutselig avspenning
α_2	er en faktor som tar hensyn til typen spennkabel, $\alpha_2 = 0,19$ for spenntau
σ_{pm0}	er spenningen i kablet rett etter avspenning

EK2 opererer med en dimensjonerende verdi av overføringslengden l_{pt2} som må brukes i kapasitetskontrollen. Denne fremkommer av likning 8.23.

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt} \quad (8.23)$$

Tilsvarende som i NS 3473 finnes nå forankringskapasiteten ved å kombinere dimensjonerende overføringslengde med forspenningskraften $F'_{p0} = 1076$ kN i likning 8.24.

$$F_{sp} = \frac{l_x}{l_{pt2}} \cdot F'_{p0} = 535 \text{ kN} \quad (8.24)$$

Utrekninger finnes i appendiks C.5.3. Utnyttelsen av forankringskapasiteten er gitt av likning 8.25.

$$\eta = \frac{S_{Ed}}{F_{sp}} = \frac{296}{535} = 0,55 \quad (8.25)$$

Sammenliknet med NS 3473 er kapasiteten vesentlig mer utnyttet i EK2 med 89 %. Forskjellen skyldes overføringslengde som i EK2 gis en dimensjonerende verdi som er høyere enn verdien i NS 3473. Likevel er det mer kapasitet igjen, slik at det ikke er behov for horisontal bøylearmering i forankringssonen.

8.7 Skjærkrefter i støpeskjøt

I beregningene i denne oppgaven forutsettes det at det er full heft mellom NIB-bjelker og brudekke, slik at de to konstruksjonselementene sammen sørger for samvirke. For å undersøke om opprettede skjærspenninger overskrider kapasiteten brukes formler fra standarden EK2.

I opprisset tilstand forutsettes det at skjærspenningene som opptrer mellom strekksonen og nøytralaksen er konstant og avtagende som en parabel i trykksonen. Ifølge Sørensen (2013) kan største skjærspenning uttrykkes som i likning 8.26.

$$\tau_{max} = \frac{V_{Ed}}{b_i z} \quad (8.26)$$

Der b_i er bredden på støpeskjøt og z er det sammensatte tverrsnittets indre momentarm. Ved å støpe brudekke oppå prefabrikerte NIB-bjelker får man en støpeskjøt med to forskjellige betongtyper støpt på forskjellige tidspunkt. Det er viktig at denne skjøten kan stå imot skjærspenninger fordi samvirketverrsnittet har vesentlig større andre arealmoment og effektiv tverrsnittstykkelse som øker bæreevnen enn NIB-bjelke alene. I følgende delkapittel beregnes skjærkapasiteten i støpeskjøten.

8.7.1 Skjærkapasitet i støpeskjøt

Skjærkapasiteten i en støpeskjøt er hovedsakelig avhengig av friksjon og mengden skjærarmering over kontaktflaten i formelen fra EK2, punkt 6.5.2(1). Kapasitetsformelen er vist i likning 8.27.

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \rho f_{yd} \mu \leq 0,5 v f_{cd} \quad (8.27)$$

Hvor

c og μ	er faktorer som avhenger av støpeskjøtens ruhet
f_{ctd}	er er betongens dimensjonerende strekkfasthet
ρ	= A_s / A_i
A_s	er armeringsarealet som krysser støpeskjøt, medregnet ordinær skjærarmering
A_i	er arealet av støpeskjøten

Kapasitetsformelen i likning 8.27 er noe forkortet på grunn av bortfallende ledd. Dette skyldes at normalspenningen på støpeskjøten $\sigma_n = 0$ og skjærarmeringen står vinkelrett på støpeskjøten, $\alpha = 90^\circ$. Den øvre grensen er relatert til skjærtrykkkapasitet.

Faktorene c og μ må fastsettes etter punkt 6.2.5(2) i EK2. Her karakteriseres overflaten som utgjør støpeskjøten med tanke på ruhet. Flatene kan karakteriseres fra svært glatte til fortannet. Armeringstegningen fra Norsk Spennbetong fra figur 5.2 presiserer at overflaten er ru, noe som fører til at $c = 0,4$ og $\mu = 0,7$. Overflaten av NIB-bjelken er også markert med to utsparinger 50 mm brede langs bjelkelengden, noe som fører til at støpeskjøtens bredde $b_i = 400$ mm. Angående betongfasthet brukes verdiene i brudekket som er lavere enn for NIB-bjelken for å få et konservativt anslag.

Kontrollen i denne oppgaven innebærer to snitt, der begge er i en avstand $2d$ fra opplegg, slik at man ikke inkluderer det forsterkede tverrsnittet av NIB-bjelken. Fullstendige beregninger finnes i appendiks C.5.4.

Første kontroll gjøres i endespenn, der dimensjonerende skjærkraft $V_{Ed} = 239$ kN. Opptredende skjærspenninger beregnes da til å være $v_{Edi} = 0,78$ MPa. Kapasiteten blir ifølge beregningene $v_{Rdi} = 1,06$ MPa. Utnyttelsen blir dermed som gitt i likning 8.28.

$$\eta = \frac{v_{Edi}}{v_{Rdi}} = \frac{0,78}{1,06} = 0,74 \quad (8.28)$$

Neste tilfelle gjelder i mellomspenn, der dimensjonerende skjærkraft $V_{Ed} = 296$ kN, noe som gir opptredende skjærspenninger $v_{Edi} = 0,97$ MPa. Sammenliknet med kapasiteten $v_{Rdi} = 1,18$ MPa, blir utnyttelsen som vist i likning 8.29.

$$\eta = \frac{v_{Edi}}{v_{Rdi}} = \frac{0,97}{1,18} = 0,82 \quad (8.29)$$

Av begge tilfellene over ser man at kapasiteten er tilstrekkelig. Som nevnt i innledningen er det armeringen som står for det største bidraget til kapasiteten i støpeskjøten, og her utgjør den rundt to tredjedeler.

8.8 Avsluttende kommentarer angående skjærkapasitet

I foregående delkapitler er skjærkapasiteten beregnet for flere ulike bruddformer etter både NS 3473 og EK2. Kontroll for skjærstrekkkapasitet, skjærtrykkkapasitet, forankringskapasitet og en kontroll av skjærkreftene i støpeskjøten mellom NIB-bjelke og brudekket er utført. Kontrollene er utført i de tre forskjellige type spennene som forekommer på Kyllingstad bru, kalt ende-, mellom- og midtspenn. Selv om de største dimensjonerende skjærkreftene oppstår i mellomspennet, har det vært interessant å undersøke kapasiteten spesifikt i endespenn der det store skrårisset har oppstått i ytre NIB-bjelke i akse 5/6.

Tabell 8.1: Utnyttelsesgrader for skjærkapasitet i endespenn.

Bruddform	Utnyttelsesgrad, η	
	NS 3473	EK2
Skjærstrekkkapasitet	0,85	0,85
Skjærtrykkkapasitet	0,53	0,69
Forankringskapasitet	0,45	0,45
Skjærkapasitet i støpeskjøt	-	0,74

Tabell 8.1 viser en oppsummering av utnyttelsesgrader for endespenn på 14 meter. Det bemerkes at kapasiteten er godt utnyttet for skjærstrekk etter begge standardene, men at man er på den sikre siden når det gjelder alle bruddformer.

Tabell 8.2: Utnyttelsesgrader for skjærkapasitet i mellomspenn.

Bruddform	Utnyttelsesgrad, η	
	NS 3473	EK2
Skjærstrekkkapasitet	1,03	1,00
Skjærtrykkkapasitet	0,66	0,86
Forankringskapasitet	0,56	0,55
Skjærkapasitet i støpeskjøt	-	0,82

Videre viser tabell 8.2 resultatene fra sammenlikning av dimensjonerende laster og skjærkapasiteter i mellomspenn der spennlengden er 18 meter. Det er valgt å ikke ta med en egen tabell for kapasiteter i midtfelt, fordi den er nesten tilsvarende mellomfelt når det gjelder skjærkapasitet.

Forskjell i skjærtrykkkapasitet mellom de to standardene skyldes antakelig at EK2 inkluderer helningsvinkelen på betongtrykkdiagonalene θ i kapasitetsformelen. For å få høyest mulig skjærstrekkkapasitet $V_{Rd,s}$ velges denne så stor som mulig, men dette vil til gjengjeld redusere skjærtrykkkapasiteten $V_{Rd,max}$. Formlene i forenklet metode forutsetter helningsvinkel lik 45° , slik at skjærtrykk i NS 3473 blir høyere.

Angående forankringskapasitet viser begge standardene at kapasiteten er tilstrekkelig høy. Det er dermed ikke nødvendig med ekstra horisontal bøylearming for å ta opp tilleggstrekkraft fra skjær.

Beregning av skjærkapasiteten i støpeskjøt etter EK2 viser at kapasiteten er godt utnyttet, men at det fortsatt er mer å gå på. EK2 tillater å regne med ordinær skjærarming som krysser støpeskjøten, noe som øker kapasiteten ytterligere. Korrosjon av skjøtbøyer diskuteres nærmere i kapittel 11.

Når det gjelder skjærstrekkkapasitet er denne overskredet etter NS 3473 og fullt utnyttet ifølge EK2. Dette betyr at brua er underdimensjonert i aktuelt snitt og dette vil medføre problemer om

det dimensjonerende lasttilfellet oppstår. På grunn av skjærbruddformenes natur vil konstruksjonen gi lite forvarsel før brudd inntreffer.

Likheten mellom skjærstrekkkapasiteten beregnet etter NS 3473 og EK2 er verdt å merke seg. Beregningen etter NS 3473 er basert på forenklet metode. Her inkluderes bidraget fra betongen som også får en positiv effekt av å ha aksialtrykk fra forspenning. Armeringsbidraget V_{sd} summeres sammen med dette.

Beregningene i EK2 baserer seg på fagverksmetode der skjærkreftene bæres av skjærarmeringen alene, uten bidrag fra betongen. Til tross for at EK2 stiller strenge krav er altså kapasiteten utnyttet omtrent likt i begge standarder. Dette skyldes at formelverket i NS 3473 forutsetter helning på betongtrykkdiagonalene $\theta = 45^\circ$, mens EK2 tillater å tilpasse denne vinkelen for å bedre utnytte armeringen ved at skråriss krysser flere skjærbøyer. I beregningene er θ valgt lik 26.6° som er begrensingen håndbok N400 setter (Statens vegvesen, 2015).

Punkt 12.3.3 i NS 3473 presenterer også en fagverksmetode. Denne likner i stor grad på formelene i EK2. Angående helningsvinkelen må denne i konstruksjonselementer uten aksialtrykk befinne seg i intervallet $25^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$. Ved aksialtrykk kan denne antas mindre enn 25° , men ikke mindre enn den vinkelen som svarer til hovedtrykkretningen beregnet for urisset betong. Antas en helningsvinkel ned mot 21.8° som er begrensningen i EK2 vil kapasiteten etter NS 3473 i mellomspenn være $V_{sd} = 341$ kN, slik at kapasiteten dermed er tilstrekkelig. Brukes begrensningen satt av håndbok N400, vil denne reduseres ned til $V_{sd} = 273$ kN og man kommer da enda verre ut enn for forenklet metode der betongen bidro.

Som nevnt i kapittel 2 ble det etter samtale med veileder fra Statens vegvesen besluttet å ta i bruk siste utgave av NS 3473. Viser det seg at kapasiteten ikke er tilstrekkelig, som er tilfellet for skjærstrekk i mellomspenn her, prøves det gjerne med formler fra eldre utgaver av NS 3473. Dette kan medføre at kapasiteten blir tilstrekkelig, men er ikke utført i denne oppgaven.

For å forenkle modelleringen av brua ble det tatt en beslutning om å gi samtlige åtte samvirkebjelker lik effektiv bredde på 1,15 meter. Dette er også bakgrunnen for å beregne kapasiteten. For de ytre samvirkebjelkene kan dette bli for konservativt, siden virkelig indre momentarm z sannsynligvis er noe større. Dette har med å gjøre at armering i kantdrageren er plassert lenger unna underkant av tverrsnittet og vil dermed gi en større effektiv tverrsnittshøyde etter likning 8.1 fra delkapittel 8.3.

Beregningene for ny effektiv tverrsnittshøyde i appendiks C.1 gir $d_{OK} = 936,2$ mm noe som er 10 % høyere enn for de andre samvirkebjelkene uten kantdrager. Beregninger med ny d_{OK} viser at skjærstrekkkapasiteten nå gir utnyttelser som vist i likning 8.30 og 8.31 for henholdsvis NS 3473 og EK2.

$$\eta_{NS} = \frac{V_{Ed}}{V_{cd} + V_{sd}} = \frac{296}{303} = 0,98 \quad (8.30)$$

$$\eta_{EK2} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{296}{327} = 0,91 \quad (8.31)$$

Disse verdiene av utnyttelsen er antakelig nærmere virkeligheten enn for konservativt modellert tilfelle. Nok en gang vises det av resultatene at EK2 gir mulighet for å bedre utnytte skjærarmingen. Uansett er utnyttelsesgraden høy i ukorroderet tilstand beregnet etter begge standarder. Dette betyr at opptredende dimensjonerende lasttilfelle kan være svært kritisk. Det er i tillegg observert synlig korrosjon på bøylearmring i flere NIB-bjelker, og hvis dette får utvikle seg i undersøkt snitt er det ikke sikkert kapasiteten for brudd er tilstrekkelig.

Med lasttilfelle det er dimensjonert for her, der trafikklasten er plassert ut mot siden vil ytre samvirkebjelke bli kritisk med bakgrunn i at denne også tar mesteparten av egenlast fra kantdrager. Det er viktig å presisere at plasseringen i tverretning er gjort på en forenklet måte, slik at det er fullt mulig det finnes ugunstigere plasseringer for de indre samvirkebjelkene. Andre laster, eksempelvis vind, kan føre til mer kritiske lastkombinasjoner i andre snitt på brua. Hvordan korrosjon påvirker kapasiteten diskuteres nærmere i kapittel 11.

Kapittel 9

Momentkapasitet

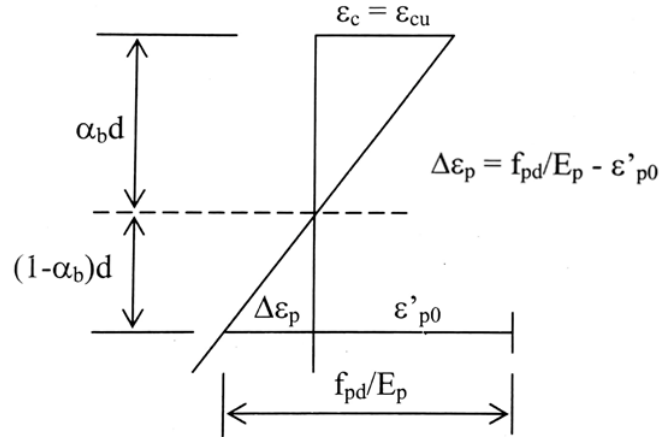
I dette kapitlet vil dimensjonerende laster fra kapittel 7 kontrolleres opp mot momentkapasiteten i samvirkebjelkene både i felt og ved støtte. Momentkapasiteten blir beregnet etter likevektsbetraktninger hvor armeringen på strekksiden går til flytning samtidig som betongen i trykksonen knuses. Verdier som brukes baserer seg på NS 3473. Valg som er tatt i beregningene diskuteres mot slutten av kapitlet sammen med utnyttelsesgrader. Fullstendige beregninger av momentkapasitetene finnes i appendiks C.6.

9.1 Beregningsgrunnlag

Kapasitetene blir også her kun utført i bruddgrensetilstand. Det er viktig å ta i bruk et entydig bruddkriterium, der dette oppnås ved å se på tøyninger. Idealisererte dimensjonerende verdier i arbeidsdiagram for tøyninger i både armering og betong sørger for at kun en spenningsverdi svarer til en vilkårlig tøyning (Sørensen, 2013). Som nevnt i innledningen til kapitlet brukes flytning av armering i strekksonen og bruddtøyning for betong i trykksonen. I felt skjer dette for flytning i spennarmeringen i underkant av tverrsnittet, mens ved støtte er slakkarmeringen i brudekket gjeldende. Spennkreftene betraktes som indre motstand i begge tilfeller, noe som gir føringer for beregningsmetode. Videre forutsettes full heft mellom betong og armering, samt at betongens strekkfasthet neglisjeres.

For å avgjøre om aktuelt spennarmeringstverrsnitt gir elastisk eller flytetøyning i spennarmeringen defineres en balansert armeringsmengde for tverrsnittet. Først må balansert trykksonehøydefaktor α_b bestemmes av likning 9.1. Figur 9.1 fremstiller tøyningstilstanden ved brudd for det balanserte spennarmeringstverrsnittet.

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\Delta\epsilon_p + \epsilon_{cu}} = \frac{\epsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_{p0} + \epsilon_{cu}} \quad (9.1)$$



Figur 9.1: Tøyninger ved brudd for balansert spennarmeringstverrsnitt (Sørensen, 2013).

Her er $\epsilon_{cu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$ maksimal trykktøyning i betongen og ϵ'_{p0} er effektiv tøyningdifferanse som tar høyde for låsetap, kryp, svinn og relaksasjon. Tapsfaktoren $\gamma_t = 0,85$ brukes også her. Videre kan det balanserte spennarmeringsarealet bestemmes av likning 9.2.

$$A_{pb} = 0,8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d \quad (9.2)$$

Virkelig armeringstverrsnitt i samvirkebjelken sammenliknes deretter med den balanserte spennarmeringsmengden. Hvis $A_p < A_{pb}$ karakteriseres tverrsnittet som underarmert, og gir dermed en virkelig trykksonehøydefaktor som definert i likning 9.3.

$$\alpha = \frac{f_{pd} A_p}{0,8 f_{cd} b d} \quad (9.3)$$

Ved støtte blir kontrollen av balansert trykksonehøydefaktor som for vanlig slakkarmert betong. Tøyningstilstandene ved brudd blir nesten som for spennarmert tverrsnitt, der forskjellen er at flytetøyningen ϵ_{sd} for slakkarmering brukes fremfor $\Delta\epsilon_p$. Balansert trykksonehøydefaktor er vist i likning 9.4.

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{sd} + \epsilon_{cu}} \quad (9.4)$$

Dermed kan balansert slakkarmert tverrsnitt bestemmes av likning 9.5.

$$A_{sb} = 0,8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d \quad (9.5)$$

Effektiv del av virkelig slakkarmering sammenliknes med balansert mengde, og hvis $A_s < A_{sb}$ er tverrsnittet også her underarmert. Virkelig trykksonehøydefaktor for det slakkarmerte tverrsnittet bestemmes deretter av likning 9.6.

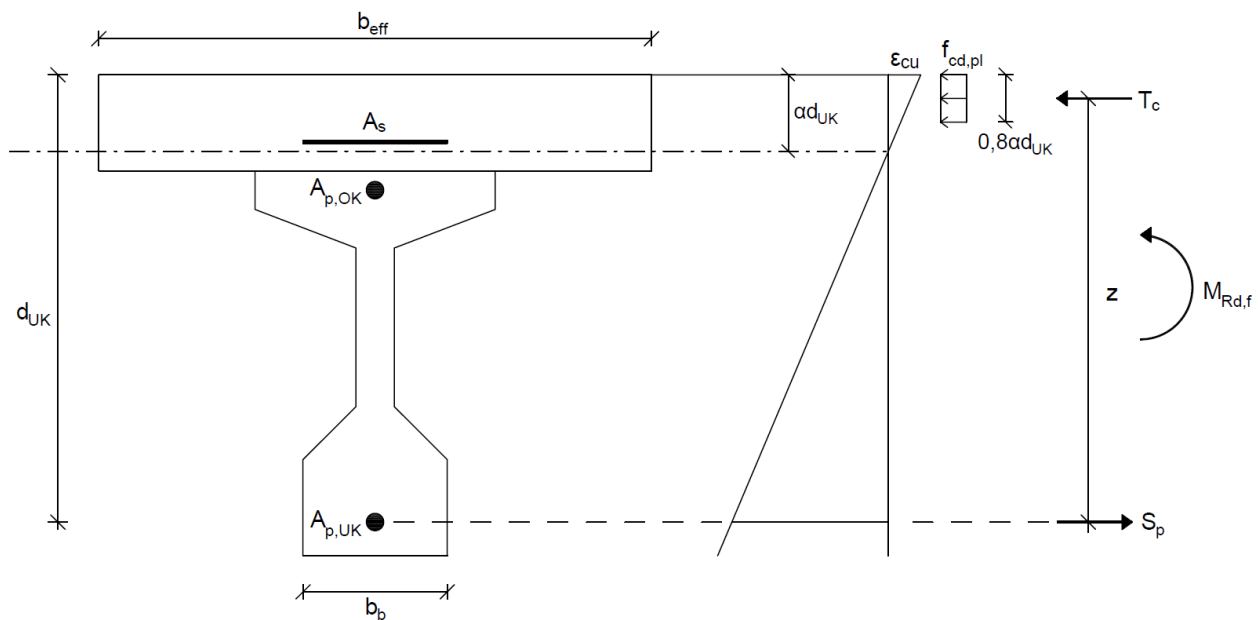
$$\alpha = \frac{f_{sd} A_s}{0,8 f_{cd} b d} \quad (9.6)$$

Betongtrykksjonens momentkapasitet M_{Rd} finnes til slutt ved å sette aktuell trykksonehøydefaktor α inn i likning 9.7. Uttrykket viser momentlikevekt om armeringstygdepunktet, der T_c er trykkresultanten for betongen i trykksonen og z er indre momentarm.

$$M_{Rd} = T_c \cdot z = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha) f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \quad (9.7)$$

9.2 Kapasitet i felt

Trykksonehøydefaktoren som bestemmes av likning 9.3 er liten i felt på grunn av den store effektive bredden fra brudekket. Dette fører videre til at trykksonehøyden blir liten, og armeringstøyingene i underkant blir store. Bidrag fra armering i påstøp neglisjeres.



Figur 9.2: Tøyningstilstand i felt.

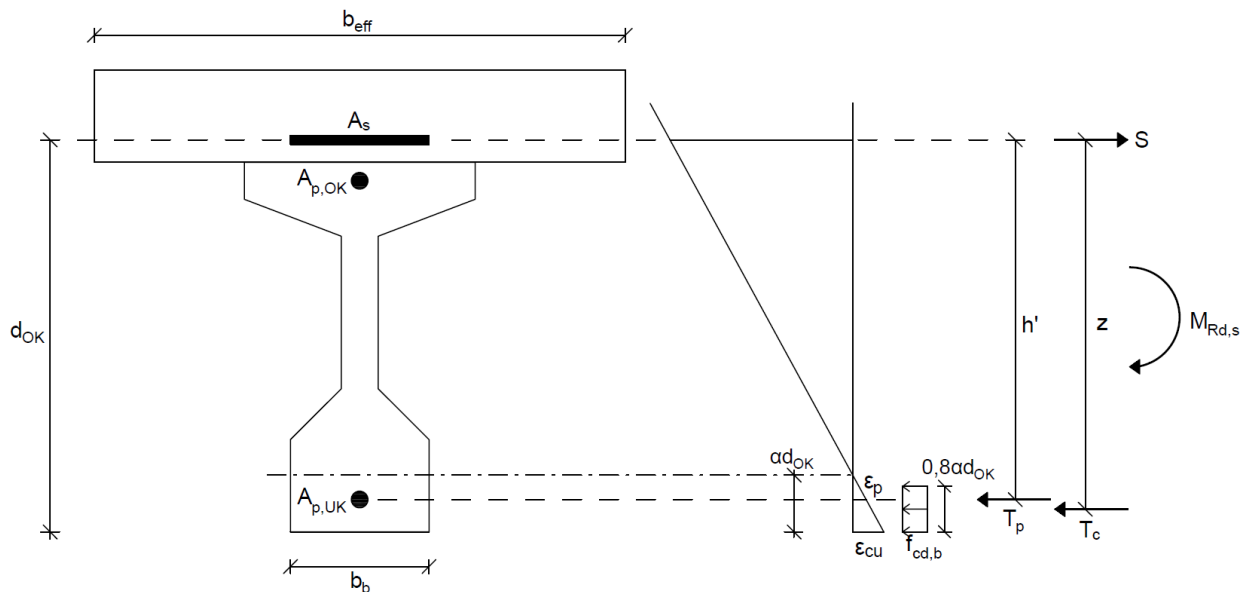
Figur 9.2 viser tøyningstilstanden som oppstår i felt. Brudekke som trykksone er ikke fullt utnyttet, så kapasiteten blir beregnet som for en rektangulær bjelke med bredde b_{eff} . Brudekkes dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd,pl} = 12$ MPa brukes i kapasitetsformelen sammen med effektiv tverrsnittshøyde $d_{UK} = 930$ mm. Fullstendige beregninger finnes i appendiks C.6.1. Resulterende momentkapasitet for samvirketverrsnittet i felt $M_{Rd,f}$ er gitt av likning 9.8.

$$M_{Rd,f} = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha) f_{cd,pl} \cdot b_{eff} \cdot d_{UK}^2 = 1521 \text{ kNm} \quad (9.8)$$

9.3 Kapasitet ved støtte

Ved støtte bestemmes trykksonehøyden fra flyt av armeringen i brudekket. Beregningene viser at den havner i den rektangulære delen av bunnflensen til samvirketverrsnittet. Det antas at spennarmeringen i underkant virker som trykkarmering og gir et bidrag til momentkapasiteten. Trykkresultanten T_p i spennarmeringen virker i tyngdepunktet til de 20 spenntauene som ligger i bunnflensen. Siden spennarmeringen ikke har flytetøyning i dette tilfellet må den beregnes ved hjelp av α , effektiv tverrsnittshøyde $d_{OK} = 848,6$ mm og tyngdepunktet $y_{p,UK} = 70$ mm gitt av likning 9.9.

$$\varepsilon_{p,UK} = \frac{\alpha \cdot d_{OK} - y_{p,UK}}{\alpha \cdot d_{OK}} \cdot \varepsilon_{cu} \quad (9.9)$$



Figur 9.3: Tøyningstilstand ved støtte.

Figur 9.3 viser tøyningstilstanden som oppstår ved støtte. Trykksonen ligger i den rektangulære delen av bunnflens i underkant av samvirketverrsnittet. I dette tilfellet brukes dermed NIB-bjelkens dimensjonerende trykkfasthet $f_{cd,b} = 24,5$ MPa. Den effektive tverrsnittshøyden d_{OK} som brukes er gjeldende i en avstand opptil 2,5 meter fra oppleggskant.

I kapasitetsformelen for moment kommer som nevnt et tillegg fra spennarmeringen i underkant som virker som trykkarmering. Momentarmen til resultanten T_p er avstanden mellom strekk- og trykkarmeringens tyngdepunkt $h' = 778,6$ mm. Utfyllende beregninger finnes i appendiks C.6.2. Endelig momentkapasitet over støtte er dermed gitt av likning 9.10.

$$M_{Rd,s} = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha)f_{cd,b} \cdot b_b \cdot d_{OK}^2 + \varepsilon_{p,UK} \cdot E_p \cdot A_{p,UK} \cdot h' = 905 \text{ kNm} \quad (9.10)$$

9.4 Avsluttende kommentarer angående momentkapasitet

I de siste to delkapitlene er momentkapasiteten beregnet midt i felt og ved støtter. Tegningsgrunnlaget viser at lengdearmeringen i alle spenn er like, og derfor vil disse to kapasitetsberegningene gjelde for støtter og midtveis i felt for alle spenn uavhengig av lengde. Lastene som kontrolleres opp mot er hentet fra kapittel 7.

For støtter får man den ugunstigste lastvirkningen før langtidseffektene fra omlagring og tvangsmoment inntreffer, fordi dette er med på å flytte moment fra støtte til felt. Videre utgjør forskjellen i disse langtidseffektene lite fra dagens situasjon etter 51 år til 100 år som er dimensjonerende brukstid. Det er valgt å sammenlikne kun dagens situasjon med momentkapasitetene i felt og ved støtte.

Tabell 9.1 gir utnyttelsesgrader midtveis i felt og ved kritiske støtte for de ulike spennene. Resultatene viser at momentkapasiteten er tilstrekkelig i alle spenn. Tilnærmet lik utnyttelse for støttemoment i de ulike spennene skyldes at samme lastplassering for trafikk i lengderetning var dimensjonerende. Relativt like utnyttelser for feltmoment i mellom- og midtspenn skyldes at vogntoglast og aksellast er plassert på lik måte i de to spennene for de ugunstigste lastkombinasjonene fra kapittel 7. Endespennet er kortere enn selve vogntoglasten slik at nabospennet tar noe av denne, men aksellasten midt i endespennet gir ugunstigste lasttilfelle. Med tanke på at endespennene er kortere enn de andre, er det å forvente at utnyttelsen er lavere med tanke på de laster som er påført konstruksjonen i denne kontrollen.

Tabell 9.1: Utnyttelsesgrader for skjærkapasitet i mellomspenn.

Momentkapasitet	Utnyttelsesgrad, η		
	Endespenn	Mellomspenn	Midtspenn
Midtveis i felt	0,53	0,72	0,73
Ved støtte	0,77	0,78	0,78

På samme måte som nevnt avslutningsvis om skjærkapasiteten kan det være noe konservativt å bruke samme samvirketverrsnitt for ytterbjelkene som indre bjelker fordi indre momentarm z kan beregnes noe større. Momentkapasiteten ved støtte kan derfor antas å være noe høyere enn beregnet tidligere i dette kapitlet. Med tanke på at kapasiteten ikke er mer utnyttet enn den er ses dette bort ifra i denne oppgaven, siden det er til den sikre siden.

Det er ikke gjennomført kontroll av oppspenningstilstanden til NIB-bjelkene i denne oppgaven. Dette er vanligvis aktuelt i perioden før bjelken skal ta nyttelast. Oppspenningen i NIB-bjelken fører til at spennarmeringen i underkant ligger i trykksonen av tverrsnittet. Prosedyren går ut på å beregne noen få punkter på tverrsnittets kapasitetskurve for samtidig opptredende moment og aksialkraft, kalt M-N-diagram (Sørensen, 2013). Oversiden av tverrsnittet vil være i strekk under oppspenningstilstanden og bør dermed ha rissfordelende armering. NIB-bjelkene

som er brukt på Kyllingstad bru har seks spenntau i overkant, noe som virker å ha vært tilstrekkelig uten at dette er undersøkt nærmere.

Hvordan fremtidig korrosjon av armering som bidrar til momentkapasiteten vil påvirke konstruksjonen diskuteres nærmere i kapittel 11.

Kapittel 10

Konsekvenser av armeringskorrosjon

Som introdusert i kapittel 3 om bestandighet er armeringskorrosjon en av de viktigste nedbrytningsmekanismene i armerte betongkonstruksjoner. Kyllingstad bru står i indre kyststrøk, noe som gjør det lite trolig at den vil oppleve skader fra kloridinitiert korrosjon på grunn av sjøvann. Klorider som stammer fra veisaltning er desto mer aktuelt med tanke på at E39 er en del av riksvegnettet som tilstrebes å være snø- og isfri gjennom hele vinteren (Statens vegvesen, 2011). I tillegg kommer armeringskorrosjon som skyldes karbonatisering. Liten overdekning for konstruksjonselementene gjør det nødvendig å undersøke hvordan armeringskorrosjon kan påvirke bæreevnen til Kyllingstad bru.

Dette kapittelet tar for seg hva som skjer med de mekaniske egenskapene i korroderte armeringsjern og hvordan oppførselen til konstruksjonen som helhet påvirkes av dette.

10.1 Mekaniske egenskaper for korrodert armeringsstål

Armeringstverrsnitt og duktilitet er to mekaniske egenskaper som endres ved korrosjon av armeringsstål og som dermed vil påvirke bæreevnen til konstruksjonen. I følgende to delkapitler forklares det nærmere hvordan korrosjon påvirker disse to egenskapene.

10.1.1 Reduksjon av armeringstverrsnitt

Armeringskorrosjon skjer på grunn av karbonatisering eller kloridinntrenging som forklart i kapittel 3. Karbonatiseringsfronten vil normalt bevege seg jevnt inn i betongen. Når den når fram til armeringsstålet og passivfilmen er tilstrekkelig ødelagt på grunn av lavere pH-verdi, vil armeringen korrodere jevnt over. Dette kalles gjerne for uniform korrosjon. Kloridinitiert korrosjon er som nevnt i samme delkapittel opphav til en mer aggressiv variant der korrosjonen foregår mer lokalt som groptæring.

Korrosjonsproduktene vil ikke bidra til å ta strekkspenninger i betongen, noe som fører til at

effektivt tverrsnittsareal av armeringen reduseres med økende korrosjon. Det kan være vanskelig å anslå mengden korrosjon som har oppstått i eksisterende konstruksjoner. I og med at volumet av korrosjonsproduktene er større enn armeringsstålet vil denne ekspansjonen føre til at betongen risser. Ifølge Stemland (2007) kan 1-2 % av tverrsnittsarealet være korrodert før første riss utvikler seg. Når dette skjer kan synlig tegn på korrosjon dukke opp på overflaten. Det er vanlig med tverrsnittsreduksjon på så mye som 5-20 % før betongen skaller av på grunn av indre trykk fra korrosjonsproduktene.

Uniform korrosjon kan måles direkte på armeringsstål som er frilagt på grunn av avskalling. Der dette ikke har skjedd er det mulig å fjerne deler av overdekningen i mindre kritiske områder for så å reparere dette etter at måling av korrosjonen er gjennomført. Tap av armeringstverrsnitt på grunn av groptæring er funnet ved eksperimenter til å være proporsjonal med roten av dybden i gropa kloridene har korrodert (Hanjari, 2010).

10.1.2 Duktilitet

Duktilitet er nødvendig i konstruksjoner for å kunne få forvarsel om at materialer nærmer seg brudd. I armerte betongkonstruksjoner får man til dette ved å bruke underarmerte tverrsnitt. På denne måten vil armeringsstålet få plastisk flytning og relativt store deformasjoner og riss kommer til syne før brudd inntreffer (Sørensen, 2013). Duktiliteten i armeringsstålet er derfor svært viktig for å kunne oppnå dette.

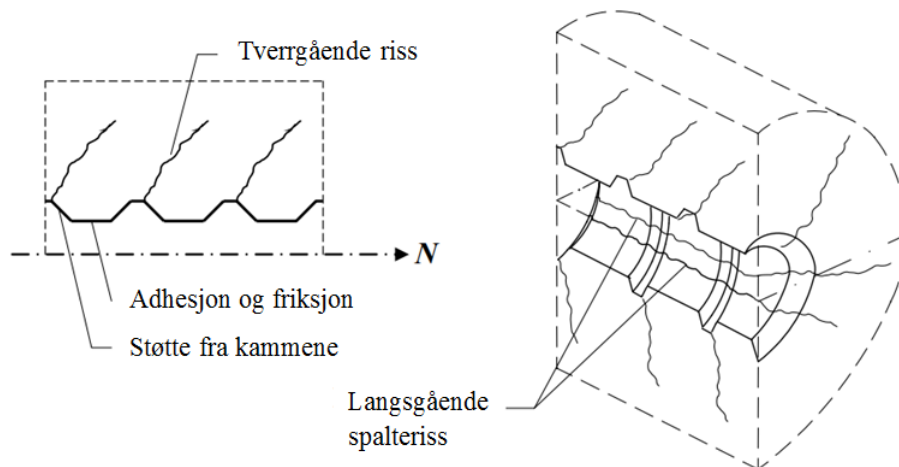
Angående materialeegenskapene til armeringen viser det seg at elastisitetsmodulen til stålet er relativt upåvirket av økende grad av korrosjon. Derimot reduseres bruddtøyningen mye, noe som betyr at armeringen blir mindre duktil for uniform korrosjon (Hanjari, 2010).

Groptæring vil virke over et mye mer konsentrert område, og vil ifølge Hanjari (2010) forekomme over en lengde som er omtrent det dobbelte av armeringsdiameteren ϕ . Penetreringsdybden er imidlertid fire til åtte ganger så stor som ved uniform korrosjon. Dette betyr at det i resterende tverrsnitt der gropen forekommer vil bli svært store tøyningkonsentrasjoner. Med redusert bruddtøyning vil det dermed være fare for uforutsigbare sprøbrudd.

10.2 Heft mellom korrodert armering og betong

Heft mellom betong og armering er avgjørende for overføring av krefter slik at materialene fungerer sammen. For å få til denne overføringen trengs en kraftinnføringslengde som bestemmes av heftfastheten mellom betong og armering, dimensjoner på armeringen og ønsket spenning i armeringen. Heftfastheten skyldes friksjon, adhesjon og mekanisk fortanning av kammene inn i betongen (Sørensen, 2013). Sistnevnte er den dominerende årsaken til at betongen og armeringen virker sammen ved bruk av kamstål.

For kamstål vil heftspenninger føre til tverrgående riss ut fra kammene på armeringsstengene som vist i figur 10.1 før korrosjon starter. Heftegenskapene er påvirket av flere parametre, slik som overdekning, tverrarmoring, betongfasthet og plassering av armeringen i forhold til hverandre (Hanjari, 2010).



Figur 10.1: Illustrasjon av riss på grunn av heftspenninger (Hanjari, 2010).

Når armeringen korroderer vil dette som nevnt tidligere føre til sprenging fra korrosjonsproduktene på betongen rundt armeringsstålet på grunn av økt volum. Dette fører til langsgående spalteriss som vist til høyre i figur 10.1, og en påfølgende reduksjon av heftegenskapene. De første spalterissene trenger ikke å være kritisk for heftfastheten hvis konstruksjonselementet har kryssende bøyler eller tverrarmoring over risset (Stemland, 2007).

Heftfasthet er normalt bare problematisk med tanke på forankring av armering ved opplegg og der hvor stenger er skjøtt ved omfaring. I vanlige bjelkefelt er heftspenningene som regel ikke større enn at armeringen klarer å overføre disse selv med lite overdekning. Skjøting av armering bør plasseres i områder med lite kraft i armeringen, men dette blir likevel ikke alltid gjort. Korrosjonsskader ved skjøter med kraftoverføring bør man derfor være spesielt oppmerksom på (Stemland, 2007).

10.3 Mekanisk oppførsel i korroderte betongkonstruksjoner

Som en oppsummering av informasjonen gitt tidligere i kapitlet er det tydelig at armeringskorrosjon kan føre til store konsekvenser i betongkonstruksjoner, siden bæreevnen, stivheten og omlagringen av laster vil kunne bli påvirket. Uniform korrosjon og groptæring vil redusere armeringstverrsnittet og duktiliteten i stålet. Reduksjon av armeringstverrsnitt er direkte relatert til svekkelse av skjær- og momentkapasiteten, i tillegg til lavere stivhet. Lavere duktilitet er relatert til lavere stivhet, omfordeling av krefter og muligheten for at konstruksjonen kan oppføre seg plastisk og gi forvarsel før den går til brudd ved overbelastning (Hanjari, 2010).

Problemene med korrosjon går lenger enn dette ved at volumekspansjonen av armerings-tverrsnittet gjør at betongen kan sprekke opp og skalle av. Dette fører til at størrelsen på tverrsnittet og overdekningen reduseres. Avskalling på trykksiden av betongen vil redusere indre momentarm som dermed gir en reduksjon av momentkapasitet. Heft mellom betong og armering vil også reduseres, noe som påvirker forankringskapasitet.

I risset betong har strekkspenningene overskredet strekkapasiteten, slik at videre og større spenninger vil utvide riss enda mer. Dette gjør at armeringen blir mer utsatt for inntrengende stoffer som fører med seg ytterligere korrosjon. I forspente konstruksjoner som er utsatt for aksialtrykk vil avskalling av betong påvirke slankheten av tverrsnittet, slik at knekking blir et nytt problem som kan oppstå (Hanjari, 2010).

Sett under ett er det viktig å hindre at armeringskorrosjon kan starte innenfor konstruksjonens levetid, siden dette fører med seg videre problemer som eskalerer prosessen. Jevnlige inspeksjoner av betongkonstruksjoner og hurtig utbedring av oppdagede skader er svært viktig for å sørge for at konstruksjonene minst oppfyller sin dimensjonerende brukstid.

Kapittel 11

Kapasitet for korrodert konstruksjon

I dette kapitlet diskuteres hva korrosjon har å si for de beregnede kapasitetene tidligere i kapittel 8 og 9. Det presiseres at disse kapasitetene er beregnet under forutsetningen om ukorrodert armeringsstål. Kyllingstad bru har derimot synlige tegn på korrosjon flere steder, og dette kan innvirke på bæreevnen, stivheten og omfordelingen av krefter og momenter i konstruksjonen som presentert i kapittel 10.

Korrosjon er en sammensatt prosess der flere effekter er med på å endre egenskapene til konstruksjonen. Det vil i påfølgende delkapitler ses på ulike effekter, og hvordan de individuelt endrer egenskapene til Kyllingstad bru. Det tas utgangspunkt i synlige skader, men også hva som teoretisk kan skje ved at andre hendelser inntreffer.

11.1 Parametre som påvirker kapasitet

I påfølgende delkapitler diskuteres hva endring i ulike parametre som armeringsareal, overdekning og heft har å si for beregnet kapasitet fra tidligere kapitler. Endringene oppstår vanligvis på grunn av korrosjon og avskalling av betong. Her isoleres hver enkel endring, slik at man direkte ser følgene av den. I virkeligheten vil flere av disse endringene skje samtidig slik at man kan få en kombinert effekt.

11.1.1 Redusert skjærarmeringsareal

Som vist i kapittel 8 er skjærarmeringen kun direkte inkludert i utregningen av skjærstrekkapasiteten i både NS 3473 og EK2. Siden dette er dimensjonerende bruddform vil reduksjon av skjærarmeringsareal på grunn av korrosjon være viktig å ha kontroll på. Fra formlene ser man at reduksjon av skjærarmering vil gi en lineært avtagende skjærstrekkapasitet.

I endespenn var utnyttelsen $\eta = 0,85$, noe som betyr at skjærarmering arealet kan reduseres med 15 % før kapasiteten blir fullstendig utnyttet. I mellom- og midtspenn er det derimot ikke

rom for korrosjon i kritisk snitt $2d$ fra opplegg siden kapasiteten var utnyttet eller overskredet, alt ettersom hvilken standard man baserer svarene sine på. Tar man høyde for at det var noe konservativt å regne ytterste NIB-bjelke med kantdrager som de innerste samvirkebjelkene har man derimot noe kapasitet igjen selv med korrodert armering. Beregninger etter NS 3473 tillater da korrosjon på 2 %, mens EK2 som bedre utnytter helningsvinkelen på skrårissene tillater 9 % korrodert skjærarmeringsareal.

11.1.2 Redusert lengdearmeringsareal

Korrosjon av lengdearmering vil primært kunne påvirke skjær- og momentkapasiteten. Omfanget avhenger av om det er slakk- eller spennarmeringen som er korrodert. Tar man for seg slakkarmeringen i lengderetning påvirker denne skjærkapasiteten indirekte ved at den brukes for å beregne størrelsen på effektiv tverrsnittshøyde. Skjærkapasiteten undersøkes ved støtter og da brukes d_{OK} som tidligere beskrevet. Som regel vil armering nærmest overflaten begynne å korrodere først, og starter dette fra toppen i brudekket vil reduksjon av d_{OK} gjøre at skjærkapasiteten blir mindre. Som vist av utnyttelsene i delkapittel 8.8 er det ikke rom for mye reduksjon, og man er avhengig av at slakkarmeringen i overkant av brudekket ikke er korrodert. I Brutus er det ingen oppføringer som er direkte koblet til korrosjon av lengdearmering i brudekket. Det er sannsynlig at slitelaget gir ekstra beskyttelse mot klorider fra veisaltning, men det er ingen garanti for at korrosjonen ikke har startet.

Med tanke på momentkapasitet over støtter vil korrosjon av slakkarmeringen være interessant. Beregninger viser at kapasiteten er utnyttet rundt 78 %. Hvis arealet av lengdearmeringen reduseres vil trykksonehøyden bli mindre. Ved et visst punkt vil ikke spennarmeringen i underkant av tverrsnittet ligge innenfor trykksonen, og da vil den ikke lenger bidra til å motstå trykkbrudd i betongen. Dette vil gi et markant fall i kapasitet ved støtte og fører til at den overskrides sammenliknet med dimensjonerende støttemoment.

Et annet poeng med korrodert slakkarmering er den reduserte duktiliteten. Dette gjør at bruddtøyningen blir vesentlig mindre. Momentkapasiteten er beregnet med forutsetning om at betongen knuses samtidig som armeringen på strekksiden flyter. Hvis armeringen ikke har rom for ekstra belastning utover flytning på grunn av redusert duktilitet vil dette gi konstruksjonen en sprøere bruddform.

Spennarmeringen i bunnen av NIB-bjelkene er svært viktig for momentkapasiteten i felt. Utnyttelsene fra kapittel 9 viser at kapasiteten er tilstrekkelig med god margin. Ved korrosjon i spennarmering fører dette til at elastisitetsmodulen og flytespenningen reduseres. Spenntauene består av tvinnede tråder med diameter typisk 4 mm, noe som vil gi relativt rask reduksjon i areal ved korrosjon sammenliknet med vanlig kamstål. I tillegg er spennarmeringen utsatt for høye spenninger, der eksperimenter har vist at korroderte spenntau kan oppleve redusert duktilitet (Paciorek *et al.*, 2017).

11.1.3 Redusert overdekning

Overdekning er som tidligere nevnt den enkleste måten å beskytte armeringen mot korrosjon på, men den inngår også som en del av kapasitetsformler i verdiene for stegbredde b_w og effektiv tverrsnittshøyde d .

I skjærkapasitetsformlene i NS 3473 påvirker b_w både skjærstrekk- og skjærtrykkkapasitet siden disse er basert på at betongen også gir bidrag. For EK2 er det kun skjærtrykkkapasiteten den påvirker. I begge standardene synker kapasitetene lineært med økende grad av avskalling av betong. En reduksjon av stegbredden med omtrent 15 % fører til at skjærtrykkbrudd blir dominerende bruddform etter EK2.

Langsgående spalteriss på grunn av korrosjon i hovedarmeringen vil over tid føre til at overdekningen sprenges bort. Ifølge Stemland (2007) trenger ikke dette bety så mye for momentkapasiteten dersom armeringen er tilstrekkelig forankret på begge sider av et slikt område. Rissvidder og nedbøyninger vil kunne øke, men kapasiteten vil normalt være ivaretatt, dersom nødvendig kraft kan etableres i armeringen utenfor skadet område.

11.1.4 Forankring og heft

Beregninger viste at forankringskapasiteten av spennarmeringen var god, og at det ikke var behov for ekstra horisontal bøylearmering. Forankring er i stor grad avhengig av heft. Hvis spennarmeringen i bunnflens korroderer vil dette kunne føre til reduksjon i forankringskapasitet.

Som nevnt i delkapittel 10.2 bør man ved skjøter med kraftoverføring være spesielt oppmerksom på korrosjonsskader. På Kyllingstad bru kan dette være aktuelt der støttearmeringen i overkant av brudekket avsluttes. Hvis heftfastheten er for dårlig her vil ikke armeringen kunne ta opp strekkraftene i overkant og momentkapasiteten vil reduseres betraktelig deretter. Ved veisalting kan støttearmeringen være spesielt utsatt, men tegninger viser at tverrarmering er plassert på utsiden av langsgående støttearmering slik at dette hjelper til på en positiv måte. Noe som kan være problematisk er at tverrarmeringen har en mindre dimensjon og kan være sterkt angrepet av korrosjon før langsgående spalteriss ved støttearmeringen oppdages.

11.1.5 Redusert bøylearmering i støpeskjøt

Beregningene av skjærkapasiteten i støpeskjøter etter EK2 viser at kapasiteten var tilstrekkelig i de ulike spennene med utnyttelser på $\eta = 0,82$ og $\eta = 0,74$ i henholdsvis mellom- og endespenn. Beregningene viser at bøylearmeringen, inkludert ordinær skjærarmering, står for mesteparten av kapasiteten. Denne er som nevnt viktig for å opprettholde samvirke i konstruksjonen.

Formelen er bygd opp på en slik måte at kapasiteten synker linerært ved å redusere armeringsarealet som virker i støpeskjøten. Ved å ta mellomspenn som et eksempel vil altså arealet av armeringen kunne reduseres med 18 % før kapasiteten blir fullt utnyttet.

Med bakgrunn i bildematerialet fra Brutus vises tydelige tegn på korrosjon av både skjøt- og stegbøyler. Om korrosjonen skyldes karbonatisering eller klorider er vanskelig å anslå uten nærmere undersøkelser. Hvis det viser seg at tilstrekkelig bøylearmering i skjøten er korrodert, vil det oppstå et problem ved at NIB-bjelke og brudekke ikke fungerer som samvirke lenger. Skjærkapasiteten er avhengig av minste stegbredde, men har i samvirketverrsnittet dratt fordel av en større effektiv tverrsnittshøyde og dermed en stor indre momentarm z . Hvis skjærkapasiteten nå plutselig avhenger av NIB-bjelke alene vil kapasiteten ikke lenger være tilstrekkelig og brudd kan forekomme.

Effektiv tverrsnittshøyde d_{OK} ved opplegg vil bli 730 mm, noe som er en reduksjon på 16 % sammenliknet med effektivt samvirke. Beregninger viser at kapasiteten blir omtrent det samme etter både NS 3473 og EK2, slik at utnyttelsen i endespenn nå blir som i likning 11.1.

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{239}{236} = 1,01 \quad (11.1)$$

Kapasiteten er nå overskredet slik at dette kan være en mulig årsak til skrårisset som har oppstått på NIB-bjelke plassert i endespenn i akse 5/6.

11.2 Evaluering av skader på Kyllingstad bru

I de to påfølgende delkapitlene diskuteres to skader på Kyllingstad bru nærmere. Skrårisset på hovedbjelken i akse 5/6 kan tyde på at skjærkapasiteten er fullt utnyttet og at man derfor bør vurdere tiltak. Det vil også bli gitt en mulig forklaring på hvorfor det har oppstått vertikalliss på tverrbærerene i akse 2-5.

11.2.1 Skråriss på NIB-bjelke

Som presisert tidligere er skråriss et resultat av skjærkrefter. I akse 5/6 mot vest finnes det et stort gjennomgående skråriss i bjelkesteget til NIB-bjelken. I dette spennet viste skjærkapasitetsberegningene at utnyttelsen lå på 85 %. Likevel har det oppstått et betydelig skråriss. Dette vitner om at korrosjon kan ha oppstått i det som er et av de mest påkjente områdene på bjelken.

Som diskutert i delkapittel 11.1.5 er det mulig at bøylearmeringen i støpeskjøten mellom NIB-bjelke og brudekke er såpass korrodert at tverrsnittet ikke fungerer som samvirke lenger. Dette vil føre til at kapasiteten blir fullt utnyttet. En annen årsak kan være at stegbøylene i dette området har korrodert. Rundt skrårisset kan man se rustutslag i steget. Tegninger viser at overdekningen er svært lav, så det er nærliggende å tro at dette er bakgrunnen for skrårisset. Ifølge Stemland (2007) bør en generelt anta at skråriss vil fortsette å utvikle seg hvis det blir omlagring av krefter som følge av korrosjonsskade.

11.2.2 Vertikalriss på tverrbærere

Kyllingstad bru består av fem spenn der det er utstøpt tverrbærere for å forbinde NIB-bjolkene og brudekke sammen slik at man oppnår kontinuerlig system. På tverrbærerne i akse 2-5 har samme type skade oppstått. Store vertikale riss befinner seg på endene på alle tverrbærerne mot vest og øst. I Brutus er skaden karakterisert som 2B. Målinger ved spesialinspeksjon 2014 og hovedinspeksjon 2015 viser at enkelte av rissene utvider seg fort. I akse 2 utvidet rissene seg med omtrent 20 % mellom disse to inspeksjonene. Figur 11.1 viser vertikale riss på tverrbæreren i akse 3 mot øst.



Figur 11.1: Vertikalriss på tverrbærer i akse 3 mot øst.

Siden NIB-bjolkene er forspente gir dette trykkrefter i undergurt som forårsaker kryp. Dette sammen med svinn og relaksasjon av spennstålet gir en oppadrettet krumning av bjelken med påstøpt bruplate som gjør at bjelkeendene vil rotere. Denne rotasjonen vil kunne gi strekk mellom bjelkeendene og dermed i den plastøpte tverrbæreren (Norsk betongforening, 1981a).

Ifølge armeringstegninger er det ikke lagt inn lengdearmering for å forbinde NIB-bjolkene. Dette betyr at strekkraftene fra rotasjonen vil kunne føre til slike vertikale riss man ser på Kyllingstad bru i dag. Avstanden mellom rissene er ikke målt, men ut fra bildedokumentasjon kan det tyde på at den ligger rundt 10 cm, som er foreskrevet avstand mellom tilstøtende NIB-bjelker

etter tegningsgrunnlag. I tillegg ser det ut som rissene er størst ned mot bunnen av tverrbærer, noe som styrker påstanden om at dette skyldes strekkrefter fra oppadrettet krumning.

Som presentert i delkapittel 3.5.3 er det ikke funnet noen sammenheng mellom økt korrosjonshastighet der riss er mindre enn 0,5 mm. Disse vertikale rissene ble ved hovedinspeksjon i 2015 målt til å ligge i intervallet 1,8 - 4,0 mm. Dette betyr at faren for at aggressive stoffer kan trenge inn er viktig å ta hensyn til. Ettersom rissene tilsynelatende går parallelt med bjelkeender kan klorider og karbondioksid ha fritt leide inn til spennarmeringen ved bjelkeender. Dette kan få store følger for momentkapasiteten, siden bidraget fra spennarmeringen i underkant er betydelig etter beregningene gjort i kapittel 9.

11.3 Avsluttende kommentarer

I dette kapittelet er det prøvd å forklare hvordan kapasiteten påvirkes av korrosjon og medfølgende skader fra dette. Korrosjon kan ha foregått over lengre tid før man ser dette på overflaten av konstruksjonen. Som introdusert i delkapittel 10.1.1 kan så mye som 5-20 % av armeringen være korrodert før avskalling av betong forekommer. Dette gjør det generelt vanskelig å anslå omfanget av korrosjon på Kyllingstad bru. Det var ikke mulig å få gjennomført en befaring av brua i tiden som er brukt på arbeidet med denne oppgaven, slik at beregninger og diskusjon kun støtter seg på billedokumentasjon fra Brutus.

Med tanke på skjærkapasitet er det generelt å anbefale at en utbedrer skader på skjærarmering så tidlig som mulig siden beregningene har vist hvor viktig bøylearmeringen er for bæreevnen til Kyllingstad bru. På enkelte bilder ser man rustutslag som følger plasseringen av bøylarmering. Dette virker fornuftig med tanke på at deler av brua under veibanen ikke er særlig eksponert for klorider. Overdekningen er særdeles lav i blant annet bjelkesteg, og konsekvensene av dette har begynt å komme for dagen. Oppføringer om armeringskorrosjon, riss og avskalling preger inspeksjonsrapporten fra Brutus.

Momentkapasiteten er etter alt å dømme tilstrekkelig nok, siden brua ikke viser tegn til korrosjon på hverken spennarmering eller lengdearmering i brudekket. Uten nærmere undersøkelser er det likevel vanskelig å bekrefte dette sikkert. Utvikling av momentkapasitet med tiden med hensyn på korrosjon er først og fremst et spørsmål om korrosjonshastighet.

Med den informasjonen som har vært tilgjengelig så kan det tyde på at Kyllingstad bru er godt rustet mot brudd fra bøyemoment. Derimot så gir skrårisset på den ene NIB-bjelken grunn til bekymring, og det anbefales at dette følges videre opp med nøyere undersøkelser enn hva som er gjort her.

Kapittel 12

Fremtidig arbeid

I denne oppgaven er det gjort flere antakelser ut fra tegningsgrunnlag og bilder fra Brutus, siden det ikke var mulig å få gjennomført en befaring denne våren. Det anbefales derfor i videre arbeid med brua at man gjennomfører en befaring der man kan fastslå alt fra dekketykkelse til spennlengder med sikkerhet. Det vil også være viktig å undersøke omfanget av korrosjon. Prøvetaking av betong bør gjøres for å anslå om korrosjonen man ser tegn på stammer fra karbonatisering eller klorider. Det er kommunisert at det ikke er planlagt noen spesial- eller hovedinspeksjon dette året. Derfor kan det være mulighet for en student å ta tak i dette våren 2019.

Det finnes en rekke beregningsmetoder og standarder for å undersøke kapasiteten i armerte betongkonstruksjoner. I denne oppgaven er det ikke undersøkt andre spesialiserte metoder som inkluderer korrosjon. Skal man undersøke skjærkapasiteten nøyere kan det være interessant å sette seg inn i litteratur som tar bedre høyde for korroderte konstruksjoner enn det NS 3473 og EK2 gjør.

Siden det har vist seg at kapasiteten for skjær er svært høyt utnyttet i enkelte snitt på brua kan det være interessant å regne etter tidligere standarder. Bakgrunnen for dette er at siste utgave av NS 3473, utgitt i 2003, har endret seg svært mye sammenliknet med gjeldende dimensjoneringsstandard fra da Kyllingstad bru ble bygget.

Andre konstruksjonselementer som søyler, landkar og pilarer er ikke undersøkt og fortjener derfor oppmerksomhet i fremtidige oppgaver. I tillegg anbefales det å utbedre alle skader som kan føre til at bruas bæreevne svekkes. Dette er også viktig for å holde vedlikeholdskostnadene på et akseptabelt nivå.

Kapittel 13

Konklusjon

I denne oppgaven har det blitt utført kapasitetskontroller for Kyllingstad bru på E39 i Rogaland. Det ble besluttet å ta i bruk siste utgave av NS 3473 og EK2 for å sjekke kapasitet og sammenlikne resultatene fra de to standardene. Brua stod ferdig bygget i 1967, noe som betyr at en annen standard enn dette lå til grunn for dimensjoneringen.

Kyllingstad bru står plassert i indre kyststrøk og er godt beskyttet mot klorider som stammer fra sjøvann. Likevel viser bildedokumentasjon tydelige spor av korrosjon på armering i hovedbærebjelker i flere spenn.

Utnyttelsesgraden for moment er tilfredsstillende i kritiske snitt ved støtter og midtveis i felt for samtlige spenn. Det kan ikke bekreftes på dette tidspunktet om armeringen som bidrar til momentkapasiteten er korrodert eller ikke. Skjærkapasiteten er undersøkt for de tre brudformene, skjærstrekk-, skjærtrykk- og forankringsbrudd. De korte spennene ved endene av brua viser at kapasiteten er tilstrekkelig i ukorrodert tilstand. I de lengre spennene er derimot skjærkapasiteten fullt utnyttet. Blir korrosjon omfattende nok i kritiske snitt kan dette medføre at konstruksjonen ikke har kapasitet nok til å bære dimensjonerende laster. I det ene endespennet har det oppstått et gjennomgående skråriss i en av hovedbærebjelkene. Det finnes tydelige spor av korrosjon rundt risset, noe som gjør at det er nærliggende å tro at dette forekommer flere steder der overdekningen er lav. Det anbefales nøye oppfølging av dette i nær fremtid og at det blir utført reparasjoner om det viser seg å være nødvendig.

Brua har en resterende levetid på 49 år. Avslutningsvis anbefales det derfor å utbedre alle skader som kan føre til at bruas bæreevne svekkes dersom den skal stå så lenge.

Referanseliste

- Almar-Næss, A. (2018) Korrosjon, *Store norske leksikon*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/korrosjon> (Hentet: 31. mai 2018).
- Bertolini, L. *et al.* (2013) *Corrosion of Steel in Concrete: Prevention, Diagnosis, Repair*, 2. utg. Weinheim: John Wiley & Sons, Inc.
- Böhni, H. (2005) *Corrosion in Reinforced Concrete Structures*. Cambridge: Woodhead Publishing.
- Efflorescence. (2018) *Wikipedia*. Tilgjengelig fra: <https://en.wikipedia.org/wiki/Efflorescence> (Hentet: 30. mai 2018).
- Fossum, A., Halsnes, H.H. og Hyseni V. (2017) *Kapasitetskontroll av korrosjonsskadet betongelementbru*. Masteroppgave. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Gjerp, P. (1998) *Grunnleggende betongteknologi*. Oslo: BA forlaget.
- Hanjari, K.Z. (2010) *Structural Behaviour of Deteriorated Concrete Structures*. Doktoravhandling. Chalmers University of Technology.
- Hermundsdal, A. og Pétursson A. (2015) *Beregning av en betongelementbru*. Masteroppgave. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Kompen, R. (2014) *Betongregelverk relatert til bestandighet. Betongbruer i et historisk perspektiv*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/588403/binary/940810?fast_title=8+Kompen+Betongregelverk+og+betongbruer+i+et+historisk+perspektiv.pdf (Hentet: 10. juni 2018).
- Lenschow, R. (1979) *Betongkonstruksjoner*. Trondheim: Tapir.
- Norges Standardiseringsforbund (2003) *NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner Beregnings- og konstruksjonsregler*, 6. utg.
- Norsk betongforening (1981a) *Publikasjon nr. 10 Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer*.

Norsk betongforening (1981b) *Publikasjon nr. 11 Flerfelts NIB- og NOB-broer Beregning og dimensjonering av kontinuerlig broplate over støttene.*

Paciorek, M.J. *et al.* (2017) *The effect of reinforcement corrosion on the structural behaviour of prestressed bridges in the Norwegian coastal regions.* Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

Pedersen, B. (2018) Rust, *Store norske leksikon.* Tilgjengelig fra: <https://snl.no/rust> (Hentet: 31. juli, 2018).

Pozzolan - teknikk. (2009) *Store norske leksikon.* Tilgjengelig fra: https://snl.no/pozzolan_-_teknikk (Hentet: 23. mai 2018).

Rudjord, A. *et al.* (1966) *Betongforskriftene i praksis: orientering om og kommentarer til NS 427A, Betongarbeider del 1-4.* Oslo: Teknisk ukeblads forlag.

Skjærspenning. (2010) *Store norske leksikon.* Tilgjengelig fra: <https://snl.no/skj%C3%A6rspenning> (Hentet: 27. juni 2018).

Standard Norge (2008a) *NS-EN-1992-1-1 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.* Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=353701> (Hentet: 7. januar 2016).

Standard Norge (2008b) *NS-EN-1991-1-5 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Termiske påvirkninger.* Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=324908> (Hentet: 10. mars 2018).

Standard Norge (u.å.a) Eurokoder. Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/> (Hentet: 23. januar 2018).

Standard Norge (u.å.b) Eurokode 2. Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/eurokode-2-prosjektering-av-betongkonstruksjoner/> (Hentet 22. mai 2018).

Statens vegvesen (2000) *Håndbok V441 Inspeksjonshåndbok for bruer.* Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/69833/binary/964063?fast_title=H%C3%A5ndbok+V441+Inspeksjonsh%C3%A5ndbok+for+bruer+%2836+MB%29.pdf (Hentet: 28. mai 2018).

Statens vegvesen (2003) *Håndbok R412 Bruklassifisering.* Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/61486/binary/964011?fast_title=H%C3%A5ndbok+R412+Bruklassifisering.pdf (Hentet: 22. mars 2018).

Statens vegvesen (2011) *Hvor stor andel av vegnettet saltes?* Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/fag/fokusomrader/forskning+og+utvikling/Avsluttede+FoU-program/SaltSMART/Sporsmal+og+svar+om+vegsalting/Andel+av+vegnettet> (Hentet: 1. august 2018).

Statens vegvesen (2015) *Håndbok N400 Bruprosjektering.* Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/865860/binary/1030718?fast_title=H%C3%A5ndbok+N400+Bruprosjektering.pdf (Hentet: 22. mars 2018).

Statens vegvesen (2018a) *Bruforvaltning.* Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/bruer/bruforvaltning> (Hentet: 14. mai 2018).

Statens vegvesen (2018b) *Om håndbøkene.* Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker/om-handbokene> (Hentet: 22. mai 2018).

Statens vegvesen (2018c) *Håndbok R411 Bruforvaltning riksveg, Forvaltning av bærende konstruksjoner på riksveg.* Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/69846/binary/1251772?fast_title=H%C3%A5ndbok+R411+Bruforvaltning+riksveg.pdf (Hentet: 28. mai 2018).

Stemland, H. (2007) *Betongkonstruksjoners livsløp, DP2 B3 Styrkeberegninger ved korrosjonsskader.* (Rapport nr. 16). Oslo: Statens vegvesen.

Sørensen, S.I. (2013) *Betongkonstruksjoner Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2.* 2. utg. Bergen: Fagbokforlaget.

Thue, J.V. (2009a) Armeringskorrosjon, *Store norske leksikon.* Tilgjengelig fra: <https://snl.no/armeringskorrosjon> (Hentet: 31. mai 2018).

Thue, J.V. (2009b) Armeringsstål, *Store norske leksikon.* Tilgjengelig fra: <https://snl.no/armeringsst%C3%A5l>

Thue, J.V. (2018) Betong, *Store norske leksikon.* Tilgjengelig fra: <https://snl.no/betong> (Hentet: 23. mai 2018).

Wight, J.K. og MacGregor, J.G. (2012) *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, 6. utg. New Jersey: Pearson Education, Inc.

Årtun, T. og Nesse, N. (2018) Sement, *Store norske leksikon.* Tilgjengelig fra: <https://snl.no/sement> (Hentet: 23. mai 2018).

Appendiks A

Tegninger av Kyllingstad bru

I dette appendikset følger tegningsgrunnlaget for Kyllingstad bru som er brukt i denne oppgaven. Først følger ferdigbrutegning fra 1967, deretter dimensjoneringstegninger som ble laget for å bygge brua i 1966.

Det bemerkes at bjelkene brukt i tegningene fra Statens vegvesen ikke samsvarer med virkelig konstruksjon, unntatt i ferdigbrutegning. Spesifisering av spennbetongbjelkene fra Norsk Spennbetong er derfor vist mot slutten av dette appendikset. Disse to tegningene viser armering i tverrsnitt og lengderetning for NIB-bjelker i de ulike spennene.

Kyllingsstad	veg	br	nr.	11-688	Bygd år	1967	Aktiv nr.	688 L.F-18/43 f
Vest-Åger - Stavanger	E-18		Kilometring (ballgenda)	05-14.387/44				
Fylke		Herred						
Roga land	Gjesdal							

Brusystem *kendteknisk bjelkebru i 5 spenn*

Konstruksjon (materialer) *Spennbetongdekkere, 8 stk.*

Bruedekke *Armeret betong* Slitedekke

Underbygning (materialer) *Armeret betong*

Fundamentering *Armeret betong på fast grunn*

Spennvidde/avstand *14,00 + 3 sp. à 18,00 + 14,00 m* $L_t = 82,90 m$

Kurvev. b = m Gangbaner G = 2 x 0,8/m Føringstavt. F = 17,50 m

Fri bredde over føring Fri bredde over rekkv. Fri høyde over pl. Fri høyde over bru Fri seiløpp

Konstruert for lastkl. *11,25 t* Endringer av lastkl./akseltr.

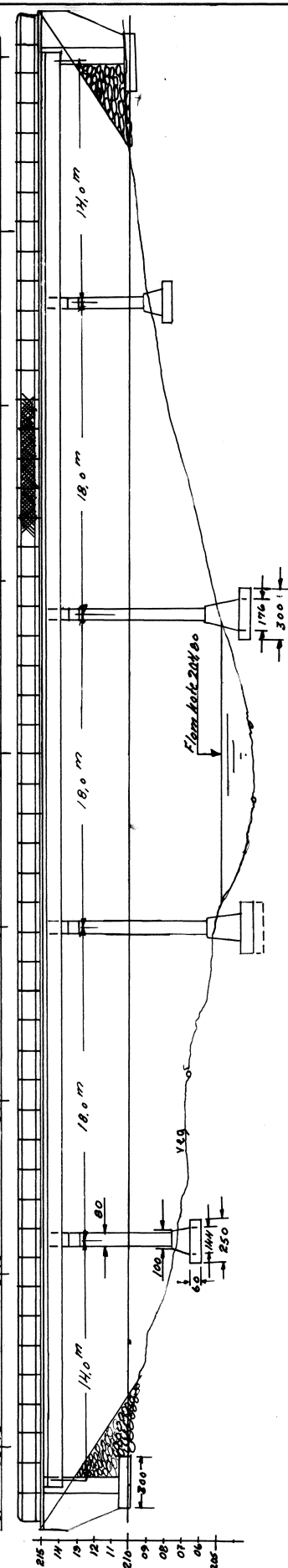
Konstruert for akselrykk: *1,3* tonn

Overbygning: *Vegdirektoratets brukardeling*

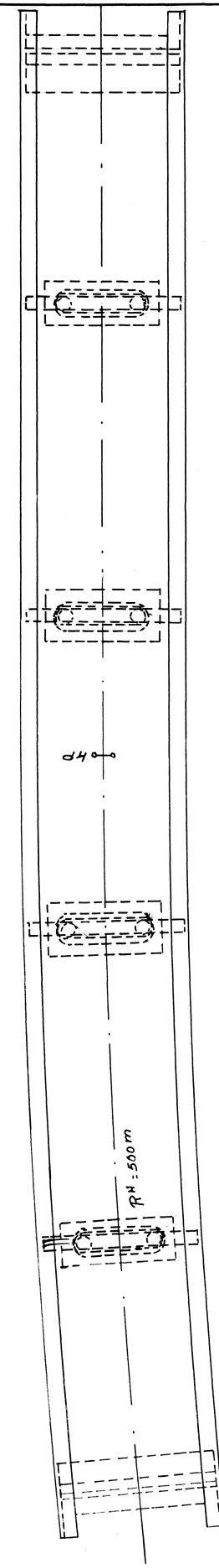
Konstruert av: *H. B. Betong, Sandnes*

Bygd av: *H. B. Betong, Sandnes*

Oppriss M = 1:250



Grunnris M = 1:250



Skisse veggkuratur:

Forsterket/Utv.:

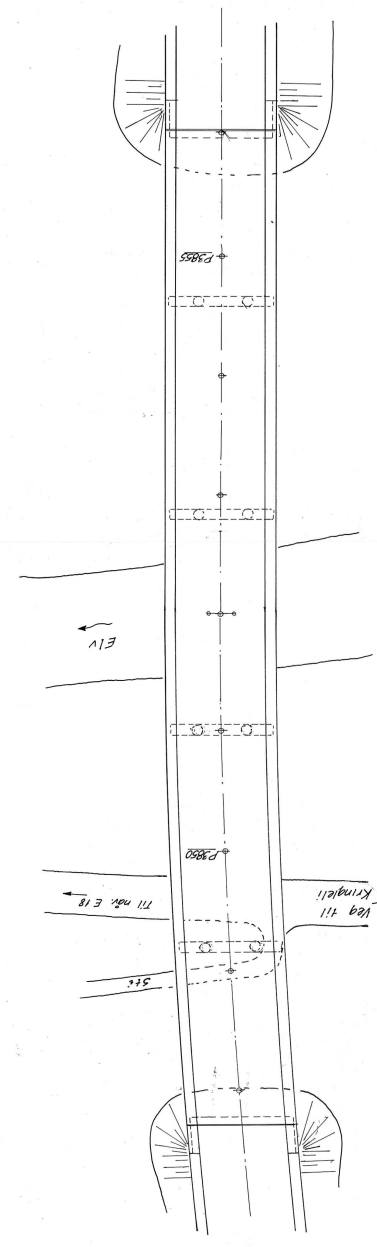
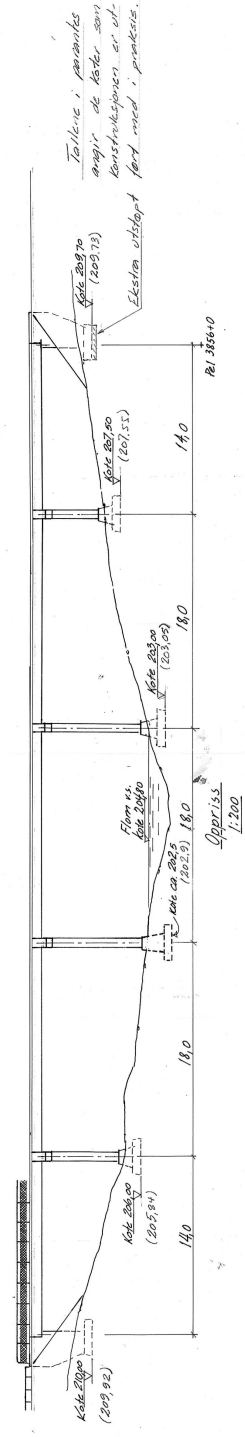
Tegnet den *4. januar 1968*

av: *Al. F. Ek*

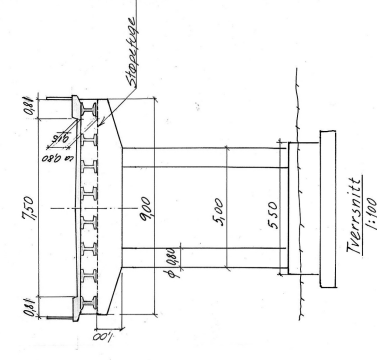
Pl. nr. :
Planens køds:

3848 + 2140
3849 + 2172
3850 + 21476
3851 + 21474
3852 + 21472
3853 + 21470
3854 + 21470
3855 + 21475
3856 + 21475

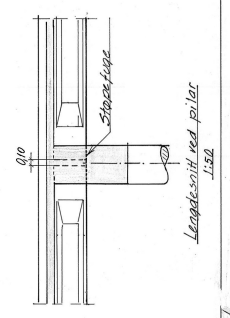
220
210
200



Grunnriss
1:200

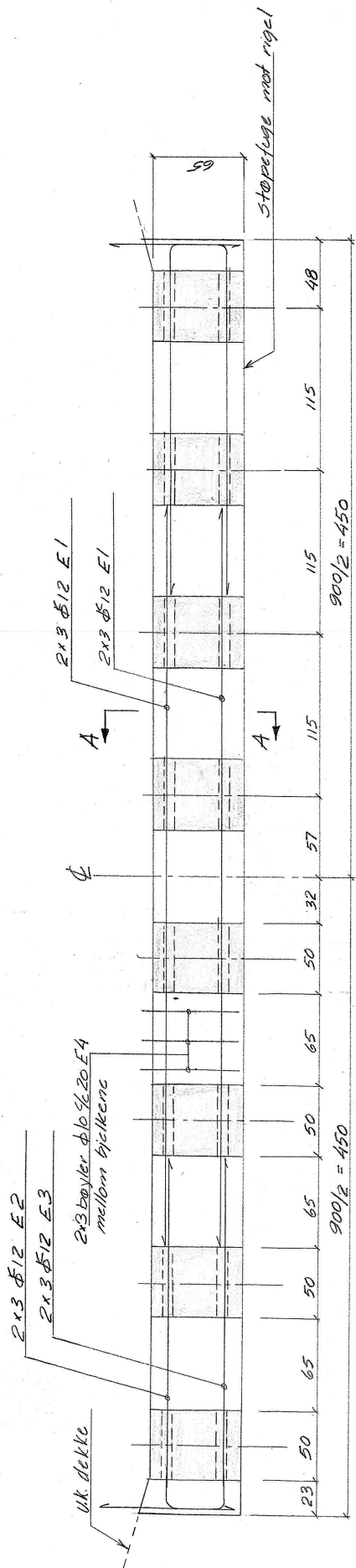


Køds		18.1.67	ES
Statens Vegvesen		Sjallingstad bru	
Regulert Lykke		Oversikt	
Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo, den 23/1-65		Sjallingstad bru	
Sjallingstad bru		Regulert Lykke	
Oversikt		240/65	
Sjallingstad bru		240/65	
Regulert Lykke		240/65	
Oversikt		240/65	
Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo, den 23/1-65		Sjallingstad bru	
Sjallingstad bru		Regulert Lykke	
Oversikt		240/65	

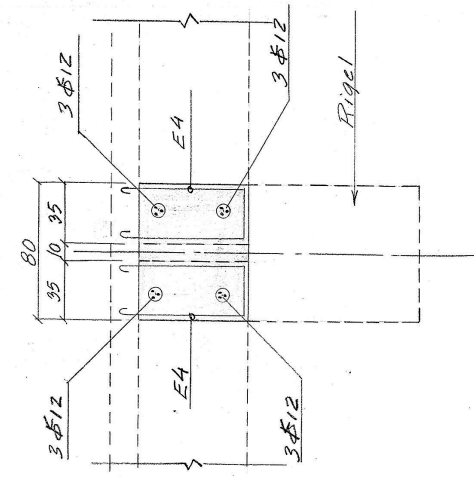


Langtverrsnitt ved piler
1:200

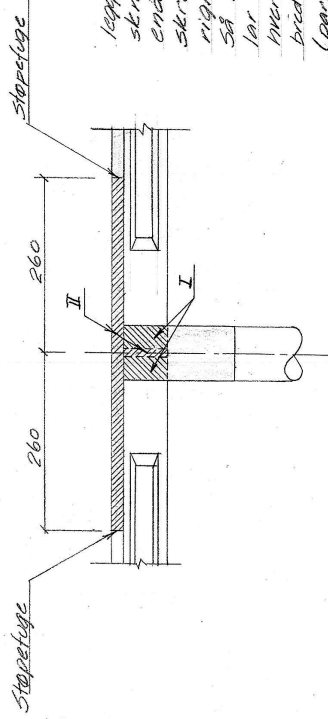
Sjallingstad bru
Regulert Lykke
Oversikt
240/65



"Tverrbærer" ved rigler M: 1/20



Snitt A-A M: 1/20



Utstøpning over støtter M: 1/20

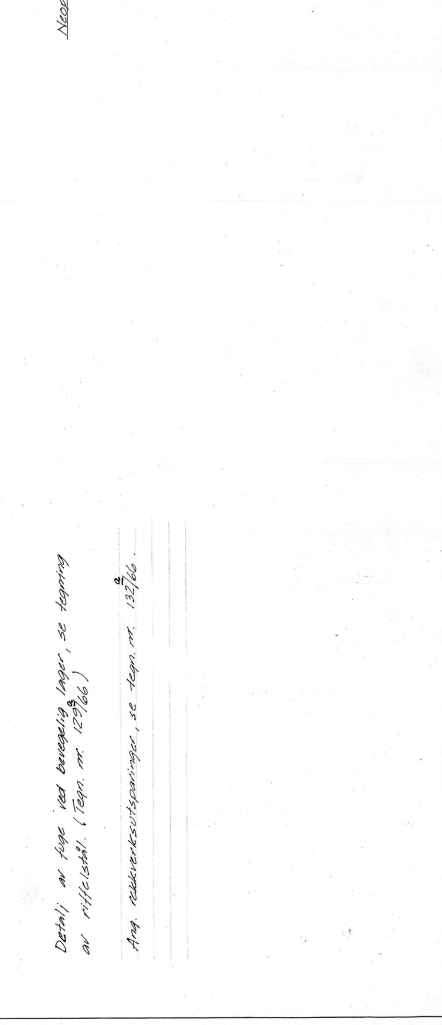
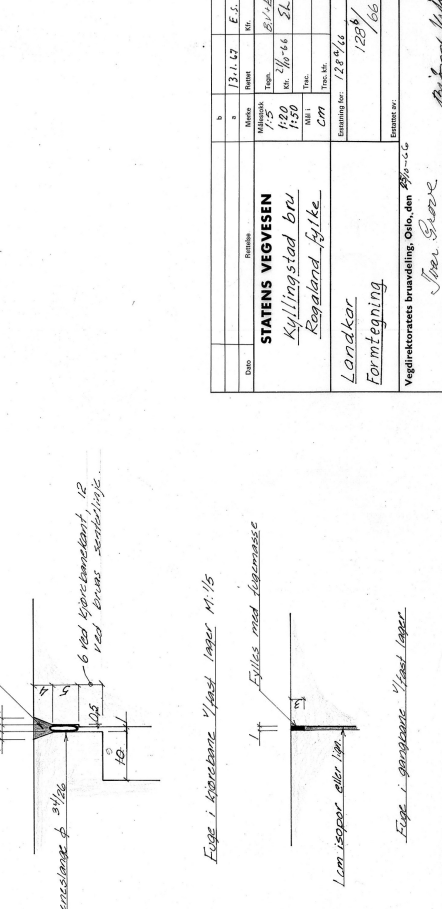
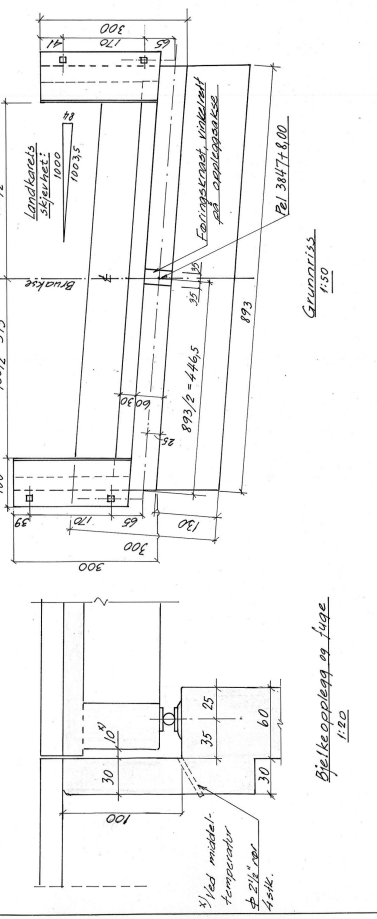
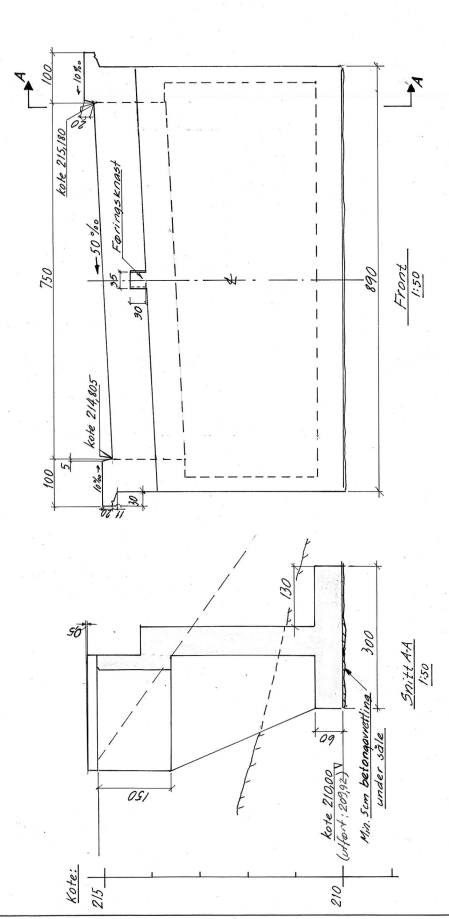
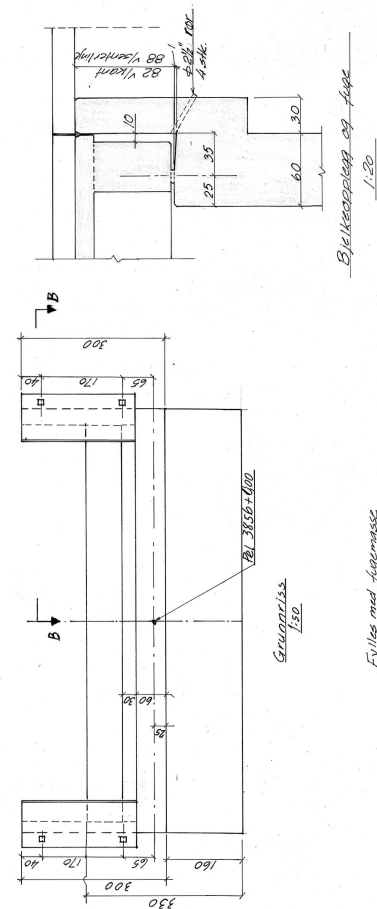
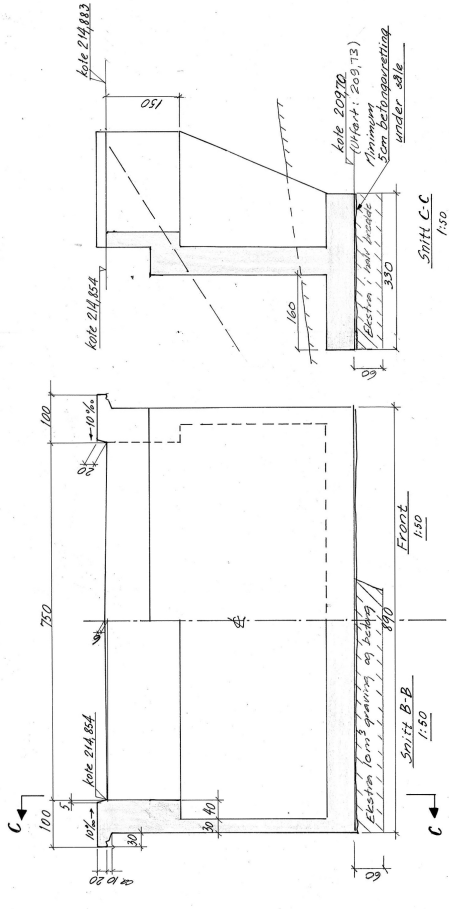
Efter at rignene er støpt legges bjelkene opp på førskravens møble. Deretter støpes endekvervbærene og det skrånede parti I over rignene (se fig. 41 over). Så kan dekket støpes, men man lar grenseløst et parti 2,6 m til hver side for rignene og et 10 cm bredt parti mellom tverrbærene (parti II på fig. 41). Til slutt utstøpes parti II over rignene.

Betong E 300
 Slump 6 cm
 Betongkons ca. 4%
 Dmax = 38 mm

Armering K5 40
 og S4 00
 Overdekn. 3 cm

Dato	Revisjon	Reiset	Kr.
STATENS VEGVESEN			
Målestokk	1:20	Tegn.	E.S.
	1:50	Kr.	9/10-66
		Trac.	E.L.
Mål	cm	Trac. Nr.	
Erstatning for:			
168/66			
Erstatet av:			
Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo, den 29/10-66			
Mar. Grove			

Björn Lick

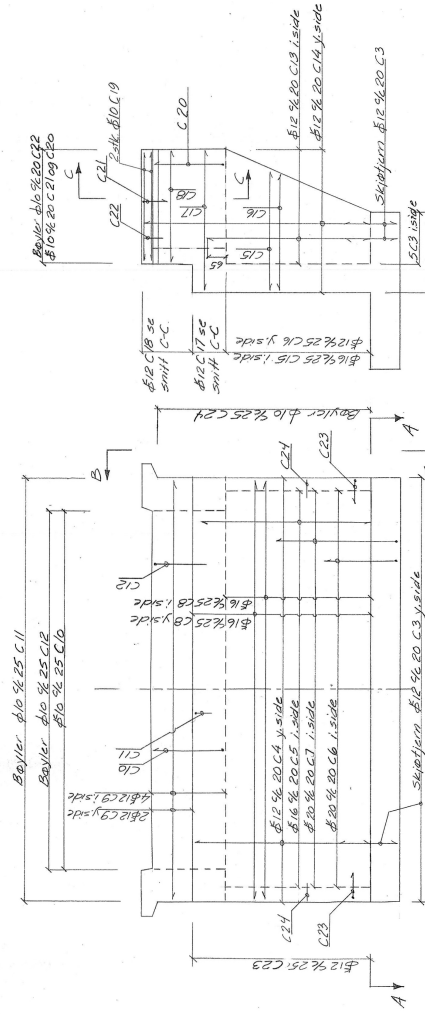


Detailj an fuge ved betongulag lager, se tegning an rillestøb. (Tegn nr. 125/66)
 And. reaktiverkutspringer, se tegn. nr. 132/66.

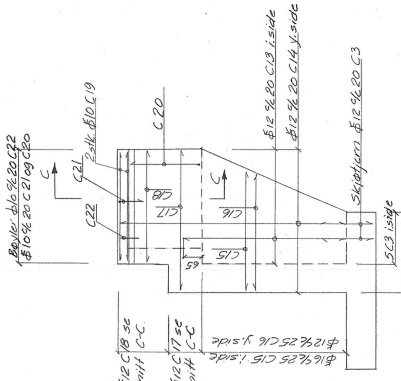
Fig. 1. gængsme 1/2sd lager M:1/5

Fig. 1. gængsme 1/2sd lager.

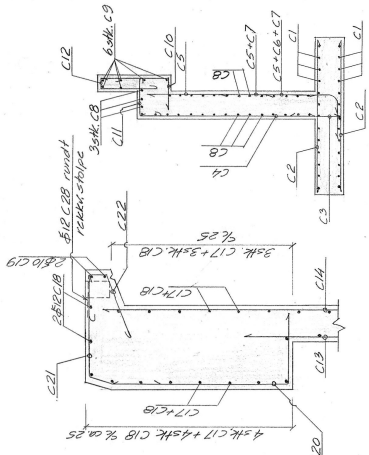
Dato	13.1.62	Arkitekt	E.F.
Bygning	Statens Vegvesen	Bygning	181/1.E1
Bygningens	Kyllingsstad bro	Bygningens	2 1/2 x 4 1/2
Bygningens	Regalands bykte	Bygningens	1:50
Bygningens	Landkor	Bygningens	125/66
Bygningens	Formtegn	Bygningens	125/66
Bygningens	Vejdirektorats brævdilling, Oslo, den 19.11.61	Bygningens	125/66
Bygningens	Jørn Bræve	Bygningens	125/66



ARMERING AV FRONTVÆGG M. 1/50
LANDKAR V/PEL 3826 T O



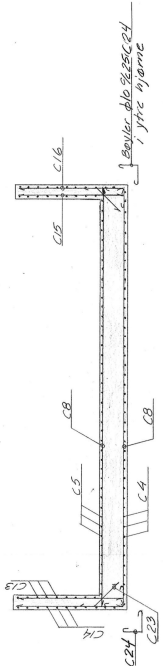
SNITT B-B M. 1/50



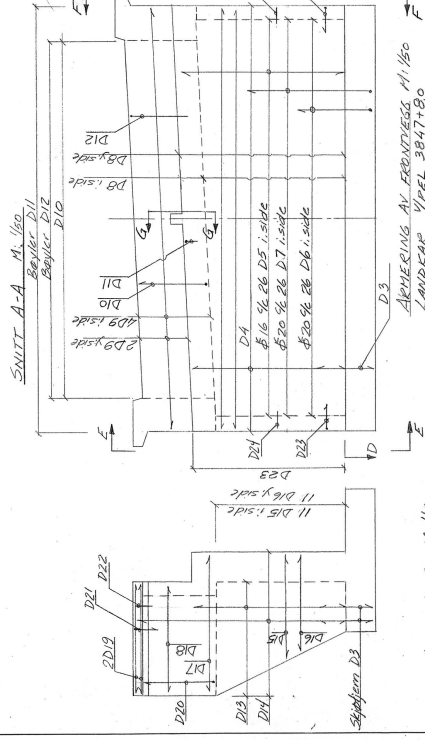
SNITT C-C M. 1/50



Oppslått konstr. avn.
sted først laget M. 1/50

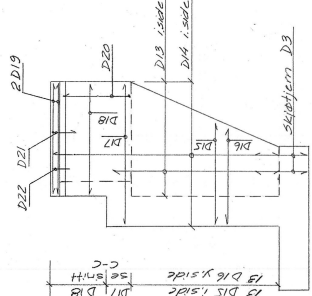


Armering i landkar v/pe 3826 T O er gitt
beregnet av C. Armering i landkar
Til 3826 T O er gitt beregnet av D
Til 3826 T O er gitt beregnet av D
(fases C17 og D17) har samme dimensjon
senstnevnt og plassering dersom
ikke annet framgår av tegningen.

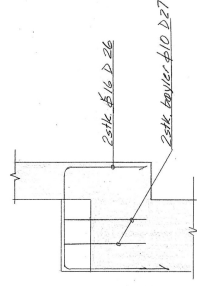


SNITT A-A M. 1/50

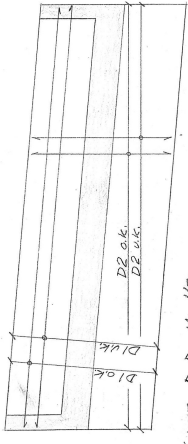
SNITT E-E M. 1/50



SNITT F-F M. 1/50



ARMERING AV FORINGSKAPET
SNITT G-G M. 1/50

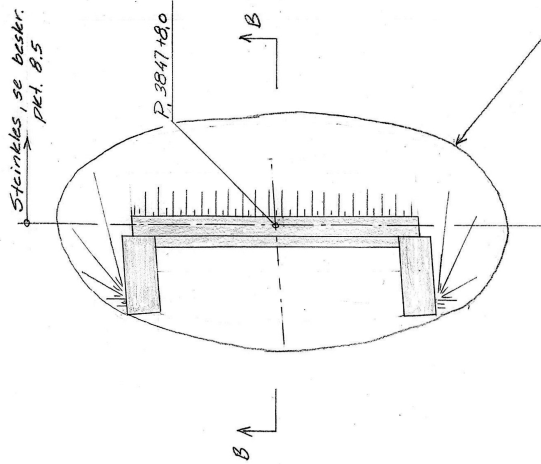
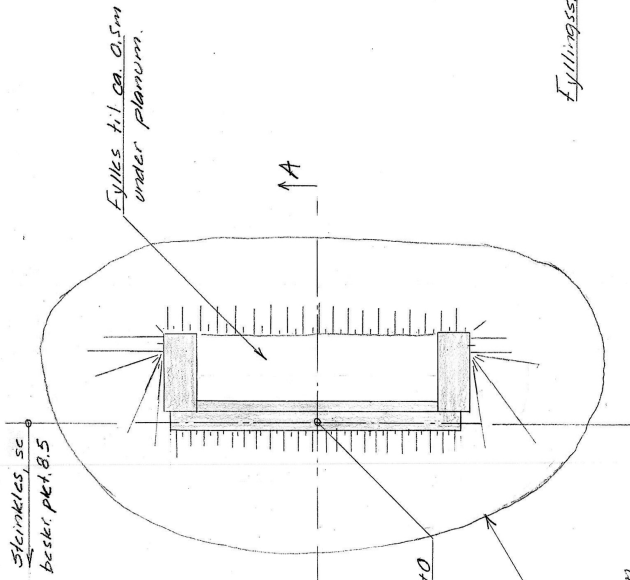


SNITT D-D M. 1/50

Lastelastet 1/1903
MFKL B - N5 427A
Spenningsstål II
Bøying: B 300
Forstøtning ca 4%
Drux 38 mm
Armering: Kamstål K540
Støtstål S100
Omledning 2cm

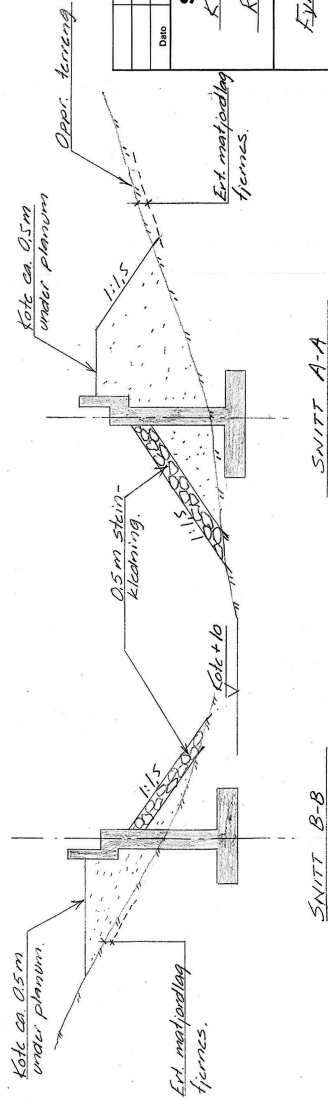
Dr. No.	Dr. No.	Dr. No.	Dr. No.
STATENS VEGVESEN	1/50	1/50	1/50
ÅRLLINGSTAD BKU	28/11 EL	28/11 EL	28/11 EL
ROBALAND FJELDE	1/50	1/50	1/50
ARMERING LANDKAR	1/50	1/50	1/50
Vegdirektoratets brannvædding, Oslo, den 28/11-46			
Uten Signatur			

Armering M. 1/50

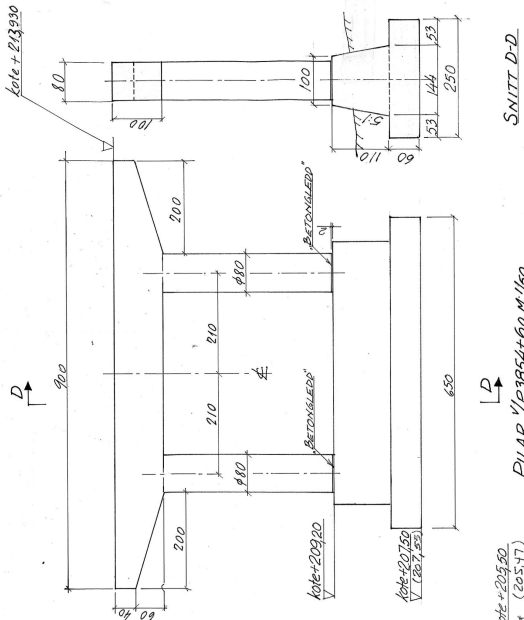


Fyllingsstørrelser 1:1,5

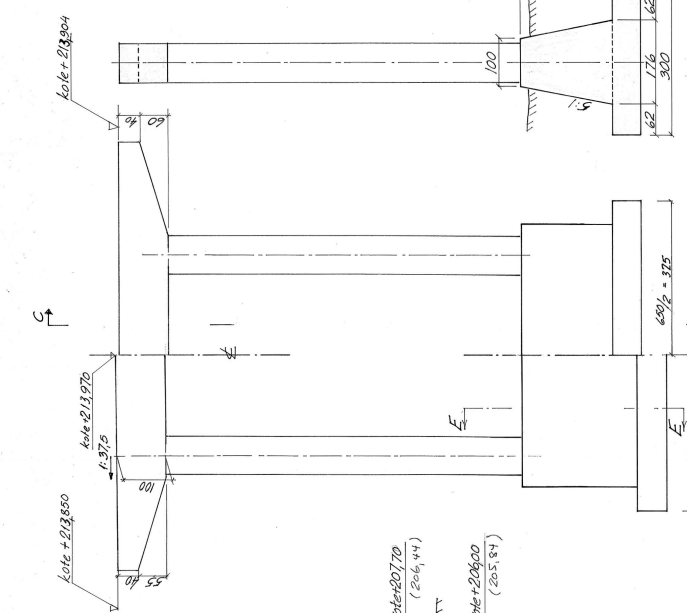
Skjæring mellom fylling og terreng.



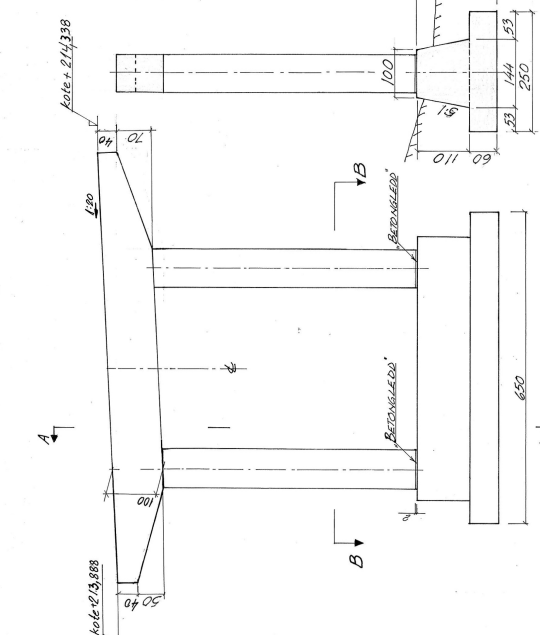
Dato	Revisje	a	b	Rettet	Kfr.
	STATENS VEGVESEN	Målestokk	1:100	Tegn. Kfr.	E.S.
	KYLLINGSTAD BRU	Mill		Trac. Kfr.	
	ROGALAND FYLKE	Erstatning for:		283	66
	Fylling rundt landkar	Erstatet av:			
	Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo, den				



SNITT D-D

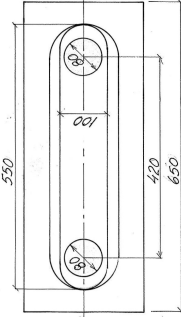


SNITT C-C



SNITT A-A

PILAR $\sqrt{R3849+20}$ M:1/50



SNITT B-B

PILAR $\sqrt{R3851+0}$ M:1/50

PILAR $\sqrt{R3852+80}$ M:1/50

PILAR $\sqrt{R3854+60}$ M:1/50

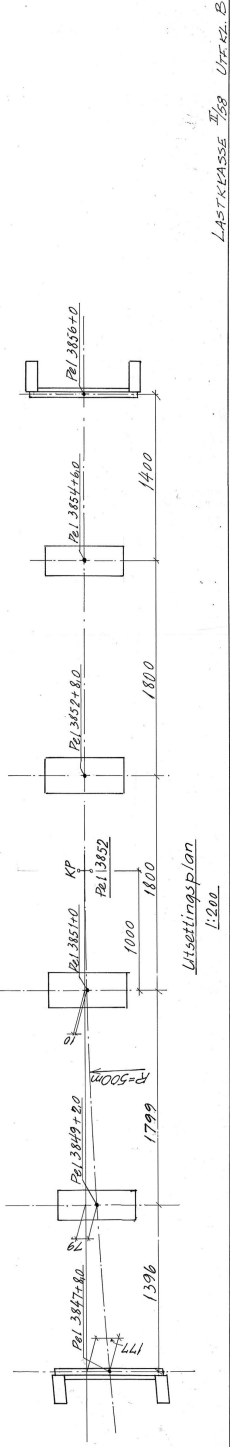
PILAR HØD PIL. HØD	BYG. PROJEKT KOTE OG RÅD KOTE OG RÅD	BYG. PROJEKT KOTE OG RÅD	BYG. PROJEKT KOTE OG RÅD	BYG. PROJEKT KOTE OG RÅD	BYG. PROJEKT KOTE OG RÅD
3849+20	213.20	213.20	213.20	213.20	213.20
3851+00	213.20	213.20	213.20	213.20	213.20
3852+80	213.20	213.20	213.20	213.20	213.20
3854+60	213.20	213.20	213.20	213.20	213.20

VED SAMLIGE PILARER SOM IKKE FUNDAMENTERES TIL FJELL, SKAL DET UNDER SÅLEN STØPES ET ARBEJTVINGLÅS AF CA 5CM AV B 100, ELLER BEDRE.

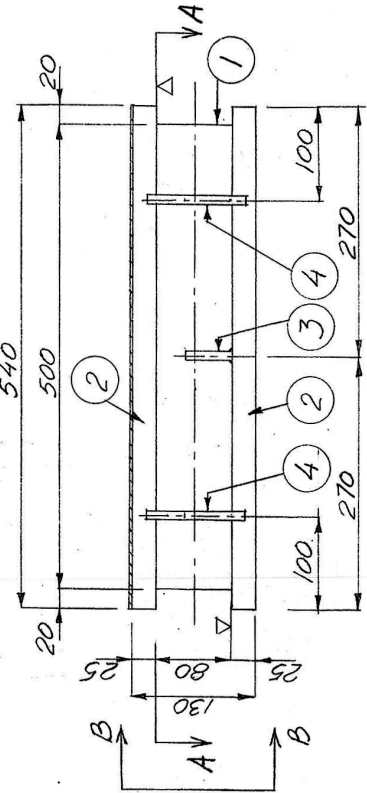
BETONG I SÅLER, SØYLER OG RØGLER B 300

Kote i parantes er de konstr. er ut-ført med i praksis.

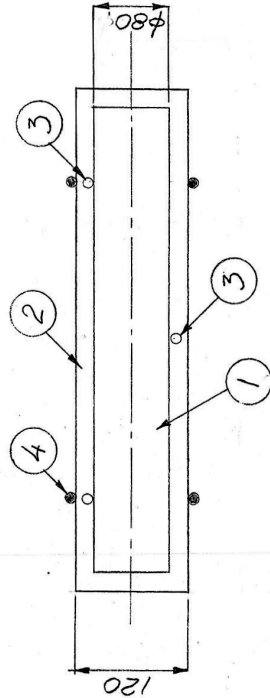
Dato	Rev.	Mark.	Nett	M.
STATENS VEGVESEN Kjøllingstad bru Rogaland fylke Pylarer Utsettingsplan				
Vegdirektoratets bruværling, Ohn, vnr 2310-66 Vær Grove Bjørn Vik				



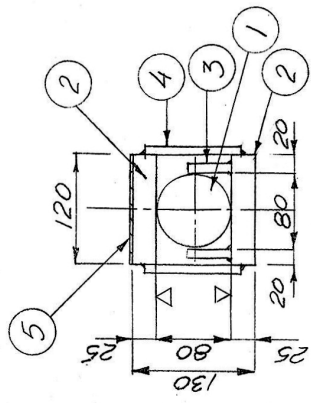
Utsettingsplan 1:200



Beregelig lager M:1/5



Snitt A-A M:1/5



Snitt B-B M:1/5

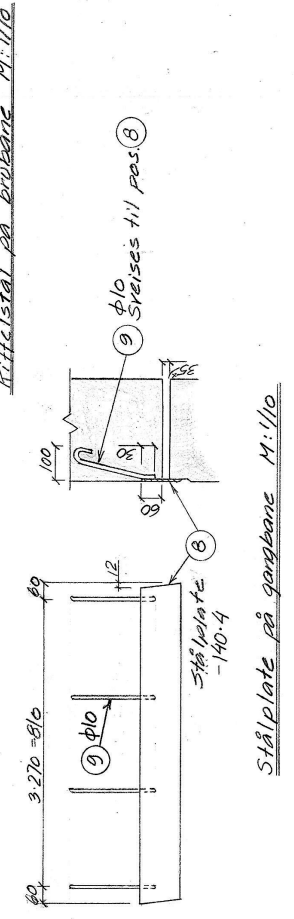
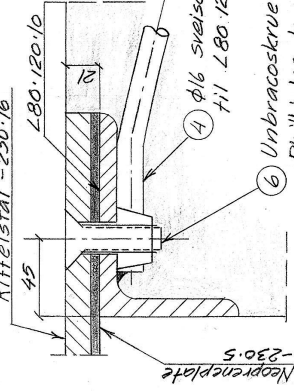
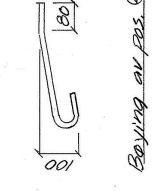
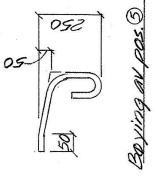
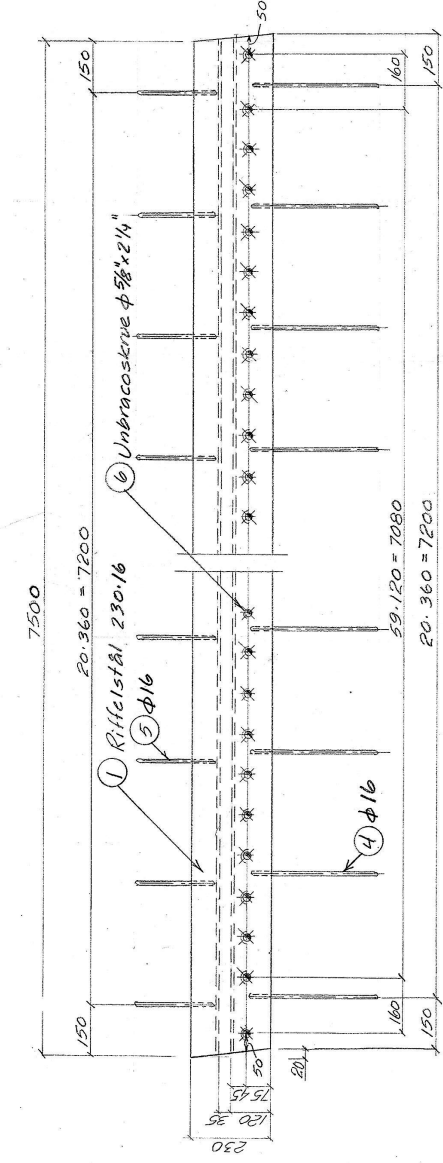
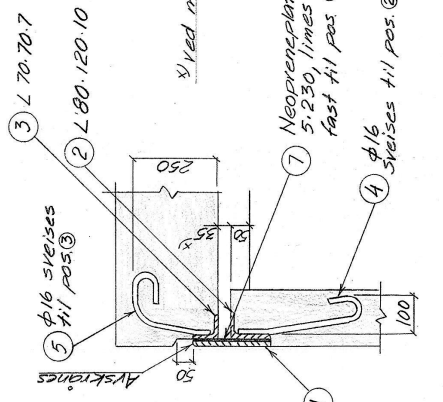
Neoprenplaten pos.5
limes til øvre lagerplate
pos.2.

Pos. 3 og 4 heftsveises
til pos.2. Pos. 3 og 4 skal
holde lagret i korrekt
stilling under montasjen,
og de fjernes etter at
bjelkene er montert.

litt 8 lagre

Pos.nr.	Ant.	Vekt i kg. pr. stk.	Materiale	Dimensjon
1	8	19,8	158	φ80 akselstål
2	16	12,8	205	5t.37 - 120.25.540
3	24	0,031	1	5t.00 φ10 · L = 50
4	32	0,068	2	5t.00 φ10 · L = 110
5	8			120.5.540 neoprenplate
Stålvekt:				366

a		b	
Merket		Rettet	
Målestokk	1:5	Tegn.	E.S.
Mål i mm		Kfr.	2/6-66
Ersattning for:		Trac.	EL
		Trac. kfr.	
		159 ⁹ /66	
Ersattning av:			
STATENS VEGVESEN			
HYLLINGSTAD BRU			
ROGALAND FYLKE			
BEVEGELIG LAGER			
Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo, den 25/10-66			
Jørn Grove			
Eggen Vik			



Stålpelate på gangbane M:1/10

Materialliste:

Pos. Nr.	Betegnelse	Lengde (mm)	Dimensjon	Vekt i kg	Merke
1	Riffelstål	7520	230.16	232	Skruer og mutter ved endene
2	L-stål	7510	L80.120.10	112	" "
3	"	7510	L70.70.7	55	" "
4	φ-stål	500	φ16	0,79	Sveises til L80.120.10 (pos. 2)
5	"	500	φ16	"	Sveises til L70.70.7 (pos. 3)
6	Unbracoskrue	214	φ 5/8	9	Mutterene sveises fast til L80.120.10 (pos. 2)
7	Neoprenplate	7520	230.5		Skruer og mutter ved endene
8	Stålpelate	930	140.4	4,4	Skruer og mutter ved endene
9	φ-stål	350	φ10	0,22	Sveises til stålpelate 1204 (pos. 8)

Samlet stålvekt: 452 kg

DETALL AV RIFFELSTÅL MED FESTE

M:1/2

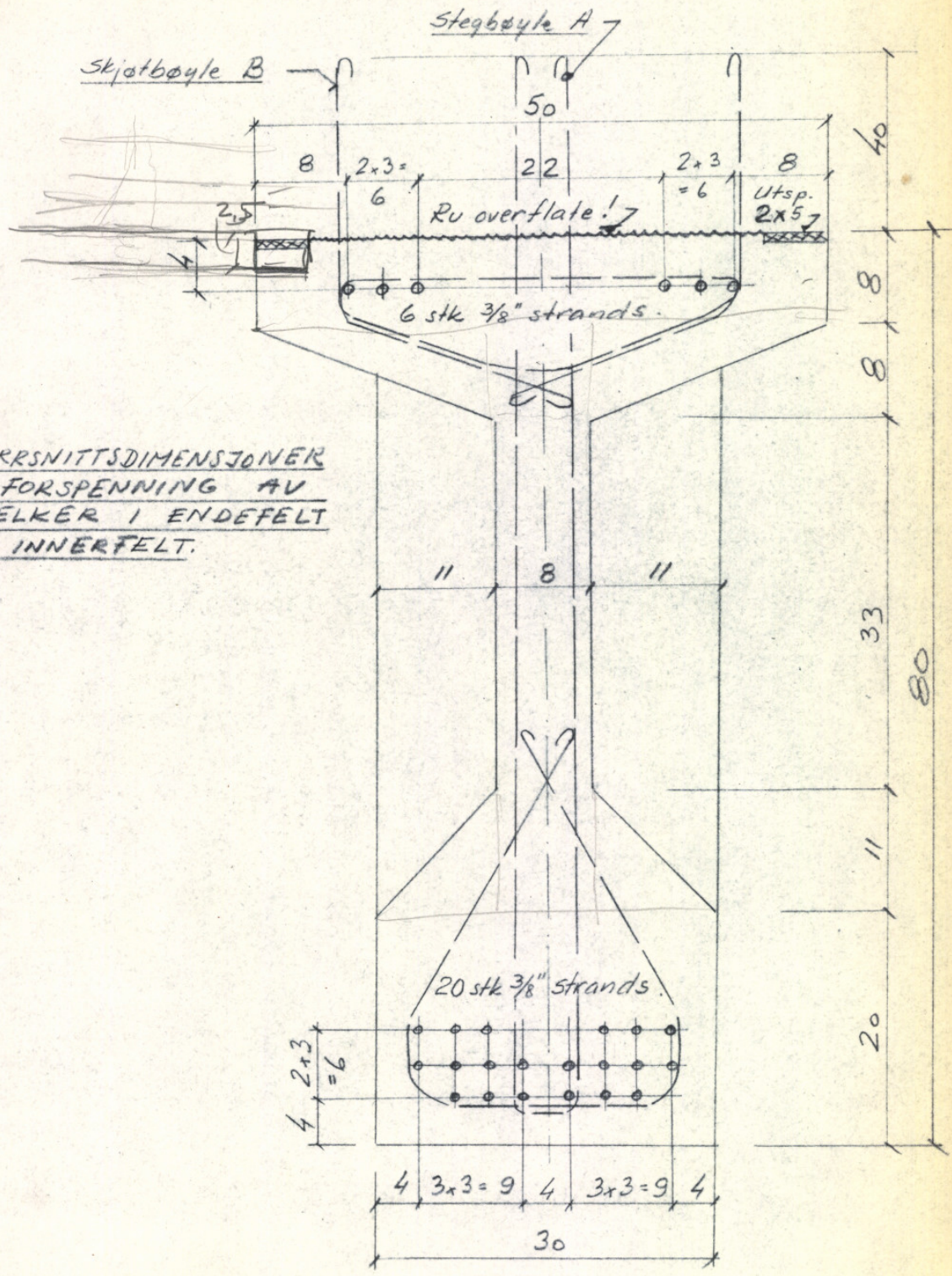
NB! Det må påses at pos. 2 og pos. 3 monteres i nøjaktig samme høyde!

a		b	
Måske		Måske	
Målestokk	1:2	Rettet	Kf.
Tegn.	1:10	Trac.	Trac. Kf.
Mål	1:10	Trac. Kf.	Trac. Kf.
Erstatning for:			
129 g / 66			
Erstattet av:			
STATENS VEGVESEN			
KILLINGSTAD BRU			
ROGLAND FYRKE			
RIFFELSTÅL			
Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo, den 24/10 - 66			
Svar Grove			
Edvard Nils			

Materiale: st. 37

Kyllingstad bru.

Alle betongmål i cm.



TVERRSNITSDIMENSJONER
OG FORSPENNING AV
BJELKER I ENDEFELT
OG INNERFELT.

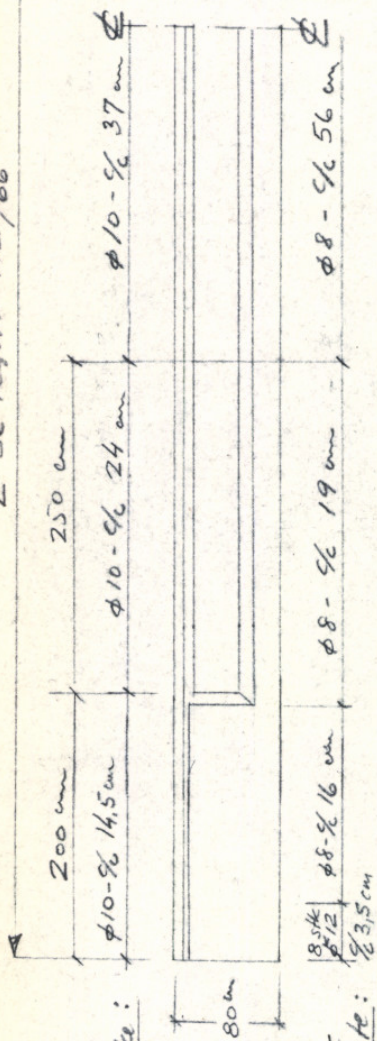
FORSPENNINGSGRADERING: $\frac{3}{8}$ " strands som
 gir effektiv oppspenning i betong = 6,45 t/stk

STÅLKVALITET: $\sigma_{br.} = 18,4 \text{ t/cm}^2$, $\sigma_{0,2} = 15,7 \text{ t/cm}^2$

BETONGKVALITET: B-600 i bjelke
 B-300 i plate.

Kyllingstad bru

L se tegn. 172/66

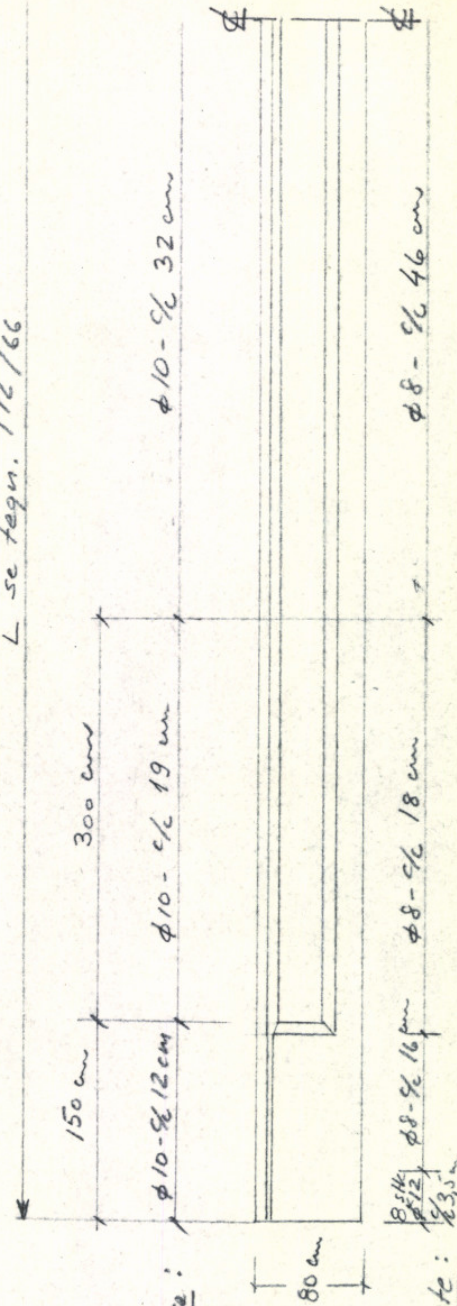


Skjøtbøyler B i topp bjelke:

Bøyler i bjelke. Alle steg-
bøyler - A - føres opp i plate:

LENGDERISS AV BJELKER I ENDEFELT.

L se tegn. 172/66



Skjøtbøyler B i topp bjelke:

Bøyler i bjelke. Alle steg-
bøyler - A - føres opp i plate:

LENGDERISS AV BJELKER I INNERFELT.

Appendiks B

Inspeksjonsrapport fra Brutus

I dette appendikset finnes inspeksjonsrapporten fra Brutus for Kyllingstad bru. Den inneholder alle oppføringer på større og mindre skader som må utbedres over tid, samt litt generell info om brua. Den ble hentet ut fra Brutus 14. mai 2018.

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Eliv/Innsjø

Inspeksjonsrapport

Byggeværksmerknad

Dekke t=20cm. FOTO 1158
 Bruarkiv vegdir.: JA
 Originaltegning vegdir.: E63
 Lastkontroll, Sveis 2010076521-53

Tiltak

Inspeksjonsplan

Inspeksjonstype	Sist utført	Intervall	Planlagt utført	Tilkomst
Enkel inspeksjon	19.05.2017	1	31.12.2018	
Hovedinspeksjon	18.08.2015	5	31.12.2019	Brulift
Spesialinspeksjon	15.05.2014			Brulift

Inspeksjonsdata

Utførelsesansvarlig	Utførelsesdato

Inspeksjonsmerknad

Ingen merknad er angitt

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Eliv/Innsjø

Element		Skade										
Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak		
Manglende opprydding/fjerning	3	05.07.2005	05.07.2005: Skrot og søppel ved akse 1-2 og akse 5-6				3	20.02.2017	9M	MANGLENDE DRIFT/VEDLIKEHOLD		
		Dato	Felt	Endring								Bruker
		20.02.2017	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20.08.2015								Maylen Torsteinbø
		26.08.2015	Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014								Vilde Åsnes Birkeland
			Konsekvens V									Vilde Åsnes Birkeland
			Skadegrad	3								Vilde Åsnes Birkeland
			Prioritet	9M								Vilde Åsnes Birkeland
		20.08.2010	Konsekvens M	3								Vilde Åsnes Birkeland
			Konsekvens V	4								-
			Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010								-
			Konsekvens V	4								-
			Skadebeskrivelse	05.07.2005: Skrot og søppel ved akse 1-2 og akse 5-6								-
		05.07.2005	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 05-07-2005								-
			Skadebeskrivelse	Skrot og søppel ved akse 1-2 og akse 5-6								-
			Konsekvens V	3								-
			Konsekvens V	3								-
			Prioritet									-
			Status	Åpen								-
Manglende rengjøring	2	02.09.1998	02.09.1998: Hogge skog under brua.				3	20.02.2017	6V	MANGLENDE DRIFT/VEDLIKEHOLD		
		Dato	Felt	Endring								Bruker
		20.02.2017	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20.08.2015								Maylen Torsteinbø
		26.08.2015	Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014								Vilde Åsnes Birkeland
			Skadegrad	2								Vilde Åsnes Birkeland
			Konsekvens V	3								Vilde Åsnes Birkeland
			Prioritet	6V								Vilde Åsnes Birkeland
		20.08.2010	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010								-
			Skadebeskrivelse	02.09.1998: Hogge skog under brua.								-
		05.07.2005	Skadebeskrivelse	Hovedinspeksjon 05-07-2005								-
			Inspeksjon	Hovedinspeksjon 02-09-1998								-
		02.09.1998	Konsekvens V	2								-
			Prioritet	Åpen								-
			Status	Hogge skog under brua.								-
			Skadebeskrivelse									-

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Eliv/Innsjø

Element	Skade										
Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak	
C1 - Landkar (1-1) Detaljer: - Fundamenteringsnivå: Over vann - Fundamenteringsmåte: Såle - Landkartype: Kasselandskar u/topplate - Massetype: Grus og stein - Materiale: Betong - Overflatebehandling: Ingen	Armeringskorrosjon	2	26.08.2015	Frilagt armering		3		26.08.2015	6V	UTFØRELSEFEIL	
	Dato		Felt	Endring	Bruker						
	26.08.2015	Skadegrad	2		Vilde Åsnes Birkeland						
		Prioritet	6V		Vilde Åsnes Birkeland						
		Skadeårsak	UTFØRELSEFEIL		Vilde Åsnes Birkeland						
		Skadebeskrivelse	Frilagt armering		Vilde Åsnes Birkeland						
		Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014		Vilde Åsnes Birkeland						
	Konsekvens V	3		Vilde Åsnes Birkeland							
H11 - Lager m/lageravsats (1-1) Detaljer: - Lagertype: Fastlager, stål	Avskalling	2	19.05.2014	Avskalling så armering er frilagt		2		20.02.2017	4V	ANNEN/UKJENT	
	Dato		Felt	Endring	Bruker						
	20.02.2017	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20.08.2015		Maylen Torsteinbø						
	26.08.2015	Skadebeskrivelse	Avskalling så armering er frilagt		Vilde Åsnes Birkeland						
	19.05.2014	Prioritet	4 V		-						
		Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15-05-2014		-						
		Skadebeskrivelse			Ove Murberg						
		Status	Åpen		-						
		Skadegrad	2		-						
		Konsekvens V	2		-						
H13 - Fuge/fugekonstruksjon (1-1) Detaljer: - Fugetype: Ståplatefuge, T-stål	Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak
B6 - Erosjonssikring (u/vann) (1-6) Detaljer:	Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Eliv/Innsjø

Element		Skade												
Skadetype	SG	1. registrert		Skadebeskrivelse		B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak		
		Dato	Felt	Endring	Bruker									
Avskalling	2	20.08.2010	Avskallede hjørner UK	Skadegrad	1							Monteringsfeil		
				Prioritet	2B									
				Konsekvens B	2									
				Skadeårsak	ANEN/UKJENT									
				Skadebeskrivelse	Kalkutslag									
				Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014									
				Konsekvens V	2									
Armeringskorrosjon	3	20.08.2010	Avskallede hjørner UK	Felt	Endring							Bruker		
				Inspeksjon	26.08.2015									
				Prioritet	4B									
				Skadegrad	2									
				Konsekvens V	2									
				Skadebeskrivelse	Avskallede hjørner UK									
				Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010									
				Prioritet										
				Status	Åpen									
				Konsekvens B	2									
Armeringskorrosjon	3	20.08.2010	Frilagt armering UK bjelker	Felt	Endring							Bruker		
				Inspeksjon	26.08.2015									
				Prioritet	9B									
				Skadegrad	3									
				Konsekvens V	3									
				Skadebeskrivelse	Frilagt armering UK bjelker									
				Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010									
				Prioritet										
				Status	Åpen									
				Konsekvens B	3									

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Eliv/Innsjø

Element		Skade										
Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak		
E1 - Brudekke(sek. bæresystem) (1-6) Detaljer: - Kjørebane Brudekketype: Betong, plassstøpt - Materiale: Betong	2	02.09.1998	02.09.1998: Rustsprengning rundt avløp uk. dekke Frlagt armering			2		26.08.2015	4V	Feilplassert armering,MILJØANGREP		
	Dato	Felt	Endring									
	26.08.2015	Skadegrad	2									
		Skadebeskrivelse	02.09.1998: Rustsprengning rundt avløp uk. dekke Frlagt armering									
		Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014									
		Konsekvens V	2									
		Prioritet	4V									
	20.08.2010	Skadebeskrivelse	02.09.1998: Rustsprengning rundt avløp uk. dekke									
		Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010									
	05.07.2005	Skadebeskrivelse										
	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 05-07-2005										
02.09.1998	Skadebeskrivelse	Rustsprengning rundt avløp uk. dekke										
	Status	Åpen										
	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 02-09-1998										
	Prioritet											
	Konsekvens V	1										
Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak		
E2 - Slitelag/fuktisolasjon (1-6) Detaljer: - Kjørebane Slitelagtype: A1 Asfalslitelag												

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Elv/Innsjø

Skade											
Element	Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak
E3 - Kantdrager (1-6) Detaljer: - Kantdragertype: Overliggende u/påhengt element - Materiale: Betong - Kvalitet: C 30 - Overflatebehandling: Ingen	Armeringskorrosjon	1	02.09.1998	02.09.1998: Korrosjon arm, i dryppnese akse 2-3, 3-4, 4-5, 5-6			2		26.08.2015	2V	Feilplassert armering



P1030957.JPG
20.02.2017

Dato	Felt	Endring	Bruker
26.08.2015	Skadegrad	1	Vilde Åsnes Birkeland
	Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014	Vilde Åsnes Birkeland
	Konsekvens V	2	Vilde Åsnes Birkeland
	Prioritet	2V	Vilde Åsnes Birkeland
20.08.2010	Skadebeskrivelse	02.09.1998: Korrosjon arm, i dryppnese akse 2-3, 3-4, 4-5, 5-6	-
	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010	-
05.07.2005	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 05-07-2005	-
	Skadebeskrivelse		-
02.09.1998	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 02-09-1998	-
	Konsekvens V	1	-
	Prioritet	Åpen	-
	Status		-
	Skadebeskrivelse	Korrosjon arm, i dryppnese akse 2-3, 3-4, 4-5, 5-6	-

1	20.08.2010	Vanngjennomgang til NIB-bjelke							26.08.2015	2V	ANNEN/UKJENT
Lekkasje/fuktbelastning											


Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Elv/Innsjø

Element		Skade											
Skadetype	SG	1. registrert		Skadebeskrivelse		B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak	
		Dato	Felt	Endring	Bruker								
Forvitring	1	26.08.2015	Skadegrad	1	Endring							Bruker	
			Konsekvens V	2									Vilde Åsnes Birkeland
			Inspeksjon		Spesialinspeksjon 15.05.2014								Vilde Åsnes Birkeland
			Prioritet		2V								Vilde Åsnes Birkeland
			Inspeksjon		Hovedinspeksjon 20-08-2010								-
			Konsekvens V		3								-
			Prioritet										-
			Skadebeskrivelse		Vanngjennomgang til NIB-bjelke								-
			Status		Åpen								-
			02.09.1998	02.09.1998: Avskalling, frostsprengning.				1			26.08.2015	1V	
Avskalling	1	26.08.2015	Skadegrad	1	Endring							Bruker	
			Inspeksjon		Spesialinspeksjon 15.05.2014								Vilde Åsnes Birkeland
			Prioritet		1V								Vilde Åsnes Birkeland
			Skadebeskrivelse		02.09.1998: Avskalling, frostsprengning.								-
			Inspeksjon		Hovedinspeksjon 20-08-2010								-
			Inspeksjon		Hovedinspeksjon 05-07-2005								-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon		Hovedinspeksjon 02-09-1998								-
			Konsekvens V		1								-
			Prioritet										-
	Status		Åpen								-		
	29.10.2002	29.10.2002: Avskalling akse1-akse2 øst							26.08.2015	2V			

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Elv/Innsjø

Element		Skade									
Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse		B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak
			Dato	Felt							
	26.08.2015		Skadegrad	1							Bruker
			Inspeksjon	Specialinspeksjon 15.05.2014							Vilde Åsnes Birkeland
			Prioritet	2V							Vilde Åsnes Birkeland
	19.03.2004		Skadebeskrivelse	29.10.2002: Avskalling akse1-akse2 øst							-
			Inspeksjon	Enkel inspeksjon 19-03-2004							-
	20.05.2003		Inspeksjon	Enkel inspeksjon 20-05-2003							-
			Skadebeskrivelse								-
	29.10.2002		Inspeksjon	Enkel inspeksjon 29-10-2002							-
			Konsekvens V	2							-
			Prioritet								-
			Status	Åpen							-
			Skadebeskrivelse	Avskalling akse1-akse2 øst							-


Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Eliv/Innsjø

Skade												
Element	Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak	
H15 - Rekkverk (1-6) Detaljer: - Lengde: 175.0 - Rekkverkstype: Netting - Materiale: Stål - Overflatebehandling: Ukjent	ANNEN SKADE/MANGEL	3	26.08.2015	Enkelte, fotplater bør understøpes, bak landkar	3				26.08.2015	9T	UTFØRELSEFEIL	
												
P1030629.JPG 26.08.2015												
	Dato	Felt	Endring									Bruker
	26.08.2015	Skadegrad	3									Vilde Åsnes Birkeland
		Prioritet	9T									Vilde Åsnes Birkeland
		Skadeårsak	UTFØRELSEFEIL									Vilde Åsnes Birkeland
		Skadebeskrivelse	Enkelte, fotplater bør understøpes, bak landkar									Vilde Åsnes Birkeland
		Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014									Vilde Åsnes Birkeland
		Konsekvens T	3									Vilde Åsnes Birkeland

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Eliv/Innsjø

Element		Skade											
Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak	Bruker		
											Dato	Felt	Endring
H16 - Vannavløp/drenssystem (1-6) Detaljer: - Avløpstype: Rør, åpen avrenning	1	02.09.1998	02.09.1998: Mangler en del nedløp, de andre er for korte			2		26.08.2015	2V	Feil utforming			
		26.08.2015	Skadegrad	1							Vilde Asnes Birkeland		
			Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014							Vilde Asnes Birkeland		
			Prioritet	2V							Vilde Asnes Birkeland		
		20.08.2010	Skadebeskrivelse	02.09.1998: Mangler en del nedløp, de andre er for korte							-		
			Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010							-		
		05.07.2005	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 05-07-2005							-		
			Skadebeskrivelse								-		
		02.09.1998	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 02-09-1998							-		
			Konsekvens V	2							-		
C2 - Pilar (2-2) Detaljer: - Pilartype: Skive (b > 5t) - Fundamenteringsnivå: Over vann - Fundamenteringsmåte: Såle - Massetype: Grus og stein - Materiale: Betong - Overflatebehandling: Ukjent			Prioritet							-			
			Status	Åpen						-			
			Skadebeskrivelse	Mangler en del nedløp, de andre er for korte							-		
		SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak		

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Eliv/Innsjø

Skade												
Element	Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak	
		Dato	Felt	Endring								Bruker
		26.08.2015	Inspeksjon Prioritet	Specialinspeksjon 15.05.2014 9B								Vilde Åsnes Birkeland
		20.08.2010	Skadegrad Konsekvens V	3 3								Vilde Åsnes Birkeland
			Skadebeskrivelse Inspeksjon	Armeringskorrosjon Hovedinspeksjon 20-08-2010								-
			Prioritet									-
			Status	Åpen								-
			Konsekvens B	3								-
	Avskalling	3	20.08.2010	Avskalling under NIB-bjelke	3		3		26.08.2015	9B	ANNEN/UKJENT	
												
P1030965.JPG 20.02.2017												
		Dato	Felt	Endring								Bruker
		26.08.2015	Inspeksjon Prioritet	Specialinspeksjon 15.05.2014 9B								Vilde Åsnes Birkeland
		20.08.2010	Skadegrad Konsekvens V	3 3								Vilde Åsnes Birkeland
			Skadebeskrivelse Inspeksjon	Avskalling under NIB-bjelke Hovedinspeksjon 20-08-2010								-
			Prioritet									-
			Status	Åpen								-
			Konsekvens B	3								-

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Eliv/Innsjø

Element		Skade											
Skadetype	Riss/Sprekk	SG	1. registrert		Skadebeskrivelse	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Sist oppdatert			Skadeårsak	
			Dato	Felt					B	T	V		M
		2	20.08.2010	Langsgående sprekk					2	2	26.08.2015	4B	ANNEN/UKJENT
			Dato	Felt	Endring								Bruker
		26.08.2015	Inspeksjon	20.08.2010	Langsgående sprekk				2	2	26.08.2015	4B	ANNEN/UKJENT
			Prioritet										Vilde Åsnes Birkeland
			Skadegrad										Vilde Åsnes Birkeland
		20.08.2010	Konsekkens V										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Konsekkens B										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										-
			Status										-
			Skadebeskrivelse										-
			Inspeksjon										-
			Konsekkens V										-
			Konsekkens B										-
			Prioritet										




Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Elv/Innsjø

Skade											
Element	Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak
D21 - Hovedbjelke (3-3) Detaljer:	Liten/skadet overdekning		20.08.2010	Mye frilagt armering, korrosjon, liten overdekning i østre og vestre bjelke	3		3		20.08.2010		UTFØRELSEFEIL
		Dato	Felt	Endring	Bruker						
		20.08.2010	Status	Åpen							
			Prioritet								
			Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010							
			Konsekvens V	3							
			Skadebeskrivelse	Mye frilagt armering, korrosjon, liten overdekning i østre og vestre bjelke							
			Konsekvens B	3							

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Eliv/Innsjø

Element	Skade												
	Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	M	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak	
C2 - Pilar (4-4) Detaljer: - Antall sideveis: 1 - Pilartype: Skive (b > 5t) - Fundamenteringsnivå: 0-5 m vandybde - Fundamenteringsmåte: Såle - Massetype: Fjell - Materiale: Betong - Overflatebehandling: Ukjent	Riss/Sprekk		02.09.1998	02.09.1998: Sprekk i tverrbjelke mellom hovedbjelker og pilar løs betong, frilagt armering, liten overdekning	2			1		20.08.2010		Feil i beregninger	
		Dato	Felt	Endring									
		20.08.2010	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010									
		05.07.2005	Inspeksjon	02.09.1998: Sprekk i tverrbjelke mellom hovedbjelker og pilar løs betong, frilagt armering, liten overdekning									
		02.09.1998	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 05-07-2005									
			Skadebeskrivelse	Hovedinspeksjon 02-09-1998									
			Konsekvens V	1									
			Konsekvens B	2									
			Prioritet	Åpen									
			Status	Skadebeskrivelse									
Armeringskorrosjon		20.08.2010	Armeringskorrosjon Uk tverrbjelke					3		20.08.2010		UTFØRELSEFEIL	
		Dato	Felt	Endring									
		20.08.2010	Status	Åpen									
			Prioritet										
			Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010									
			Skadebeskrivelse	Armeringskorrosjon Uk tverrbjelke									
			Konsekvens V	3									
			1. registrert	Skadebeskrivelse									
		20.08.2010	Mye frilagt armering, korrosjon, liten overdekning i østre og vestre bjelke						3		20.08.2010		UTFØRELSEFEIL
		Dato	Felt	Endring									
D21 - Hovedbjelke (4-4) Detaljer:		20.08.2010	Status	Åpen									
			Prioritet										
			Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010									
			Konsekvens V	3									
			Skadebeskrivelse	Mye frilagt armering, korrosjon, liten overdekning i østre og vestre bjelke									
			Konsekvens B	3									
			1. registrert	Skadebeskrivelse									
		20.08.2010	Mye frilagt armering, korrosjon, liten overdekning i østre og vestre bjelke										
		Dato	Felt	Endring									
		20.08.2010	Status	Åpen									




Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Elv/Innsjø

Element		Skade										
Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak		
Riss/Sprekk	2	20.02.2017	riss/sprekk i ender: 2014: 3mm mot øst 2.5mm mot vest 2015: 3.5mm mot øst	2		2		20.02.2017	4B	ANNEN/UKJENT		
												
				P1020378.JPG 20.02.2017			P1030976.JPG 20.02.2017			P1020351.JPG 20.02.2017		
2014, 4V				2015, 4Ø			2014, 4Ø					
Dato	Felt	Endring	Bruker									
20.02.2017	Skadebeskrivelse	riss/sprekk i ender: 2014: 3mm mot øst 2.5mm mot vest 2015: 3.5mm mot øst	Maylen Torsteinbø									
20.02.2017	Skadebeskrivelse	riss/sprekk i ender: 2014: 3mm mot øst 2015: 3.5mm mot øst	Maylen Torsteinbø									
20.02.2017	Konsekvens B	2	Maylen Torsteinbø									
	Konsekvens V	2	Maylen Torsteinbø									
	Skadeårsak	ANNEN/UKJENT	Maylen Torsteinbø									
	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20.08.2015	Maylen Torsteinbø									
	Prioritet	4B	Maylen Torsteinbø									
	Skadegrad	2	Maylen Torsteinbø									
	Skadebeskrivelse	riss/sprekk i ender: 2015: 3.5mm mot øst	Maylen Torsteinbø									

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Elv/Innsjø

Element	Skade											
	Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak	
C2 - Pilar (5-5) Detaljer: - Pilartype: Skive (b > 5t) - Fundamenteringsnivå: Over vann - Fundamenteringsmåte: Såle - Massetype: Fjell - Materiale: Betong - Overflatebehandling: Ukjent	Riss/Sprekk		02.09.1998	02.09.1998: Sprekk i tverrbjelke mellom hovedbjelker og pilar løs betong, frilagt armering, liten overdekning	2		1		20.08.2010		Feil i beregninger	
		Dato	Felt	Endring								Bruker
		20.08.2010	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010								-
			Skadebeskrivelse	02.09.1998: Sprekk i tverrbjelke mellom hovedbjelker og pilar løs betong, frilagt armering, liten overdekning								-
		05.07.2005	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 05-07-2005								-
			Skadebeskrivelse									-
		02.09.1998	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 02-09-1998								-
			Konsekvens V	1								-
			Konsekvens B	2								-
			Prioritet									-
		Status	Åpen								-	
		Skadebeskrivelse	Sprekk i tverrbjelke mellom hovedbjelker og pilar løs betong, frilagt armering, liten overdekning								-	
D21 - Hovedbjelke (5-5) Detaljer:		SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak	
			20.08.2010	Gjennomgående store riss i vestre bjelke mot pilar 5 i stag (suspekt) ca 0,3 m langt	3		3		20.08.2010		ANNEN/UKJENT	
		Dato	Felt	Endring								Bruker
		20.08.2010	Status	Åpen								-
			Prioritet									-
			Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010								-
			Konsekvens V	3								-
			Skadebeskrivelse	Gjennomgående store riss i vestre bjelke mot pilar 5 i stag (suspekt) ca 0,3 m langt								-
			Konsekvens B	3								-

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Eliv/Innsjø

Element		Skade									
Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak	
Riss/Sprekk	2	20.02.2017	Riss/sprekk i ender: 2014: 3,5mm mot øst 2,3mm mot vest 2015: 3,5mm mot øst 2,5mm mot vest	2		2		20.02.2017	4B	ANNEN/UKJENT	
											
		P1020380.JPG 20.02.2017				P1030972.JPG 20.02.2017				P1020343.JPG 20.02.2017	
2014, 5V		2015, 5Ø		2015, 5V		2014, 5Ø					
Dato	Felt	Endring	Bruker								
20.02.2017	Skadebeskrivelse	Riss/sprekk i ender: 2014: 3,5mm mot øst 2,3mm mot vest 2015: 3,5mm mot øst 2,5mm mot vest	Maylen Torsteinbø								
20.02.2017	Skadebeskrivelse	Riss/sprekk i ender: 2014: 3,5mm mot øst 2015: 3,5mm mot øst 2,5mm mot vest	Maylen Torsteinbø								
20.02.2017	Konsekvens B	2	Maylen Torsteinbø								
	Konsekvens V	2	Maylen Torsteinbø								
	Skadeårsak	ANNEN/UKJENT	Maylen Torsteinbø								
	Skadebeskrivelse	Riss/sprekk i ender: 2015: 3,5mm mot øst 2,5mm mot vest	Maylen Torsteinbø								
	Skadegrad	2	Maylen Torsteinbø								
	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20.08.2015	Maylen Torsteinbø								
	Prioritet	4B	Maylen Torsteinbø								

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Eliv/Innsjø

Element		Skade										
Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak		
Erosjon	2	29.10.2002	29.10.2002: Undergraving - knekt rør vest			3		26.08.2015	6V			
		Dato	Felt	Endring								Bruker
	26.08.2015	Skadegrad	2									Vilde Åsnes Birkeland
		Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014									Vilde Åsnes Birkeland
		Konsekvens V	3									Vilde Åsnes Birkeland
		Prioritet	6V									Vilde Åsnes Birkeland
	19.03.2004	Skadebeskrivelse	29.10.2002: Undergraving - knekt rør vest									-
		Inspeksjon	Enkel inspeksjon 19-03-2004									-
	20.05.2003	Inspeksjon	Enkel inspeksjon 20-05-2003									-
		Skadebeskrivelse										-
	29.10.2002	Inspeksjon	Enkel inspeksjon 29-10-2002									-
		Konsekvens V	2									-
		Prioritet	Åpen									-
		Status	Åpen									-
		Skadebeskrivelse	Undergraving - knekt rør vest									-

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Elv/Innsjø

Element		Skade										
Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak		
C1 - Landkar (6-6) Detaljer: - Fundamenteringsnivå: Over vann - Fundamenteringsmåte: Såle - Landkartype: Kasselandskar u/topplate - Masstype: Grus og stein - Materiale: Betong - Overflatebehandling: Ukjent	2	26.08.2015	Avskalling			2		26.08.2015	4V	UTFØRELSEFEIL		
	Dato		Felt	Endring								Bruker
	26.08.2015		Skadegrad	2								Vilde Åsnes Birkeland
			Prioritet	4V								Vilde Åsnes Birkeland
			Skadeårsak	UTFØRELSEFEIL								Vilde Åsnes Birkeland
			Skadebeskrivelse	Avskalling								Vilde Åsnes Birkeland
			Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014								Vilde Åsnes Birkeland
			Konsekvens V	2								Vilde Åsnes Birkeland
	3	05.07.2005	Betong på endetverbjelken over landkar flasser av			2		3	26.08.2015	9V	ANNEN/UKJENT	
	Dato		Felt	Endring								Bruker
26.08.2015		Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014								Vilde Åsnes Birkeland	
		Prioritet	9V								Vilde Åsnes Birkeland	
		Skadegrad	3								Vilde Åsnes Birkeland	
		Konsekvens V	3								-	
		Skadebeskrivelse	Betong på endetverbjelken over landkar flasser av								-	
		Inspeksjon	Hovedinspeksjon 05-07-2005								-	
		Prioritet									-	
		Status	Åpen								-	
		Konsekvens B	2								-	
3	05.07.2005	Armering står åpen og korroderer						26.08.2015	9V	Feilplassert armering, Følgeskade		
Armeringskorrosjon												

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Elv/innsjø

Element		Skade												
Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	Endring	Felt	Dato	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak	Bruker
			Prioritet	9V		26.08.2015								Vilde Åsnes Birkeland
			Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014										Vilde Åsnes Birkeland
			Skadegrad	3										Vilde Åsnes Birkeland
			Skadebeskrivelse	05.07.2005: Armering står åpen og korroderer										-
			Konsekvens V	3										-
			Konsekvens B											-
			Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010										-
			Inspeksjon	Hovedinspeksjon 05-07-2005		05.07.2005								-
			Skadebeskrivelse	Armering står åpen og korroderer										-
			Konsekvens B	2										-
			Prioritet											-
			Status	Åpen										-
			Konsekvens V	2										-

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Eliv/Innsjø

Element		Skade									
Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak	
Brudd	2	20.08.2010	Gjennomgående store riss i vestre bjelke mot pilar 5 i stag	3		3		26.08.2015	6B	ANNEN/UKJENT	
		Dato	Felt	Endring			Bruker				
	26.08.2015	Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014				Vilde Åsnes Birkeland				
		Prioritet	6B				Vilde Åsnes Birkeland				
		Skadegrad	2				Vilde Åsnes Birkeland				
	20.08.2010	Konsekvens V	3								
		Skadebeskrivelse	Gjennomgående store riss i vestre bjelke mot pilar 5 i stag								
		Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010								
		Prioritet									
		Status	Åpen								
		Konsekvens B	3								
Armeringskorrosjon	3	26.08.2015	Frilagt armering	3		3		26.08.2015	9B	UTFØRELSEFEIL	
		Dato	Felt	Endring			Bruker				
	26.08.2015	Skadegrad	3				Vilde Åsnes Birkeland				
		Prioritet	9B				Vilde Åsnes Birkeland				
		Konsekvens B	3				Vilde Åsnes Birkeland				
		Skadeårsak	UTFØRELSEFEIL				Vilde Åsnes Birkeland				
		Skadebeskrivelse	Frilagt armering				Vilde Åsnes Birkeland				
		Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014				Vilde Åsnes Birkeland				
		Konsekvens V	3				Vilde Åsnes Birkeland				

Byggverk	Vegreferanse	Kategori / type	Lengde / Antall spenn	Start akse	Slutt akse	Bru over
11-0688 Kyllingstad	P/EV 39.5 14601	Vegbru / Bjelkebru, NIB	82.9 / 5	1-Mot Moi	6-Mot Stavanger	Bilveg,Elv/Innsjø

Element		Skade									
Skadetype	SG	1. registrert	Skadebeskrivelse	B	T	V	M	Sist oppdatert	Pri	Skadeårsak	
Manglende del	3	26.08.2015	Asfaltfuge mangler!			3		26.08.2015	9V	UTFØRELSEFEIL	
		Dato	Felt	Endring		Bruker					
		26.08.2015	Skadegrad	3						Vilde Åsnes Birkeland	
			Prioritet	9V						Vilde Åsnes Birkeland	
			Skadeårsak	UTFØRELSEFEIL						Vilde Åsnes Birkeland	
			Skadebeskrivelse	Asfaltfuge mangler!						Vilde Åsnes Birkeland	
			Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014						Vilde Åsnes Birkeland	
			Konsekvens V	3						Vilde Åsnes Birkeland	
Lekkasje/fuktbelastning	2	02.09.1998	02.09.1998: Lakkasje.			2		26.08.2015	4V	Feil utforming	
		Dato	Felt	Endring		Bruker					
		26.08.2015	Skadegrad	2						Vilde Åsnes Birkeland	
			Inspeksjon	Spesialinspeksjon 15.05.2014						Vilde Åsnes Birkeland	
			Prioritet	4V						Vilde Åsnes Birkeland	
		20.08.2010	Skadebeskrivelse	02.09.1998: Lakkasje.						-	
			Inspeksjon	Hovedinspeksjon 20-08-2010						-	
		05.07.2005	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 05-07-2005						-	
			Skadebeskrivelse							-	
		02.09.1998	Inspeksjon	Hovedinspeksjon 02-09-1998						-	
			Konsekvens V	2						-	
			Prioritet	Åpen						-	
			Status	Lakkasje.						-	
			Skadebeskrivelse							-	

Appendiks C

Beregninger

Dette appendikset viser beregninger som er benyttet i denne oppgaven. Henvisninger til standarder og håndbøker står høyrestilt ved sin respektive formel eller utregning der dette er relevant. Forkortelsen NS henviser til NS 3473, EK2 gjelder Eurokode 2 og HB viser til håndbok fra Statens vegvesen.

C.1 Materialdata og tverrsnittsparmetre

Betong

Materialdata:

Bruddtøyning betong:

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \cdot 10^{-3} \quad (\text{EK2, tab. 3.1})$$

Karakteristisk sylindrefasthet bruplate og NIB:

$$f_{ck,pl} = 20 \text{ MPa} \quad (\text{EK2, tab. 3.1})$$

$$f_{ck,b} = 45 \text{ MPa}$$

Konstruksjonsfasthet for trykk i bruplate og NIB:

$$f_{cn,pl} = 16,8 \text{ MPa} \quad (\text{NS, tab. 5})$$

$$f_{ck,b} = 34,3 \text{ MPa}$$

Elastisitetsmodul for bruplate og NIB:

$$E_{ck} = k_E (f_{ck})^{0,3} = 9500 \cdot (f_{ck})^{0,3} \quad (\text{NS, 9.2.1})$$

$$E_{ck,pl} = 23 \text{ GPa}$$

$$E_{ck,b} = 30 \text{ GPa}$$

Dimensjoner [mm]:

Tverrsnittshøyder:

$$h_{pl} = 200$$

$$h_b = 800$$

$$h_{tot} = h_{pl} + h_b = 1000$$

Tverrsnittsbredder:

$$b_{eff} = 1150$$

$$b_b = 300$$

$$b_w = 80$$

Arealer [mm²]:

Areal av brudekke:

$$A_{pl} = b_{eff} \cdot h_{pl} = 230000$$

Deler NIB-tverrsnittet i fem deler for å kunne summere fra bunnen:

$$A_{c1} = 300 \cdot 200 = 60000$$

$$A_{c2} = 110 \cdot 110 = 12100$$

$$A_{c3} = 80 \cdot 520 = 41600$$

$$A_{c4} = 210 \cdot 80 = 16800$$

$$A_{c5} = 500 \cdot 80 = 40000$$

$$A_{cb} = A_{c1} + A_{c2} + A_{c3} + A_{c4} + A_{c5} = 170500$$

Areal av samvirkebjelke:

$$A_c = A_{cb} + A_{pl} = 400500$$

Tyngdepunkt fra underkant [mm]:

Tyngdepunkt NIB-bjelke:

$$y_{cb} = \frac{A_{c1} \cdot 100 + A_{c2} \cdot 236,7 + A_{c3} \cdot 460 + A_{c4} \cdot 693,3 + A_{c5} \cdot 760}{A_{cb}} = 410,8$$

Tyngdepunkt samvirkebjelke:

$$y_c = \frac{A_{c1} \cdot 100 + A_{c2} \cdot 236,7 + A_{c3} \cdot 460 + A_{c4} \cdot 693,3 + A_{c5} \cdot 760 + A_{pl} \cdot 900}{A_c} = 691,7$$

Andre arealmoment [mm⁴]:

Andre arealmoment NIB-bjelke:

Bruker samme deler som fra arealberegning

$$I_{cb1} = \frac{1}{12} \cdot 300 \cdot 200^3 + A_{c1} \cdot 310,8^2 = 6,0 \cdot 10^9$$

$$I_{cb2} = 2 \cdot \left(\frac{1}{36} \cdot 110 \cdot 110^3 + \frac{1}{2} \cdot A_{c2} \cdot 174,1^2 \right) = 0,4 \cdot 10^9$$

$$I_{cb3} = \frac{1}{12} \cdot 80 \cdot 520^3 + A_{c3} \cdot 49,2^2 = 1,0 \cdot 10^9$$

$$I_{cb4} = 2 \cdot \left(\frac{1}{36} \cdot 210 \cdot 80^3 + \frac{1}{2} \cdot A_{c4} \cdot 282,5^2 \right) = 1,4 \cdot 10^9$$

$$I_{cb5} = \frac{1}{12} \cdot 500 \cdot 80^3 + A_{c5} \cdot 349,2^2 = 4,9 \cdot 10^9$$

$$I_{cb} = I_{c1} + I_{c2} + I_{c3} + I_{c4} + I_{c5} = 13,7 \cdot 10^9$$

Andre arealmoment samvirkebjelke:

$$I_{c1} = \frac{1}{12} \cdot 300 \cdot 200^3 + A_{c1} \cdot 591,7^2 = 2,12 \cdot 10^{10}$$

$$I_{c2} = 2 \cdot \left(\frac{1}{36} \cdot 110 \cdot 110^3 + \frac{1}{2} \cdot A_{c2} \cdot 455,1^2 \right) = 0,25 \cdot 10^{10}$$

$$I_{c3} = \frac{1}{12} \cdot 80 \cdot 520^3 + A_{c3} \cdot 231,7^2 = 0,32 \cdot 10^{10}$$

$$I_{c4} = 2 \cdot \left(\frac{1}{36} \cdot 210 \cdot 80^3 + \frac{1}{2} \cdot A_{c4} \cdot 1,6^2 \right) \approx 0$$

$$I_{c5} = \frac{1}{12} \cdot 500 \cdot 80^3 + A_{c5} \cdot 68,3^2 = 0,21 \cdot 10^{10}$$

$$I_{pl} = \frac{1}{12} \cdot 1150 \cdot 200^3 + A_{pl} \cdot 208,3^2 = 1,07 \cdot 10^{10}$$

$$I_c = I_{c1} + I_{c2} + I_{c3} + I_{c4} + I_{c5} = 3,97 \cdot 10^{10}$$

Første arealmoment om tyngdepunkt [mm³]:

Første arealmoment NIB-bjelke:

$$S_1 = A_{c1} \cdot (y_c b - 100) = 18,65 \cdot 10^6$$

$$S_2 = A_{c2} \cdot (y_c b - 236,7) = 2,11 \cdot 10^6$$

$$S_{3u} = 210,8 \cdot 80 \cdot (y_c b - 305,4) = 1,78 \cdot 10^6$$

$$S_{uk} = S_1 + S_2 + S_{3u} = 22,54 \cdot 10^6$$

$$S_{3o} = 309,2 \cdot 80 \cdot (565,4 - y_c b) = 3,82 \cdot 10^6$$

$$S_4 = A_{c4} \cdot (693,3 - y_c b) = 4,75 \cdot 10^6$$

$$S_5 = A_{c5} \cdot (760 - y_c b) = 13,97 \cdot 10^6$$

$$S_{ok} = S_{3o} + S_4 + S_5 = 22,54 \cdot 10^6 \text{ (Kontroll OK!)}$$

Første arealmoment samvirkebjelke:

$$S_{c1} = A_{c1} \cdot (y_c - 100) = 35,5 \cdot 10^6$$

$$S_{c2} = A_{c2} \cdot (y_c - 236,7) = 5,5 \cdot 10^6$$

$$S_{c3u} = 491,7 \cdot 80 \cdot (y_c - 445,9) = 9,67 \cdot 10^6$$

$$S_{c,uk} = S_{c1} + S_{c2} + S_{c3u} = 50,6 \cdot 10^6$$

$$S_{c3o} \approx 0$$

$$S_{c4} \approx 0$$

$$S_{c5} = A_{c5} \cdot (760 - y_c) = 2,7 \cdot 10^6$$

$$S_{pl} = A_{pl} \cdot (900 - y_c) = 47,9 \cdot 10^6$$

$$S_{c,ok} = S_{c5} + S_{pl} = 50,6 \cdot 10^6 \text{ (Kontroll OK!)}$$

Armering**Materialdata:**

Karakteristisk flytespenning:

$$f_{sk} = 400 \text{ MPa}$$

(Ks40)

$$f_{pk} = 1540 \text{ MPa}$$

Elastisitetsmodul for slakk- og spennarmering:

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$E_p = 195 \text{ GPa}$$

Armeringsarealer [mm²]:

Spennarmering:

$$A_{p,strand} = 71,2$$

$$A_{p1} = 6 \cdot A_{p,strand} = 427,2$$

$$A_{p2} = 8 \cdot A_{p,strand} = 569,6,2$$

$$A_{p3} = 6 \cdot A_{p,strand} = 427,2$$

$$A_{p4} = 6 \cdot A_{p,strand} = 427,2$$

$$A_{p,UK} = A_{p1} + A_{p2} + A_{p3} = 1424$$

$$A_{p,OK} = A_{p4} = 427,2$$

$$A_p = A_{p,UK} + A_{p,OK} = 1851,2$$

Lengdearmering:

$$A_{sl,1} = \frac{1150}{300} \cdot \pi \cdot 5^2 = 301,1 \quad (\phi 10c300-OK,B3)$$

$$A_{sl,2} = 4 \cdot \pi \cdot 5^2 = 314,2 \quad (4\phi 10-UK,B3)$$

$$A_{sl,3} = \pi \cdot 8^2 = 201,1 \quad (\phi 16-UK,B4)$$

Ekstra lengdearmering over støtter:

$$A_{sl,4} = 2 \cdot \frac{1150}{500} \cdot \pi \cdot 10^2 = 1445,1 \quad (\phi 20c500-OK,B8, 0-2500 \text{ mm})$$

$$A_{sl,5} = \frac{1150}{500} \cdot \pi \cdot 10^2 = 722,6 \quad (\phi 20c500-OK,B8, 2500-3500 \text{ mm})$$

Skjærarmering:

Endefelt

$$A_{sw,1} = 2 \cdot 8 \cdot \pi \cdot 6^2 = 1809,6 \quad (8\phi 12, 0-280\text{mm})$$

$$A_{sw,2} = 2 \cdot \frac{1720}{160} \cdot \pi \cdot 4^2 = 1080,7 \quad (\phi 8c160, 280-2000\text{mm})$$

$$A_{sw,3} = 2 \cdot \frac{2500}{190} \cdot \pi \cdot 4^2 = 1322,8 \quad (\phi 8c190, 2000-4500\text{mm})$$

$$A_{sw,4} = 2 \cdot \frac{2500}{560} \cdot \pi \cdot 4^2 = 448,8 \quad (\phi 8c560, 4500-7000\text{mm})$$

Innerfelt

$$A_{sw,1} = 2 \cdot 8 \cdot \pi \cdot 6^2 = 1809,6 \quad (8\phi 12, 0-280\text{mm})$$

$$A_{sw,2} = 2 \cdot \frac{1220}{160} \cdot \pi \cdot 4^2 = 766,5 \quad (\phi 8c160, 280-1500\text{mm})$$

$$A_{sw,3} = 2 \cdot \frac{3000}{180} \cdot \pi \cdot 4^2 = 1675,5 \quad (\phi 8c180, 1500-4500\text{mm})$$

$$A_{sw,4} = 2 \cdot \frac{4500}{460} \cdot \pi \cdot 4^2 = 983,5 \quad (\phi 8c460, 4500-9000\text{mm})$$

Skjærarmring pr. lengdeenhet [mm²/mm]:

Endefelt:

$$\frac{A_{sw,1}}{s_1} = \frac{1809,6}{280} = 6,463$$

$$\frac{A_{sw,2}}{s_2} = \frac{1080,7}{1720} = 0,628$$

$$\frac{A_{sw,3}}{s_3} = \frac{1322,8}{2500} = 0,529$$

$$\frac{A_{sw,4}}{s_4} = \frac{448,8}{2500} = 0,179$$

Innerfelt:

$$\frac{A_{sw,1}}{s_1} = \frac{1809,6}{280} = 6,463$$

$$\frac{A_{sw,2}}{s_2} = \frac{766,5}{1220} = 0,628$$

$$\frac{A_{sw,3}}{s_3} = \frac{1675,5}{3000} = 0,558$$

$$\frac{A_{sw,4}}{s_4} = \frac{983,5}{4500} = 0,218$$

Høyder på armeringsgrupper fra UK bjelke [mm]:

Spennarmering:

$$h_{p1} = 40$$

$$h_{p2} = 70$$

$$h_{p3} = 100$$

$$h_{p4} = 760$$

Slakkarmering:

$$h_{sl,1} = h_{tot} - 57 = 943$$

$$h_{sl,2} = h_b + 37 = 837$$

$$h_{sl,3} = h_b + 8 = 808$$

$$h_{sl,4} = h_{tot} - 62 = 938$$

$$h_{sl,5} = h_{tot} - 62 = 938$$

Effektiv tverrsnittshøyde [mm]:

$$d_i = \frac{f_{pd} A_{pi} d_{pi} + f_{sd} \sum A_{si} d_{si}}{f_{pd} A_{pi} + f_{sd} \sum A_{si}}$$

Strekk i øvre del av tverrsnitt:

$$d_{OK,0.2500} = \frac{f_{pd} A_{p4} h_{p4} + f_{sd} (A_{sl,1} h_{sl,1} + \dots + A_{sl,4} h_{sl,4})}{f_{pd} A_{p4} + f_{sd} (A_{sl,1} + \dots + A_{sl,4})} = 848,6$$

$$d_{OK,2500.3500} = \frac{f_{pd} A_{p4} h_{p4} + f_{sd} (A_{sl,1} h_{sl,1} + \dots + A_{sl,3} h_{sl,3} + A_{sl,5} h_{sl,5})}{f_{pd} A_{p4} + f_{sd} (A_{sl,1} + \dots + A_{sl,3} + A_{sl,5})} = 828,3$$

$$d_{OK,3500..} = \frac{f_{pd} A_{p4} h_{p4} + f_{sd} (A_{sl,1} h_{sl,1} + \dots + A_{sl,3} h_{sl,3})}{f_{pd} A_{p4} + f_{sd} (A_{sl,3} + \dots + A_{sl,3})} = 796,1$$

Strekk i nedre del av tverrsnitt:

$$d_{UK} = \frac{f_{pd} [A_{p1} (h_{tot} - h_{p1}) + \dots + A_{p3} (h_{tot} - h_{p3})]}{f_{pd} (A_{p1} + \dots + A_{p3})} = 930$$

Avstand mellom armeringens strekk- og trykktyngdepunkt [mm]:

$$a_{OK} = h_{tot} - d_{OK}$$

$$a_{UK} = h_{tot} - d_{UK}$$

$$h' = h_{tot} - a_{OK} - a_{UK} = d_{OK} + d_{UK} - h_{tot}$$

Avstand x fra opplegg:

$$h'_{0.2500} = 848,6 + 930 - 1000 = 778,6$$

$$h'_{2500.3500} = 828,3 + 930 - 1000 = 758,3$$

$$h'_{3500..} = 796,1 + 930 - 1000 = 726,1$$

Endret d_{OK} på grunn av utforming av kantdrager:

Armeringsarealer [mm²]:

$$A_{sl,1,mod} = \frac{335}{300} \cdot \pi \cdot 5^2 = 85,1 \quad (\phi 10c300-OK,B3)$$

$$A_{sl,2,mod} = 2 \cdot \pi \cdot 5^2 = 157,1 \quad (2\phi 10-UK,B3)$$

$$A_{sl,4,mod} = 2 \cdot \frac{325}{500} \cdot \pi \cdot 10^2 = 408,4 \quad (\phi 20c500-OK,B8)$$

$$A_{sl,kant} = \pi \cdot 5^2 = 78,5 \quad (\phi 10,B3)$$

$$A_{sl,kant,OK} = 4 \cdot \pi \cdot 5^2 = 314,2 \quad (4\phi 10-OK,B3)$$

$$A_{sl,OK} = 4 \cdot \pi 10^2 = 1256,6 \quad (4\phi 20-OK,B8)$$

Høyder på armeringsgrupper [mm]:

$$h_{sl,kant} = h_{tot} + 40 = 1040$$

$$h_{sl,kant,OK} = h_{tot} + 145 = 1145$$

$$h_{sl,OK} = h_{tot} + 140 = 1140$$

Effektiv tverrsnittshøyde ved kantdrager:

$$d_{OK,kant} = 936,2 \text{ mm}$$

C.2 Kryptall

Beregning av kryptall baserer seg på EK2, tillegg B.

Virkning av relativ luftfuktighet på normert kryptall:

I vektorer gjelder øvre verdi for NIB-bjelke og nedre verdi for bruplate.

Relativ luftfuktighet:

$$RH = 70\% \quad (\text{HB N400, 7.2.3})$$

Midlere sylindrefasthet:

$$f_{cm} = \begin{bmatrix} 53 \\ 28 \end{bmatrix} MPa$$

Omkrets av tverrsnitt utsatt for tørking:

$$u = \begin{bmatrix} 2781 \\ 1800 \end{bmatrix} mm$$

Effektiv tverrsnittstykkelse:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \begin{bmatrix} 122,6 \\ 255,6 \end{bmatrix} mm$$

Faktor som tar hensyn til betongfasthet:

$$\alpha_1 = \begin{bmatrix} 0,748 \\ 1,169 \end{bmatrix}$$

$$\alpha_2 = \begin{bmatrix} 0,920 \\ 1,046 \end{bmatrix}$$

$$\alpha_3 = \begin{bmatrix} 0,813 \\ 1,118 \end{bmatrix}$$

Virkning av RH på kryptall:

$$\varphi_{RH} = \begin{bmatrix} 1,336 \\ 1,473 \end{bmatrix}$$

Normert kryptall:

Herfra gjelder vektorer etter støpetidspunkt t_0 og betraktningstidspunkt t . De fem øverste gjelder NIB-bjelke, og de to nederste verdier gjelder for bruplate.

$$(t, t_0) = \begin{bmatrix} 28,3 \\ 18615,3 \\ 36500,3 \\ 18615,28 \\ 36500,28 \\ pl,18615,28 \\ pl,36500,28 \end{bmatrix} \text{ døgn}$$

Virkning av fasthet på kryptall:

$$\beta(f_{cm}) = \begin{bmatrix} 2,308 \\ 2,308 \\ 2,308 \\ 2,308 \\ 2,308 \\ 3,175 \\ 3,175 \end{bmatrix}$$

Virkning av betongens alder på kryptall:

$$\beta(t_0) = \begin{bmatrix} 0,743 \\ 0,743 \\ 0,743 \\ 0,488 \\ 0,488 \\ 0,488 \\ 0,488 \end{bmatrix}$$

Normert kryptall:

$$\varphi_0 = \begin{bmatrix} 2,291 \\ 2,291 \\ 2,291 \\ 1,506 \\ 1,506 \\ 2,284 \\ 2,284 \end{bmatrix}$$

Kryptall:

Faktor avhengig av RH og eff. tverrsnittstykkelse:

$$\beta_H = \begin{bmatrix} 395,1 \\ 395,1 \\ 395,1 \\ 395,1 \\ 395,1 \\ 649,9 \\ 649,9 \end{bmatrix}$$

Faktor som beskriver utvikling av kryp etter belastning:

$$\beta(t, t_0) = \begin{bmatrix} 0,429 \\ 0,994 \\ 0,997 \\ 0,994 \\ 0,997 \\ 0,990 \\ 0,995 \end{bmatrix}$$

Kryptall:

$$\varphi(t, t_0) = \begin{bmatrix} 0,983 \\ 2,277 \\ 2,284 \\ 1,496 \\ 1,501 \\ 2,260 \\ 2,272 \end{bmatrix}$$

C.3 Deformasjonslaster

Her beregnes bidrag fra deformasjonslaster. Dette innebærer spennkrefter, omlagringsmoment og tvangsmoment fra forspenning.

C.3.1 Spennkrefter

Tyngdepunkt spennarmering fra UK bjelke [mm]:

$$a_c = \frac{A_{p,strand}(6 \cdot h_{p1} + 8 \cdot h_{p2} + 6 \cdot h_{p3} + 6 \cdot h_{p4})}{A_p} = 229,2$$

Eksentrisitet tyngdepunkt betong og spennarmering [mm]:

$$e = y_c - a_c = 181,6$$

Karakteristisk moment fra oppspenningskraft [kNm]:

$$M_{0,k} = F'_{p0} \cdot e = 1400 \text{ kN} \cdot 0,1816 \text{ m} = 254,2$$

C.3.2 Omlagringsmoment

Beregningene baserer seg på Norsk Betongforenings publikasjon nr. 10 Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer fra 1981 og NS 3473.

$$M_s = -\frac{g_1 L^2}{12} \cdot \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa \varphi_2} - \frac{(g_2 + g_4) L^2}{12} \cdot \frac{\varphi_2}{1 + \kappa \varphi_2} + (P_I \cdot e'_{U2} - P_{O2} \cdot e'_{O2}) \cdot \frac{\varphi'_2}{1 + \kappa \varphi_2} + \Delta P_2 \cdot e'_{U2} + F_{O3} \left(y'_{O2} - \frac{h_p}{2} \right) \frac{1}{1 + \kappa \varphi_{pl}} \quad (\text{NB publ. 10})$$

Laster [kN/m]:

$$g_1 = 4,26$$

$$g_2 = 5,75$$

$$g_4 = 3,45$$

Tverrsnittparametre [mm]:

$$e'_{U2} = y_c - y_{p,UK} = y_c - 70 = 621,7$$

$$e'_{O2} = h_{tot} - y_c - c_{nom} = h_{tot} - y_c - 40 = 68,3$$

$$y'_{O2} - h_{pl}/2 = h - y_c - h_{pl}/2 = 208,3$$

Faktorer fra spennarmering [kN]:

Spennkraft UK etter umiddelbar tap (antar 5 % tap):

$$P_I = 0,95 \cdot 20 \cdot F_{p0} = 1202,7$$

Spennkraft OK etter langsiktig tap (15 % tap):

$$P_{O2} = 0,85 \cdot 6 \cdot F_{p0} = 322,8$$

Endring tap spennkraft UK:

$$\Delta P_2 = P_{U2} - P_I = 20 \cdot F_{p0} - P_I = -126,6$$

Kryptall:

Øverste verdi gjelder for betraktning etter 51 år, mens nederste i vektorene gjelder for 100 år.

Første/andre/tredje ledd i likning, avhengig av NIB-bjelke:

$$\varphi_2 = \varphi_{t,28} = \begin{bmatrix} 1,496 \\ 1,501 \end{bmatrix}$$

Første/tredje ledd i likning, avhengig av NIB-bjelke:

$$\varphi'_2 = \varphi_{t,3} - \varphi_{28,3} = \begin{bmatrix} 1,294 \\ 1,301 \end{bmatrix}$$

Femte ledd i likning, avhengig av bruplate:

$$\varphi_{pl} = \varphi_{pl,t,28} = \begin{bmatrix} 2,260 \\ 2,272 \end{bmatrix}$$

Andre faktorer:

Gjennomsnittlig spennlengde:

$$L = 16,4 \text{ m}$$

Areal av påstøp:

$$A_{c3} = A_{pl} = 230000 \text{ mm}^2$$

E-modul bruplate 28 døgn:

$$E_{c3} = 23336 \text{ N/mm}^2$$

Svinndifferanse bjelke og påstøp:

$$\Delta \epsilon_{cs} = -3,8 \cdot 10^{-5}$$

Kraft for elastisk tøyning lik svinndifferanse mellom bjelke og påstøp:

$$F_{O3} = A_{c3} \cdot E_{c3} \cdot \Delta \epsilon_{cs} = -204 \text{ kN}$$

Relaksasjonskoeffisient:

$$\kappa = 0,8$$

Omlagringsmoment [kNm]:

Øverste verdi gjelder for betraktning etter 51 år, mens nederste i vektorene gjelder for 100 år.

$$M_s = \begin{bmatrix} 137,0 \\ 138,2 \end{bmatrix}$$

C.3.3 Tvangsmoment fra forspenning

Beregningene baserer seg på metoden til Hermundsdal og Pétursson (2015).

Effektiv elastisitetsmodul [N/mm²]:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (\text{EK2, 7.4.3(5)})$$

I følgende vektor brukes de syv forskjellige kryptallene beregnet i appendiks C.2.

$$E_{c,eff} = \begin{bmatrix} 15012 \\ 9084 \\ 9064 \\ 11923 \\ 11901 \\ 7157 \\ 7132 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

Tvangsmoment fra forspenning [kNm]:

$$M_{Tv} = \left(-\frac{M_{0,k}}{EI_{t,3}} + \frac{M_{0,k}}{EI_{28,3}} \right) EI_{t,28}$$

Øverste verdi gjelder for betraktning etter 51 år, mens nederste i vektorene gjelder for 100 år.

$$M_{Tv} = \begin{bmatrix} 131,8 \\ 132,2 \end{bmatrix}$$

C.4 Skjærkapasitet samvirkebjelker etter NS 3473

Dimensjonerende skjærkrefter blir hovedsakelig båret av NIB-bjelken, så materialverdiene for disse blir gjeldene i beregningene.

C.4.1 Skjærkapasitet uten skjærarmoring

Denne er beregnet etter forenklet metode i punkt 12.3.2.1.

Dimensjonerende strekkfasthet:

$$f_{td} = \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = \frac{2,3}{1,4} = 1,64 \text{ MPa} \quad (\text{NS, 10.4.2})$$

Armeringsareal på strekksiden:

$$A_s = A_{p,OK} + A_{sl,1} + A_{sl,4} = 2173,4 \text{ mm}^2$$

Diverse faktorer:

$$d = d_{OK,0.2500} = 848,6 \text{ mm}$$

$$k_A = 100 \text{ N/mm}^2$$

$$k_v = 1,5 - \frac{d}{d_1} = 1,5 - \frac{848,6}{1000} = 0,65 < 1,0 \implies k_v = 1,0$$

Kapasitet for skjærkraft ved strekkbrudd [kN]:

$$V_{cd1} = V_{co} = 0,3 \left(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d} \right) b_w d k_v = 79,9$$

$$V_{cd2} = 0,6 f_{td} b_w d k_v = 66,8$$

$$\implies V_{cd} = 66,8$$

C.4.2 Skjærkapasitet uten skjærarmoring med samtidig virkende aksialtrykk

Denne er beregnet etter punkt 12.3.2.2.

Dimensjonerende aksialkraft:

$$N_f = \gamma_D \cdot F'_{p0} = 0,9 \cdot 1400 = 1260 \text{ kN}$$

Motstandsmoment, der øvre verdi gjelder for samvirke og nedre verdi for NIB-bjelke alene:

$$W_c = \frac{2I_c}{h} = \left[\begin{array}{l} 79,4 \cdot 10^6 \\ 34,3 \cdot 10^6 \end{array} \right] \text{ mm}^3$$

Her følger dimensjonerende skjærkraft og moment i betraktet snitt. Øvre verdi gjelder for endespenn og nederste verdi gjelder for mellomspenn:

$$V_f = \begin{bmatrix} 319 \\ 353 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$M_f = \begin{bmatrix} -700,2 \\ -708,5 \end{bmatrix} \text{ kNm}$$

Indre momentarm:

$$z_1 = \max \begin{bmatrix} I_c / S_c \\ 0,7d \end{bmatrix} = \max \begin{bmatrix} 783,04 \text{ mm} \\ 594,02 \text{ mm} \end{bmatrix} \Rightarrow z_1 = 783,04 \text{ mm}$$

Videre er:

$$M_0 = -N_f \frac{W_c}{A_c} = \begin{bmatrix} 253,1 \\ 249,8 \end{bmatrix} \text{ kNm}$$

Her gjelder øvre verdi for samvirke og nedre verdi for NIB-bjelke alene.

Kapasitet ved strekkbrudd og samtidig virkende aksialtrykk [kN]:

Øverste verdi gjelder for endespenn og nederste verdi for mellom- og midtspenn.

$$V_{cd1} = V_{co} + 0,8M_0 \left| \frac{V_f}{M_f} \right| = \begin{bmatrix} 157,9 \\ 166,4 \end{bmatrix}$$

$$V_{cd2} = \left(f_{td} k_v - 0,25 \frac{N_f}{A_c} \right) b_w z_1 = \begin{bmatrix} 152,0 \\ 152,0 \end{bmatrix}$$

$$\Rightarrow V_{cd} = 152$$

C.4.3 Skjærkapasitet med skjærarmoring og samtidig virkende aksialtrykk

Denne er beregnet etter punkt 12.3.2.4.

Dimensjonerende flytespenning for skjærarmoring:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ MPa} \quad (\text{NS, 10.4.2})$$

Skjærarmoring i aktuelt snitt for henholdsvis ende- og mellomspenn:

$$\frac{A_{sv3}}{s_3} = \begin{bmatrix} 0,529 \\ 0,558 \end{bmatrix} \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Indre momentarm:

$$z = 0,9d_{OK} = 763,7 \text{ mm} \quad (\text{NS, 12.3.2.4})$$

Kapasitet i skjærarmeringsbidraget for ende- og mellomspenn [kN]:

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} A_{sv}}{s} z = \begin{bmatrix} 129,3 \\ 136,4 \end{bmatrix}$$

C.4.4 Skjærtrykkkapasitet

Stegbredde i henholdvis forsterket og vanlig samvirketverrsnitt:

$$b_w = \begin{bmatrix} 300 \\ 80 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Kapasitet for trykkbrudd i forsterket og vanlig samvirketverrsnitt [kN]:

$$V_{ccd} = 0,3f_{cd}b_w z = \begin{bmatrix} 1684 \\ 449 \end{bmatrix}$$

C.4.5 Forankringskapasitet

Heftfasthet:

$$f_{bd} = f_{bc} \leq 2k_1 f_{td} \quad (12.8.5)$$

Spennaudiameter:

$$\phi = 9,525 \text{ mm}$$

Faktorer som inngår i dimensjonerende heftfasthet:

$$k_1 = 1,2 \quad (\text{NS, tab. 8})$$

$$c = \min \begin{bmatrix} c_1 = 35,2 \\ c_2 = 35,2 \\ s_l/2 = 10,2 \end{bmatrix} \text{ mm} \Rightarrow c = 10,2 \text{ mm} \quad (\text{NS, figur 11})$$

Senteravstand mellom forankrede spenntau:

$$s = 30 \text{ mm} < 5\phi \Rightarrow k_2 = 1,0 \quad (\text{NS, 12.8.5})$$

Dimensjonerende heftfasthet [N/mm²]:

$$f_{bd} = k_1 k_2 f_{td} \left(\frac{1}{3} + \frac{2c}{3\phi} \right) = 2,06 < 2k_1 f_{td} = 3,94 \quad (\text{NS, 12.8.5})$$

Faktorer som inngår i overføringslengde:

$$\alpha = 5 \quad (\text{NS, tab. 7})$$

$$\beta = 0,17 \quad (\text{NS, tab. 7})$$

$$\sigma_p = 845 \text{ MPa}$$

I stålspenningen er det antatt 5 % tap.

Overføringslengde [mm]:

$$l_{bp} = \alpha\phi + \frac{\beta\sigma_p\phi}{f_{bc}} = 711,8 \quad (\text{NS, 12.8.4})$$

Lengde på opplegg:

$$l_x = 350 \text{ mm}$$

Forankringskapasitet [kN]:

$$F_{sp} = \frac{l_x}{l_{bp}} \cdot F'_{p0} = 529,1$$

C.5 Skjærkapasitet samvirkebjelker etter EK2

Dimensjonerende skjærkrefter blir hovedsakelig båret av NIB-bjelken, så materialverdiene for disse blir gjeldene i beregningene.

C.5.1 Skjærkapasitet uten beregningsmessig behov for skjærarmoring

I delkapittel 8.5.1 er det vist at betongen er opprisset ved opplegg. Derfor må det i EK2 regnes etter punkt 6.2.2(1).

Faktorer som inngår i kapasitetsformelen:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{OK}}} = 1,485 < 2,0 \text{ OK!}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d_{OK}} = \frac{2261,5}{80 \cdot 848,6} = 0,033 > 0,02 \implies \rho_l = 0,02$$

$$k_1 = 0,15 \quad \text{(trykk)}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 3,14 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd} = 5,1 \text{ OK!}$$

Dimensjonerende kapasitet for skjærstrekk [kN]:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck,b})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 86,2 \quad \text{(EK2, 6.2.2(1))}$$

Fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset grunnet skjærkraft:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,492 \quad \text{(EK2, 6.2.2(6))}$$

Dimensjonerende kapasitet for skjærtrykk [kN]:

$$V_{Rd,max} = 0,5 b_w d_{OK} v f_{cd} = 426$$

C.5.2 Skjærkapasitet med beregningsmessig behov for skjærarmering

Indre momentarm:

$$z = 0,9d_{OK} = 763,7 \text{ mm} \quad (\text{EK2, 6.2.3(1)})$$

Dimensjonerende flytespenning for skjærarmering:

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Helningsvinkel på trykkdiagonaler:

$$\theta = 26.6^\circ \implies \cot \theta = 2,0 \quad (\text{HB, N400})$$

Skjærstrekkapasitet for henholdsvis ende- og mellomspenn [kN]:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cdot \cot \theta = \begin{bmatrix} 281 \\ 297 \end{bmatrix} \quad (\text{EK2, 6.2.3(3)})$$

Dimensjonerende overføringslengde:

$$l_{pt2} = 579,2 \text{ mm} \quad (\text{Appendiks C.5.3})$$

Undersøker forholdet mellom avstand fra opplegg til betraktet snitt og overføringslengde:

$$\frac{l_x}{l_{pt2}} = \frac{d_{OK}}{l_{pt2}} = 1,46 > 1,0 \implies \frac{l_x}{l_{pt2}} = 1,0$$

Midlere trykkspenning fra forspenning for henholdsvis vanlig NIB og forsterket tverrsnitt:

$$\sigma_{cp} = \frac{l_x}{l_{pt2}} \cdot \frac{N_{Ed}}{A_c} = \begin{bmatrix} 3,14 \\ 2,57 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

Forhold mellom trykkspenning og betongfasthet for vanlig NIB og forsterket tverrsnitt:

$$\frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = \begin{bmatrix} 0,123 \\ 0,101 \end{bmatrix} < 0,2f_{cd}$$

Koeffisient som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten for vanlig NIB og forsterket tverrsnitt:

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = \begin{bmatrix} 1,123 \\ 1,101 \end{bmatrix} \quad (\text{EK2, NA.6.2.3(3)})$$

Fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset grunnet skjærkraft:

$$v_1 = v = 0,492 \quad (\text{EK2, 6.6N})$$

Skjærtrykkapasitet for vanlig NIB-tverrsnitt og forsterket [kN]:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \begin{bmatrix} 344 \\ 1266 \end{bmatrix} \quad (\text{EK2, 6.2.3(3)})$$

C.5.3 Forankringskapasitet

Lengde på opplegg:

$$l_x = 350 \text{ mm}$$

Sementtype klasse N:

$$s = 0,25 \quad (\text{EK2, 3.1.2(6)})$$

Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet:

$$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa} \quad (\text{EK2, tab. 3.1})$$

Dette gir:

$$\beta_{cc}(18615) = \exp \left[s \left(1 - \frac{28}{18615} \right)^{1/2} \right] = 1,272 \quad (\text{EK2, 3.1.2.(6)})$$

Midlere strekkfasthet etter t døgn:

$$f_{ctm}(18615) = [\beta_{cc}(18615)]^{2/3} \cdot f_{ctm} = 4,46 \text{ MPa} \quad (\text{EK2, 3.1.2(9)})$$

Dimensjonerende aksialtrekkfasthet:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot \frac{f_{ctm}(t)}{\gamma_c} = 1,77 \text{ MPa} \quad (\text{EK2, 8.10.2.2(1)})$$

Faktorer som påvirker heftspenningen:

$$\eta_{p1} = 3,2 \quad (\text{Spennetau med 7 tråder})$$

$$\eta_1 = 0,7 \quad (\text{Dårlig heft})$$

Heftspenning [MPa]:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) = 3,96 \quad (\text{EK2, 8.10.2.2(1)})$$

Faktorer som påvirker overføringslengde:

$$\alpha_1 = 1,25$$

(Plutselig avspenning)

$$\alpha_2 = 0,19$$

(Spennetau)

Spenning i kabelen rett etter avspenning (antar 5 % tap):

$$\sigma_{pm0} = 0,95 \cdot \frac{F_{p0}}{A_{p,strand}} = 845 \text{ MPa}$$

Overføringslengde [mm]:

$$l_{pt} = \frac{\alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0}}{f_{bpt}} = 482,7 \quad (\text{EK2, 8.10.2.2(2)})$$

Dimensjonerende overføringslengde [mm]:

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt} = 579,2 \quad (\text{EK2, 8.10.2.2(3)})$$

Faktorer som påvirker forankringslengden:

$$\sigma_{pd} = 845 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm,\infty} = 0,85 \cdot \sigma_{p0} = 755,7 \text{ MPa}$$

Total forankringslengde [mm]:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \frac{\alpha_2 \phi (\sigma_{pd} - \sigma_{pm,\infty})}{f_{bpd}} = 704,5 \quad (\text{EK2, 8.10.2.3(4)})$$

Forankringskapasitet [kN]:

$$F_{sp} = \frac{l_x}{l_{bpd}} \cdot F'_{p0} = 534,6$$

C.5.4 Skjærkapasitet i støpeskjøt

Faktorer som er avhengig av ruheten av støpeskjøten. Armeringstegninger presiserer at overflaten skal være ru:

$$c = 0,4 \quad (\text{EK2, 6.2.5(2)})$$

$$\mu = 0,7 \quad (\text{EK2, 6.2.5(2)})$$

Dimensjonerende aksialtrekkfasthet for bruplate:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 0,85 \text{ MPa} \quad (\text{C.1})$$

Armering i støpeskjøt henholdsvis endefelt og innerfelt:

$$A_{se} = 2 \cdot \pi \left(5^2 \cdot \frac{2500}{240} + 4^2 \cdot \frac{2500}{190} \right) = 2959 \text{ mm}^2 \quad (\phi 10c240 + \phi 8c190 \text{ over } 2,5 \text{ m})$$

$$A_{si} = 2 \cdot \pi \left(5^2 \cdot \frac{3000}{190} + 4^2 \cdot \frac{3000}{180} \right) = 4156 \text{ mm}^2 \quad (\phi 10c190 + \phi 8c180 \text{ over } 3,0 \text{ m})$$

Areal av støpeskjøt henholdsvis endefelt og innerfelt:

$$A_{ie} = 2500 \cdot 400 = 1 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$A_{ii} = 3000 \cdot 400 = 1,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Forholdet mellom armeringsareal og areal av støpeskjøten i ende- og innerfelt:

$$\rho = \frac{A_s}{A_i} = \begin{bmatrix} 2,959 \cdot 10^{-3} \\ 3,463 \cdot 10^{-3} \end{bmatrix} \quad (\text{EK2, 6.2.5(1)})$$

Dimensjonerende skjærkapasitet i støpeskjøt i henholdsvis ende- og innerfelt [MPa]:

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \rho f_{yd} \mu = \begin{bmatrix} 1,06 \\ 1,18 \end{bmatrix} < 0,5 v_{fcd} = 2,79 \text{ OK!} \quad (\text{EK2, 6.2.5(1)})$$

C.6 Momentkapasitet samvirkebjelker

Momentkapasiteten er beregnet i bruddgrensetilstand. Bruddkriteriet forutsetter at armeringen i strekksonen flyter, mens betongen knuser i trykksonen. Maks momentkapasitet oppnås ved strekkbrudd i underarmert tverrsnitt. Spennkrefter betraktes som indre motstand.

Materialverdier:

Dimensjonerende fasthet bruplate:

$$f_{cd,pl} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = \frac{16,8}{1,4} = 12,0 \text{ MPa} \quad (\text{NS, 10.4.2})$$

Dimensjonerende fasthet NIB-bjelke:

$$f_{cd,b} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = \frac{34,3}{1,4} = 24,5 \text{ MPa} \quad (\text{NS, 10.4.2})$$

Dimensjonerende flytespenning for slakkarmering:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,25} = 320 \text{ MPa} \quad (\text{NS, 10.4.2})$$

Flytetøyning for slakkarmering:

$$\varepsilon_{sd} = \frac{f_{sd}}{E_s} = \frac{320}{2 \cdot 10^5} = 1,6 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

Dimensjonerende flytespenning for spennarmering:

$$f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = \frac{1540}{1,25} = 1232 \text{ MPa} \quad (\text{NS, 10.4.2})$$

Forspenning:

$$\sigma_{p0} = \frac{F_{p0}}{A_{p,strand}} = 889 \text{ MPa}$$

Initiell tøyningdifferanse:

$$\varepsilon_{p0} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 4,56 \cdot 10^{-3}$$

Effektiv tøyningdifferanse:

$$\varepsilon'_{p0} = 0,85\varepsilon_{p0} = 3,88 \cdot 10^{-3}$$

C.6.1 Momentkapasitet i felt

I felt vil spennarmeringen i underkant av NIB-bjelken befinne seg i strekksonen, mens brudekket blir trykksone.

Trykksonehøydefaktor for balansert spennarmering i felt:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}} = 0,589$$

Balansert spennarmeringsareal [mm²]:

$$A_{pb} = 0,8 \cdot \frac{f_{cd,pl}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b_{eff} \cdot d_{UK} = 4909$$

$A_{pb} > A_{p,UK} = 1424 \text{ mm}^2$, så dette betyr at tverrsnittet er underarmert.

Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha = \frac{f_{pd} A_{p,UK}}{0,8 f_{cd,pl} b_{eff} d_{UK}} = 0,171$$

Trykksonehøyde:

$$x_{OK} = \alpha \cdot d_{UK} = 159 \text{ mm}$$

Trykksonehøyden er mindre enn brudekketykkelsen. Dette betyr at brudekke som trykksone ikke er fullt utnyttet. Regner dermed kapasiteten som for en rektangulær bjelke med bredde b_{eff} . Ser bort fra bidrag fra armeringen i påstøp.

Momentkapasitet i felt [kNm]:

$$M_{Rd,f} = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha)f_{cd,pl} \cdot b_{eff} \cdot d_{UK}^2 = 1521 \text{ kNm}$$

C.6.2 Momentkapasitet ved støtte

Ved støtter er slakkarmeringen i overkant av bjelken i strekksonen, mens nedre del av NIB-bjelken utgjør trykksonen. Regner som for slakkarmert tverrsnitt.

Trykksonehøydefaktor for balansert slakkarmert tverrsnitt:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sd} + \varepsilon_{cu}} = 0,686$$

Balansert armeringsareal [mm²]:

$$A_{sb} = 0,8 \cdot \frac{f_{cd,b}}{f_{sd}} \cdot \alpha_b \cdot b_b \cdot d_{OK,0.2500} = 10697$$

Armeringsareal over støtte:

$$A_s = A_{sl,1} + \dots + A_{sl,4} = 2261 \text{ mm}^2$$

$A_{sb} \gg A_s$, så dette betyr at tverrsnittet er underarmert.

Trykksonehøydefaktor:

$$\alpha = \frac{f_{sd} A_s}{0,8 f_{cd,b} b_b d_{OK,0.2500}} = 0,145$$

Trykksonehøyde:

$$x_{UK} = \alpha \cdot d_{OK,0.2500} = 123,1 \text{ mm}$$

Trykksonen inkluderer alle spenntau i underkant av NIB-bjelken, slik at disse bidrar til momentkapasiteten.

Trykktøyning i spennarmering UK:

$$\varepsilon_{p,UK} = \frac{x_{UK} - y_{p,UK}}{x_{UK}} \cdot \varepsilon_{cu} = 1,51 \cdot 10^{-3}$$

Momentkapasitet ved støtte [kNm]:

$$M_{Rd,s} = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha)f_{cd,b} \cdot b_b \cdot d_{OK,0.2500}^2 + \varepsilon_{p,UK} \cdot E_p \cdot A_{p,UK} \cdot h'_{0.2500} = 905 \text{ kNm}$$

Kontroll av tøyning i slakkarmering:

$$\varepsilon_s = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \varepsilon_{cu} = 0,021 < 0,03 \text{ OK!}$$

(EK2, NA.3.2.7)