

Evaluering av betongbru med betydelig skadeomfang

Nerlandsøybrua i Møre og Romsdal

Ylva Anda
Synnøve Bangor Edvardsen
Ingrid Mørk

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2014

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 8. juni 2014	ANTALL SIDER: 202 + 150 vedlegg
------------------------------------	-----------------------	------------------------------------

TITTEL:

Evaluering av betongbru med betydelig skadeomfang: Nerlandsøybrua i Møre og Romsdal

Analysis of Significantly Damaged Concrete Bridge: The Nerlandsøy Bridge in Møre and Romsdal

UTFØRT AV:

Ylva Anda
Synnøve Bangor Edvardsen
Ingrid Mørk



SAMMENDRAG:

Oppgaven omhandler vurdering av tilstanden og bæreevnen til Nerlandsøybrua. Modellering og analyse er gjort i rammeprogrammet NovaFrame. I oppgaven presenteres teorigrunnlaget og forutsetninger for beregningene. I tillegg inneholder oppgaven en litteraturred om årsaker og konsekvenser av nedbrytningsmekanismer i betong.

Brua stod ferdig i 1967 og er en bjelke-platebru med et hovedspenn på 40 meter. En spesialinspeksjon utført av Rambøll i 2011 på vegne av Statens vegvesen avdekte mulig korrosjon som følge av høyt kloridinnhold i betongen. Kapasitetskontroll er derfor utført for brua slik den er prosjektert og for dagens tilstand, hvor korrosjonsskader er tatt i betraktning. Kapasitetskontrollene er i henhold til gammel norsk standard, NS 3473. Dimesjonerende laster baseres på håndbok 238 Bruklassifisering.

Bruoverbygningen og den mest kritiske søylen er kontrollert i bruddgrensetilstand. For å ta hensyn til skader på brua er kapasiteten beregnet på nytt for to ulike tilfeller; ved å redusere armeringsarealet og ved å utelukke betongoverdekningen.

Bruas kapasitet i uskadd tilstand overskrides for Bruksklasse 10 i flere snitt i bruoverbygningen. Mest kritisk er skjærkapasiteten i tverretning, hvor utnyttelsesgraden er svært høy. Kapasiteten for felt- og støttemoment for feltene nærmest land er overskredet i prosjektert tilstand, noe som er kritisk, da kloridprøver og synlige skader antyder at området kan være korrosjonsskadet. Søylekapasiteten er tilnærmet fullt utnyttet.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

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

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet våren 2014 ved Institutt for konstruksjonsteknikk, og er en del av en 5-årig mastergrad ved Norges Teknisk- Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Oppgaven er skrevet som et samarbeid mellom Ylva Anda, Synnøve Bangor Edvardsen og Ingrid Mørk, med professor Terje Kanstad som intern veileder. Ekstern samarbeidspartner er Statens vegvesen, med Håvard Johansen og Thomas Reed ved Vegdirektoratet i Trondheim som veiledere.

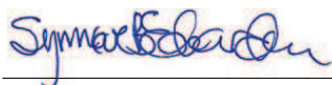
Gjennom denne masteroppgaven har vi fått forståelse for bruprojektering og modellering i rammeprogrammet NovaFrame. Vi har opparbeidet kunnskap om bestandighet og nedbrytningsmekanismer for betongkonstruksjoner, samt konsekvenser dette kan ha for bæreevnen. Litteratur som er brukt er hentet fra fagbøker, artikler, internett samt intern og ekstern veileder.

Vi vil rette en stor takk til professor Terje Kanstad ved NTNU for god veiledning og oppfølging underveis. Vi vil også takke Håvard Johansen og Thomas Reed ved Vegdirektoratet for veiledning og kursing i NovaFrame. Til slutt vil vi takke hverandre for et godt samarbeid.

Trondheim, 8. juni 2014



Ylva Anda



Synnøve Bangor Edvardsen



Ingrid Mørk

Sammendrag

Denne masteroppgaven inneholder vurdering av tilstanden og bæreevnen til Nerlandsøybrua i Herøy kommune i Møre og Romsdal. Nerlandsøybrua er en del av fylkesvei 20 som forbinder Nerlandsøya og Bergsøya, og sto ferdig i 1967. Den totale lengden av brua er 404 m fordelt på 20 spenn, med et hovedspenn på 40 m. Brua er en bjelke-platebru med T-formet bjelkeprofil med varierende tverrsnittshøyde. Hovedspennet og de to tilstøtende sidespennene er spennarmert, mens resterende spenn kun er slakkarmert. Brua har ett kjørefelt med føringsbredde 3,5 m og en møteplass i hovedspennet hvor føringsbredden er 6,0 m. Nerlandsøybrua er klassifisert til Bruksklasse 10 T60.

Det er gjennomført en kapasitetskontroll av brua slik den er prosjektert, basert på tegningsgrunnlag fra Dr. Techn. Olav Olsen A.S. Brua er utsatt for korrosjonsskader, og det er i den forbindelse gjort en litteraturstudie på årsaker og konsekvenser av nedbrytningsmekanismer i betong. Videre er det gjort en ny vurdering av kapasiteten der skadene er tatt i betraktning.

Kapasitetskontroll av bruoverbygning og den mest kritiske søylen er utført i bruddgrensetilstand. Rammeprogrammet NovaFrame er benyttet til modellering av brua for å bestemme dimensjonerende krefter. Håndbok 238 *Bruklassifisering* ligger til grunn for kontroll av laster og NS3473 *Prosjektering av konstruksjoner* er brukt i kapasitetsberegningene.

Det er foretatt kontroll av spennene fra Bergsøya til og med hovedspennet. Spennene mellom hovedspennet og Nerlandsøya har tilsvarende lengder og dimensjoner, og er derfor ikke nødvendig å kontrollere. Moment- og skjærkontroll er utført for alle snitt med ulike tverrsnittsdimensjoner. Torsjonsmoment er kontrollert i hovedspennet, da møteplassen tillater eksentrisk plassering av trafikklaster.

Rambøll utførte, på vegne av Statens vegvesen, en spesialinspeksjon i 2011. I denne inspeksjonen ble det gjennomført materialundersøkelser, der betongoverdekning, karbonatiseringsdybde og kloridinnhold ble målt. Kloridinnholdet viste seg å være over kritisk verdi flere steder på brua. Dette indikerer at kloridindusert armeringskorrosjon er sannsynlig. Feltene inn mot land hadde størst kloridinnhold, noe som er forventet på grunn av den lave høyden over havet. De største verdiene for kloridinnhold er registrert på nordsiden av brua, i le for dimensjonerende vindretning. Visuell inspeksjonen viste at de synlige skadene stemmer godt overens med det målte kloridinnholdet. I feltene med høyt kloridinnhold ble det også registrert avskalling og delaminering av betongoverdekningen. Der armeringen har kommet til syne er det synlig korrosjon.

Resultatene fra kapasitetskontrollen viser at bruas kapasitet i prosjektert tilstand overskrides eller er svært høyt utnyttet for bruksklasse 10 i flere snitt i bruoverbygningen. Mest kritisk er skjærkrefter i tverretning, hvor skjærkapasiteten har en utnyttelsesgrad på 1,72. Kapasiteten for felt- og støttemoment for feltene nærmest land er overskredet i uskadd tilstand, noe som er

kritisk, da kloridprøver og synlige skader antyder at området kan være korrosjonsskadet. Kapasiteten til søylen som er vurdert er tilnærmet fullt utnyttet i uskadd tilstand.

Da bruas bæreevne i skadet tilstand ble vurdert, ble to mulige konsekvenser av korrosjon betraktet; redusert armeringstverrsnitt og bortfall av betongoverdekning. Rapporten fra spesialinspeksjonen viser i hvilken grad korrosjon er sannsynlig, og gir ingen konkrete opplysninger om gjenværende armerings- og betongareal. Resultatene fra vurderingen av skadet bru gir derfor en indikasjon på hva kapasiteten vil være ved ulike tilfeller og grader av korrosjon. I felt i hovedspennet, hvor spennarmeringen og strekkarmeringen korroderer samtidig, reduseres kapasiteten raskt. Ved høy utnyttelsesgrad vil mye av sikkerhetsfaktorene være brukt opp og brudd kan være sannsynlig.

Abstract

This master thesis includes a study of the condition and carrying capacity of the Nerlandsøybrua in Herøy municipality in Møre og Romsdal. Nerlandsøybrua is a part of county road 20 which connects Nerlandsøy to Bergsøy, it was completed in 1967. The total length of the bridge is 404 m divided by 20 spans with the main span 40 m. The bridge is a girder-plate bridge with a T shaped beam profile and varying cross sectional height. The main span and two adjacent side spans are prestressed, while the remaining spans are ordinary reinforced. The bridge has one lane with a main width of 3.5 m and a meeting place in the main span where the width of the road is 6.0 m Nerlandsøybrua is classified as a 10 T60 bridge.

A capacity control has been conducted on the bridge as it stands based on the drawings of Dr. Techn. Olav Olsen. The bridge has been exposed to corrosion damage and it is in relation to this that a study of the literature of the consequences of degradation pathways in concrete has been conducted. Following this, there has been a new study on the capacity of said bridge with these damages included in the assessment.

Capacity Control of the bridge's superstructure and the most critical column is performed at ultimate limit state. The framework program NovaFrame is used for the modeling of the bridge to determine the design forces. Håndbok 238 is the basis for control of loads and NS3473 *Concrete structures - Design and detailing rules* is used in capacity calculations.

Controls of the spans from Bergsøya to the main span have been performed. The spans between the main span and Nerlandsøya have similar lengths and dimensions, and therefore need not be checked. Bending moment and shear control is performed for all sections with different cross-sectional dimensions. Torsion is controlled in the main span, as the meeting space permits eccentric placement of the traffic load. There have also been performed controls of the most critical column within the structure.

Rambøll performed on behalf of the Statens vegvesen a special inspection in 2011. During this inspection there were studies conducted on the materials where the concrete cover, carbonation and chloride content was measured. The chloride content proved to be of critical value in several places on the bridge. This indicates that chloride corrosion is likely. The largest values for chloride were registered on the north side of the bridge, sheltered from the design direction. The areas closest to the land had the highest chloride content, which is expected because of the low altitude. Visual inspection of the damages coincided well with the chloride studies. In areas with high chloride content there was also detected spalling and delamination of the concrete cover. In areas where the reinforcement is visible there is obvious corrosion.

The results of the capacity control show that the bridge capacity in undamaged condition exceed the service class 10 regulations or is highly utilized in several areas of the superstructure. Most critical is the shear capacity in the transversal direction, with utilization 1.72. The capacity for the field moment and support moment for the spans near shore is exceeded in undamaged condition, which is critical because measured chloride content and visible damages implies reinforcement corrosion. The column capacity is almost fully utilized in undamaged condition.

When the carrying capacity of the bridge in damaged condition was evaluated, two possible consequences of corrosion were considered; reduced reinforcement of the cross section and loss of concrete cover. The report of the special inspection shows the extent to which corrosion is likely, and provides no specific information regarding the remaining reinforcement and concrete area. The results of the assessment of the damaged bridge which provides an indication of the capacity will be at different instances and degrees of corrosion. In the field in the main span, the prestressed reinforcement and tensile reinforcement corrode at the same time, which results in the capacity of the bridge decreasing quickly. At high utilization much of the safety factors will be employed and fracture may be likely.

Innhold

Forord	iii
Sammendrag.....	v
Abstract	vii
1 Innledning.....	1
2 Standarder og regelverk	3
2.1 Standarder.....	3
2.2 Håndbøker	3
2.2.1 Bruprosjektering.....	3
2.2.2 Bruklassifisering.....	4
3 Bestandighet	7
3.1 Betong	7
3.1.1 Betongens egenskaper	7
3.1.2 Betongens bestandighetskrav	8
3.2 Skademekanismer.....	9
3.2.1 Armeringskorrosjon	9
3.2.2 Karbonatisering	11
3.2.3 Kloridinitiert armeringskorrosjon	12
3.2.4 Kjemisk nedbrytning	14
3.2.5 Fysiske påkjenninger.....	16
4 Tilstand.....	19
4.1 Katodisk anlegg.....	19
4.2 Materialundersøkelser	20
4.2.1 Betongoverdekning	24
4.2.2 Karbonatisering	24
4.2.3 Kloridinnhold	25
4.3 Skader.....	30
4.3.1 Betongskader	30
4.3.2 Riss	34
4.3.3 Armering	37
5 Dimensjoneringsgrunnlag	39
5.1 Nerlandsøybrua	39
5.2 Materialer	41
5.2.1 Betong	41
5.2.2 Slakkarmering	43

5.2.3 Spennarmering	43
5.3 Armeringsmengder	44
5.4 Betongoverdekning	45
6 Laster	47
6.1 Permanente laster	47
6.1.1 Egenlast	47
6.2 Variable laster	48
6.2.1 Trafikklast	48
6.2.2 Temperaturlast.....	52
6.2.3 Vindlast	53
6.3 Deformasjonslaster.....	55
6.3.1 Kryp.....	56
6.3.2 Svinn.....	57
6.3.3 Forspenning	58
6.3.4 Tap av forspenning.....	59
6.4 Lastkombinasjoner	62
6.4.1 Bruddgrensetilstand.....	63
6.4.2 Bruksgrensetilstand	64
7 Modell av brua i NovaFrame.....	67
7.1 Koordinatsystem.....	67
7.2 Referanselinjer	67
7.3 Noder og elementer	68
7.4 Tverrsnittsgeometri	69
7.5 Spennarmering	69
7.6 Randbetingelser.....	70
7.7 Laster og lastkombinering.....	71
7.7.1 Forspenningslast.....	71
7.7.2 Trafikklast	71
7.7.3 Temperaturlast.....	72
7.7.4 Vindlast	72
7.7.5 Lastkombinering.....	73
8 Bruddgrensetilstand for bruoverbygning – Lengderetning	75
8.1 Dimensjonerende krefter	76
8.1.1 Moment	76
8.1.2 Skjær.....	79
8.1.3 Torsjon	81
8.2 Momentkapasitet	83
8.2.1 Momentkapasitet i felt.....	84
8.2.2 Momentkapasitet over støtte	86
8.2.3 Reduksjon av støttemoment	88
8.2.4 Momentomlagring	89
8.3 Skjærkapasitet	91
8.3.1 Skjærstrekkapasitet.....	91

8.3.2 Skjærtrykkkapasitet	92
8.3.3 Minimumsarmering	93
8.4 Torsjonskapasitet.....	93
8.4.1 Snitt A-A	94
8.4.2 Snitt B-B.....	97
8.5 Oppsummering	99
9 Bruddgrensetilstand – Tverretning.....	101
9.1 Dimensjonerende Moment	101
9.1.1 Egenlast	101
9.1.2 Vindlast	101
9.1.3 Trafikklast	102
9.1.4 Lastkombinasjon	103
9.2 Dimensjonerende skjær	103
9.2.1 Egenlast	103
9.2.2 Vindlast	104
9.2.3 Trafikklast	104
9.2.4 Lastkombinasjon	107
9.3 Momentkapasitet	108
9.4 Skjærkapasitet	109
9.5 Oppsummering	109
10 Bruddgrensetilstand – Søylar	111
10.1 Dimensjonerende krefter	111
10.2 Kapasitet midtsnitt.....	114
10.2.1 Bøyning om x-aksen.....	119
10.2.2 Bøyning om y-aksen.....	122
10.2.3 Biaksial bøyning.....	125
10.3 Kapasitet i topp søyle	129
10.3.1 Bøyning om x-aksen.....	129
10.3.2 Bøyning om y-aksen.....	130
10.3.3 Biaksial bøyning.....	131
10.4 Oppsummering	134
11 Sammenligning og verifikasjon	137
11.1 Sammenligning med Focus-modell.....	137
11.2 Sammenligning med Rambølls NovaFrame-modell	139
12 Konsekvenser av armeringskorrosjon	141
12.1 Redusert armeringsareal	141
12.2 Duktilitet og styrke.....	143
12.3 Heftfasthet	143
12.4 Opprissing av betong.....	147
12.4.1 Ekspansjon av armeringsstenger	147
12.4.2 Rustindusert økning i armeringsvolum	148
12.5 Momentkapasitet	149

12.6 Skjærkapasitet	150
12.6.1 Elementer uten skjærarmoring	153
12.6.2 Elementer med skjærarmoring	154
12.7 Aksialkraftkapasitet.....	155
13 Kapasitetskontroll av skadet bru	157
13.1 Reduksjon av betongtverrsnitt.....	158
13.1.1 Momentkapasitet	158
13.1.2 Skjær.....	158
13.1.3 Torsjonskapasitet.....	159
13.1.4 Søylar	159
13.2 Reduksjon av armeringstverrsnitt.....	162
13.2.1 Momentkapasitet	163
13.2.2 Skjær.....	172
13.2.3 Torsjon	176
13.2.4 Søylar	176
14 Konklusjon	181
Referanser.....	185
Vedlegg	189

1 Innledning

I Norge finnes det i dag svært mange bruer med betydelig skadeomfang. Flere bruer trenger ekstra oppfølging og reparasjoner, og skadeomfanget er økende. Statens vegvesen og konsulentfirmaer har behov for økt kompetanse og hjelp til å håndtere disse problemene. En av bruene som har betydelige skader er Nerlandsøybrua i Hærøy kommune i Møre og Romsdal. Nerlandsøybrua er en bjelke-platebru i betong som stod ferdig i 1967.

Betong er det mest dominerende materialet i brusammenheng, og er spesielt anvendelig for store og tunge konstruksjoner, da det er relativt bestandig, har stor styrke og er svært formbart. Fram til 1980-tallet ble betong i stor grad ansett som vedlikeholdsfritt, noe det norske standardverket fra 1960, -70 og delvis 80-tallet bærer preg av. Standardene hadde fokus på konstruksjonens lastkapasitet, og stilte ikke krav til betongoverdekning og betongkvalitet avhengig av hvilket miljø konstruksjonen skulle stå i. Skader på bruer fra denne tidsepoken skyldes i tillegg årsaker som [44]:

- Dårlig konstruksjonsutforming og detaljløsning
- Feil materialsammensetning i forhold til aktuelle miljøpåvirkninger
- Dårlig utførelse av armerings- og støpearbeid

I denne oppgaven vurderes kapasiteten og tilstanden til Nerlandsøybrua, og følgende gjennomføres:

- Verifikasjon av uskadd bru
- Beskrivelse av skadeomfang basert på tilstandsrapporter
- Verifikasjon av kapasitet som inkluderer sannsynlig skadeomfang

Kapasitetskontrollen for brua i uskadd tilstand gjennomføres i henhold til NS 3473, mens laster kontrolleres i henhold til Statens vegvesens håndbøker. For å bestemme lastvirkningene er rammeprogrammet NovaFrame benyttet. Ved verifikasjon av brua i skadet tilstand ligger en spesialinspeksjon utført av Rambøll i 2011 til grunn. Det finnes ingen regelverk for vurdering av skadde betongkonstruksjoner i Norge i dag, og det gjøres en litteraturstudie for å undersøke hvilke metoder som kan benyttes i slike vurderinger.

I tillegg gjennomføres en litteraturstudie over årsaker til og konsekvenser av nedbrytningsmekanismer i betong.

2 Standarder og regelverk

Dette kapittelet inneholder en oversikt over aktuelle standarder og regelverk for denne oppgaven. Dersom bestemmelser i ulike regelverk strider mot hverandre har standardene høyest prioritet, deretter håndbøker, veiledere og annen litteratur.

2.1 Standarder

1. april 2009 ble Eurokodeserien innført i Norge, og ble dermed det gjeldende regelverket for prosjektering av konstruksjoner. De nasjonale standardene ble da trukket tilbake. I denne oppgaven skal kapasiteten til en eksisterende bru kontrolleres, og Statens vegvesens Håndbok 238 *Bruklassifisering* [1] (se kapittel 2.2.1) legges til grunn. Statens vegvesen arbeider med å oppdatere sine håndbøker etter Eurokodene, men ikke alle håndbøker er oppdatert ennå. Dette gjelder blant annet Håndbok 238. Lastfaktorer og lastkombinasjoner i denne håndboken samsvarer med prosjekteringsstandardene som gjaldt i Norge før Eurokoden ble innført. Derfor brukes NS 3473 *betongkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler* [2] når bruas kapasitet skal bestemmes. Andre standarder som er brukt er NS-EN 1991-1-4 *Laster på konstruksjoner – Allmenne laster – vindlast* [3] og NS-EN 1991-1-5 *Laster på konstruksjoner - Allmenne laster – Termiske påvirkninger* [4]. Eurokoden NS-EN 1992-1-1 *Prosjektering av betongkonstruksjoner* [5] brukes som støtte der NS 3473 ikke strekker til.

2.2 Håndbøker

Statens vegvesen utgir håndbøker på to nivåer; nivå 1: normaler og retningslinjer og nivå 2: veiledninger.

De viktigste håndbøkene i Statens vegvesens håndbokhierarki er Normaler og retningslinjer, disse er kravdokumenter. Normaler gjelder alle offentlige veier/gater. Retningslinjer gjelder for riksvei og for konsulenter og entreprenører som gjør oppdrag for Statens vegvesen. Veiledninger er hjelpedokumenter som understøtter normalene og retningslinjene. De inneholder utdypende fagmateriell utover det som står i normalene/retningslinjene.

2.2.1 Bruprosjektering

Håndbok 185 *Bruprosjektering* [6] gjelder for prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet. Håndboken supplerer standardene der de ikke har egne regler for prosjektering av brukonstruksjoner. Prosjekteringsreglene gjelder for alle faser i konstruksjonens bygge- og levetid, samt reparasjons- og vedlikeholdstiltak som påvirker konstruksjonens bæreevne. Prosjekteringsreglene setter også krav til sikkerhet for midlertidige bruer og konstruksjoner for forskaling, stillaser, reisverk og andre hjelpekonstruksjoner.

I dag eksisterer to utgaver av denne håndboken; Håndbok 185 *Bruprosjektering* (2009) og Håndbok 185 *Bruprosjektering – Eurokodeutgave* (2011). I denne oppgaven brukes det som nevnt regelverk som ikke er oppdatert etter Eurokoden. Derfor følges 2009-utgaven av denne håndboken.

2.2.2 Bruklassifisering

Ved bruklassifisering bestemmes maksimalt tillatt trafikklast for eksisterende bruer. Klassifiseringen tar utgangspunkt i tegninger, tidligere beregninger, dokumenterte materialkapasiteter og tilstand. Regelverket for bruklassifisering består av tre håndbøker:

- Statens vegvesen håndbok 238 (Normaler): Bruklassifisering
Lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett
- Statens vegvesen håndbok 239 (Veiledning): Bruklassifisering
Lastforskrifter 1920 – 1973 og brunormaler 1912 – 1958
- Statens vegvesen håndbok 286 (Veiledning): Bruklassifisering
Beregningseksempler

Trafikklastene bruer skal kontrolleres for angis i Håndbok 238 [1]. Den trafikklasten som tillates å kjøre fritt på det offentlige veinettet betegnes som brukslast. Brukslast angis enten som bruksklasse eller aksellast/totalvekt. Bruksklasse forkortes Bk og etterfølges av et tall, for eksempel Bk 10. Dette omtales nærmere i kapittel 6.2.1. Håndbok 238 har et vedlegg for veiledning for fastsettelse av materialfastheter, last- og materialfaktorer.

Håndbok 239 inneholder en historisk oversikt over de laster (kjøretøy-, ekvivalent-, gangbane-, snølaste med mer) og standardtegninger som har blitt benyttet for bruer i Statens vegvesen. Fram til 1973-74 ble dimensjoneringen basert på kontroll av de virkelige opptredende spenningene i en konstruksjonsdel mot gitte verdier av tillatte spenninger. Tillatte spenningsverdier som er benyttet har variert opp gjennom årene, og utnyttelsesgraden av materialet har økt. I dag benyttes partialfaktormetoden, og denne har vært i bruk siden 1973-74. På grunn av utvikling av kjøretøyenes type, vekt og antall, har det vært nødvendig å revidere dimensjonerende laster. Det er derfor naturlig å skille mellom forskjellige lastklasser og lastforskrifter.

Nerlandsøybrua sto ferdig i 1967 og faller derfor inn under Lastforskrift av 1958. Lastforskriften av 1958 er delt i 2 klasser. Disse klassene tar begge utgangspunkt i 13 tonn aksellast inkludert rystelse som tilsvarer en aksellast på 18 tonn. Bruene regnes også for en ekvivalentlast bestående av en jevnt fordelt last og en knivlast. Det er den jevnt fordelte lasten som er forskjellig mellom de to klassene.

Lastklasse 1/1958 kan regnes å dekke opp bruksklasse 10 (se kapittel 6.2.1) for spennvidder mindre enn ca. 20 meter. Dersom bruas lengde er mindre enn 20 meter, kan klassifisering til Bruksklasse 10 (Bk 10) skje uten beregninger. Lastklasse 2/1958 gir ved lengre spenn enn ca.

4 meter, lavere dimensjonerende verdier enn Bk10. Bruer innen denne kategorien bør undersøkes spesielt. [1]

3 Bestandighet

I dette kapittelet presenteres betongegenskaper og ulike nedbrytningsmekanismer for betongkonstruksjoner.

3.1 Betong

Tidligere ble betong ansett som et evigvarende og vedlikeholdsfritt materiale. Nå er det kjent at dette ikke er tilfelle. Dårlig kunnskap om utførelse og betongsammensetning er ofte årsaken til redusert bestandighet. Kunnskap om interne og eksterne faktorer som virker inn på resultatet er derfor svært viktig, og i dag stilles det en rekke krav som skal sikre at betongen har tilstrekkelig god kvalitet.

3.1.1 Betongens egenskaper

Betong er en blanding av vann, sement, tilslag, tilsetningsstoffer og -materialer. Fine og grove tilslag utgjør omtrent 70 % av totalvolumet, mens de resterende 30 % består av sementpasta. Sementpasta er en blanding av vann og sement, og vektforholdet mellom bestanddelene i sementlimet angis som v/c -tall¹.

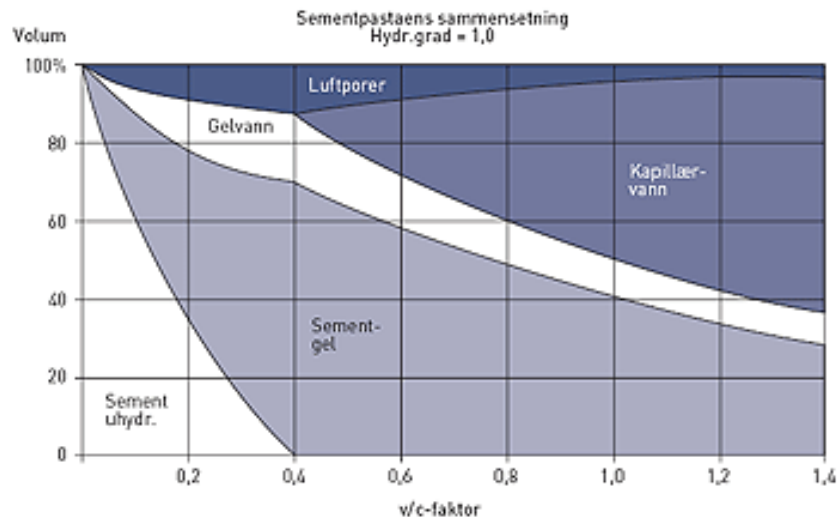
Fordelingen av fraksjonene justeres for å oppnå ønskede egenskaper i fersk, herdende og herdet betong. Tilsetningsstoffene utgjør som regel under 5 % av sementvekten. Tilsetningsmaterialene tilsettes ofte i litt større doser enn tilsetningsstoffene, og brukes som enten erstatning for deler av sementen eller i tillegg. Silikastøv og flyveaske (fellesbetegnelse pozzolaner) er tilsetningsmaterialene som oftest brukes i Norge.

Størkning og herdning av betongen er et resultat av en kjemisk reaksjon mellom sement og vann. Denne prosessen kalles hydratisering, og det er i denne fasen betongen i hovedsak utvikler sine mekaniske egenskaper. Hydratiseringsprosessen er en eksoterm reaksjon som genererer varme. Ved høy temperatur hydratiserer betongen raskere og får derfor hurtigere styrkeutvikling. Temperatur over 40 grader er uønsket på grunn av stor temperaturgradient som fører til dårligere kvalitet og utvikling av uønsket spenningsoppbygging som kan gi oppsprekking [7].

Betongens evne til å motstå nedbrytende krefter bestemmes av betongens motstandsevne til å transportere fukt og aggressiver. Tettheten og porøsiteten som i stor grad bestemmes av v/c -tallet spiller derfor en viktig rolle. Det antas at all sement hydratiseres ved $v/c = 0,4$. Ved mindre vannmengder vil deler av sementen ligge igjen som uhydratiserte korn. Gelporer (porene i den porøse massen av hydratisert sement) dannes ved hydratisering av sementen og

¹ v/c - tall = vannmengde/ sementmengde

er i størrelsesorden 0,002 μm . Andel gelporer er direkte relatert til andel hydratisert sement. Gelporene fordeler seg jevnt i betongen, og sørger for en tettere og mindre permeabel betong som gir økt bestandighet og styrke. Ved større vannmengder, $v/c > 0,50-0,60$, kan det dannes kontinuerlige kapillærporer siden overflødig vann ikke vil bindes kjemisk i betongen. Figur 3.1 viser økningen i kapillærporer og fuktopptak ved økende v/c -tall. Kapillærporer er i størrelsesorden 0,004 – 1 μm . I motsetning til gelporene er kapillærporene svake soner som muliggjør økning av væske- og gasstransport som igjen kan føre til økt nedbrytningsfare [8].



Figur 3.1: Betongens poresystem ved full hydratisering og økende v/c -tall [20]

3.1.2 Betongens bestandighetskrav

For å sikre god bestandighet for betongen er det i dag satt en rekke krav i NS-EN 1992-1-1 [5]. Tiltak for god bestandighet starter allerede i planleggingsfasen. Da bestemmes blant annet eksponeringsklasse, bestandighetskrav og betongoverdekning. Forebyggende tiltak, som inspeksjoner og kontroller, for å forhindre nedbrytning, vil fortsette gjennom hele konstruksjonens levetid. Tiltak for å sikre bestandigheten kan variere for ulike deler av konstruksjonen.

Da Nerlandsøybrua ble bygd hadde standardene fokus på konstruksjonens lastkapasitet, og stilte ikke krav til betongoverdekning og betongkvalitet avhengig av hvilket miljø konstruksjonen skulle stå i.

Betongoverdekning er et konstruktivt tiltak for å øke bestandigheten. Minimum betongoverdekning skal sikre:

- Sikker overføring av krefter
- Tilstrekkelig brannmotstand
- Beskytte armeringsstål mot korrosjon

Betongens porøsitet og permeabilitet er også avgjørende faktorer med hensyn på inntregning av skadelige stoffer som fører til nedbryting av betong. For tett betong reduseres initieringshastigheten for skadelige stoffer. Permeabiliteten styres blant annet av forholdet mellom vann og bindemiddel (som regel sement).

Eksponeringsklasser sier noe om hvilken miljøpåvirkning en konstruksjon utsettes for, og skal bestemmes i hvert enkelt tilfelle. NS-EN 1992-1-1 [5] angir 8 grupper med totalt 18 eksponeringsklasser. De 8 gruppene av eksponeringsklasser er definert i tabell 3.1.

Tabell 3.1: Eksponeringsklasser [5]

1	X0	Ingen risiko for korrosjon eller angrep
2	XC	Korrosjon fremkalt av karboatisering
3	XD	Korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann
4	XS	Korrosjon framkalt av klorider fra sjøvann
5	XF	Fryse-/tineangrep
6	XA	Kjemiske angrep
7	XA4	Kjemisk angrep fra husdyrgjødsel
8	XSA	Særlig aggressivt miljø

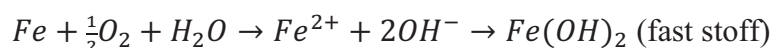
Bestandighetsklasse definerer betongens motstandsevne mot miljøpåvirkninger og stiller krav til betongblanding, materialvalg og type sement. Klassene betegnes med M eller MF og et tall. Tallet er 100 ganger masseforholdet, F betyr at betongen skal være frostsikker og at luftinnblanding er nødvendig. Det er også angitt hvilke typer sement som er å foretrekke ved de forskjellige bestandighetsklassene [45].

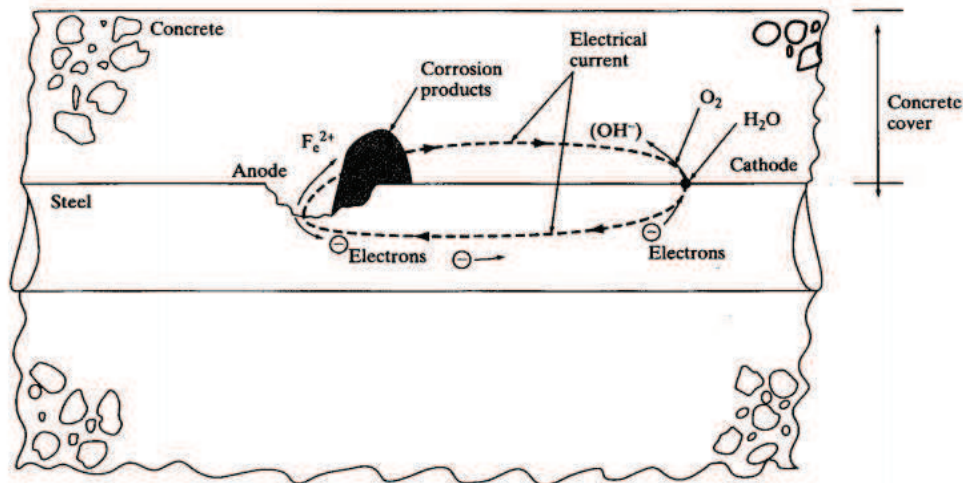
3.2 Skademekanismer

3.2.1 Armeringskorrosjon

Armeringskorrosjon er årsaken til de fleste større skader på betong og er derfor et stort problem for betongkonstruksjoner. Korrosjon er en elektrokjemisk prosess som omdanner metallisk jern til rustprodukter. Rustproduktene er voluminøse, som vil si at de har større volum enn reaktantene. Denne økningen i volum gir et indre trykk i betongen og kan føre til oppsprekking og avskalling. Korrosjon vil også redusere armeringstverrsnittet. Derfor vil konstruksjoner utsatt for armeringskorrosjon få lavere kapasitet og i verste fall kan det føre til brudd eller kollaps.

Korrosjon krever både en katode- og en anodereaksjon som illustrert i figur 3.2. Oksygen og vann må være tilstede og komme i kontakt med stålet for at korrosjonsprosessen skal skje. I starten vil korrosjonsproduktene, som ofte er ulike typer av jernhydroksid eller jernoksid, legge seg rundt stengene som en beskyttende passivfilm og hindre videre korrosjon. Denne fasen kalles initieringsperioden. Den totale korrosjonsreaksjonen for jernhydroksid er som følger [14]:



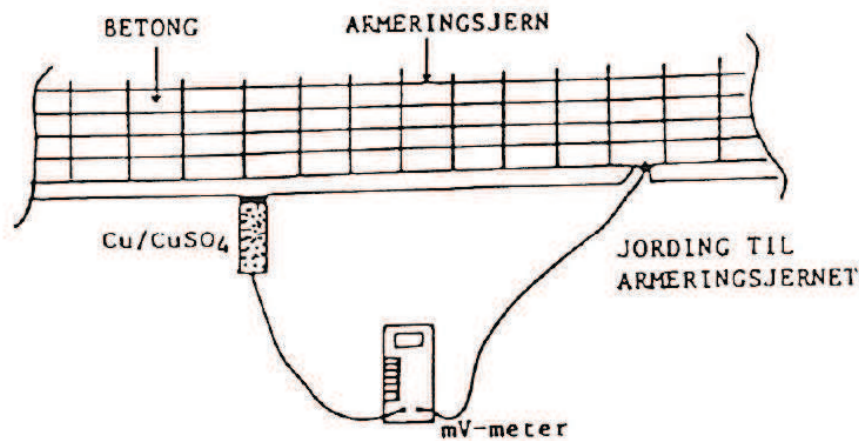


Figur 3.2: Korrosjonsreaksjon [14]

Passivfilmen opprettholdes av korrosjonsreaksjonen og beskytter stålet så lenge porevannet er tilstrekkelig basisk og det ikke inneholder kloridsalter. Når pH-verdien til porevannet omkring stålet synker til 8-9 depassiveres det beskyttende laget rundt armeringsstålet. Dette medfører at vann og luft som er tilstede får kontakt med stålet og det begynner å korrodere. Porevannet i betongen skal derfor optimalt holde en høy pH-verdi. Karbonatisering og/eller kloridinntrengning i betongen er de største årsakene til denne depassiveringen, ved at de henholdsvis senker porevannets pH-verdi og reagerer kjemisk med selve passivfilmen.

Siden betong har porer og poresystem som gjør det mulig for ulike stoffer å diffundere eller suges inn i betongen, vil god nok overdekning som regel være det beste preventive tiltaket mot inntrengning av alkalier og karbonat. Overflatebehandling og andre alternativer finnes også. [14]

Måling av elektrokjemisk potensiale på armeringsjern vil gi opplysning om armeringsjernets korrosjonstilstand. Betong av god kvalitet har høy pH-verdi og passivfilmen opprettholdes så lenge pH-verdien forblir høy. En slik tilstand gjenspeiler seg som relativt positive verdier for elektrokjemisk potensiale. Ved nedbrytning av betongkvaliteten, for eksempel ved karbonatisering eller kloridinntrengning, vil den passiverende oksydfilmen brytes ned. Da vil armeringsjernet begynne å korrodere, og når dette skjer vil det elektrokjemiske potensiale vise negative verdier. Elektrokjemisk potensiale for armeringsjern blir målt mot en Cu/CuSO₄ referanseelektrode, etter et måleoppsett som vist i figur 3.3 [15].



Figur 3.3: Måleoppsett for potensialmåling [15]

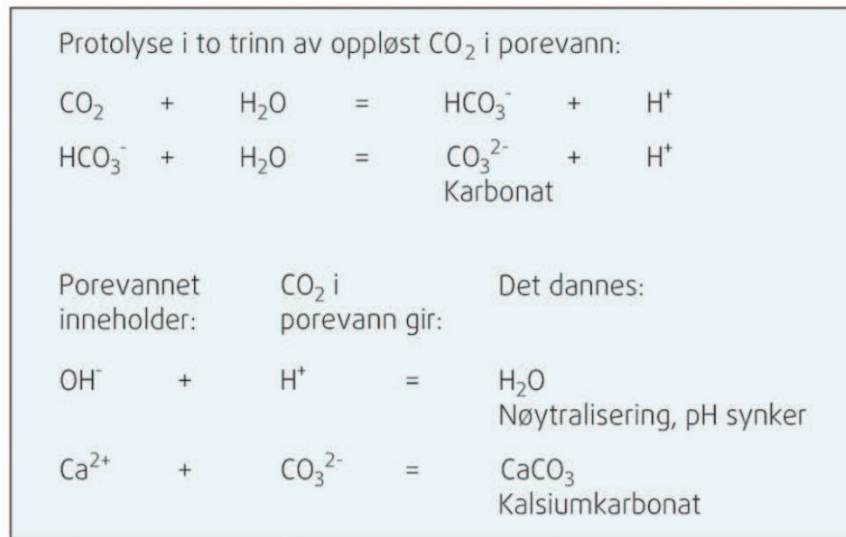
Inndelingen av elektrokjemisk potensiale i tabell 3.2 kan brukes for å evaluere målingsdataene.

Tabell 3.2: Evaluering av potensialmålinger [15]

Elektrokjemisk potensiale, p [mV]	Korrosjonsvurdering
$p \geq -200$	Passivsjikt dekker armeringen, liten fare for generell korrosjon, men store lokale potensialvariasjoner kan tilsi lokal korrosjon
$-350 < p < -200$	Nivå mellom passivitet og aktiv korrosjon. Fare for korrosjon, spesielt lokal korrosjon
$p \leq -350$	Stor fare for aktiv korrosjon

3.2.2 Karbonatisering

Karbonatisering av betong fører som regel til en jevn nedbrytning av armeringsstålet over store områder, og skadene som oppdages først er oppsprekking og rustutslag. Deretter avskaller betongen. Årsaken til korrosjon ved karbonatisering er at karbondioksid (CO_2) diffunderer langsomt innover i betongen og senker pH-verdien i porevannet. Dette skjer ved at det alkaliske porevannet reagerer med CO_2 og omdanner det til tungtløselig kalsiumkarbonat (CaCO_3) samtidig som hydroksidionene (OH^-) blir nøytralisert [16]. Reaksjonene i vannmettet betong er illustrert i figur 3.4.



Figur 3.4: Kjemiske reaksjoner for karbonatiseringsprosessen [16]

Kalsiumkarbonatet som dannes bidrar til økt tetthet og fasthet av betongen, men kalsiumkarbonat har mindre volum enn reaktantene. Betongen vil få et indre undertrykk som kan føre til små rissdannelser. Dette kalles karbonatiseringssvinn.

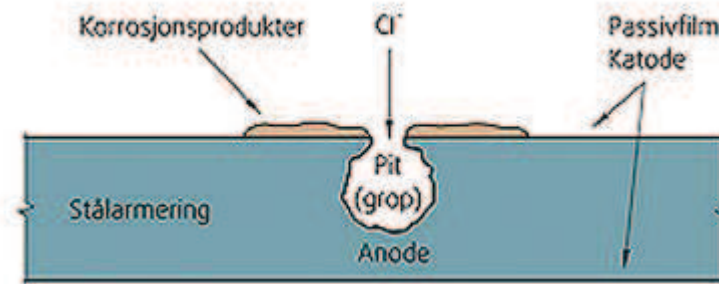
3.2.3 Kloridinitiert armeringskorrosjon

Kloridinnhold i betong kommer hovedsakelig fra kloridholdige delmaterialer eller inntrengning fra omgivelsene. Hovedkildene fra omgivelsene er sjøvann og veisalt, som begge inneholder lettløselige kloridsalter, henholdsvis natriumklorid (NaCl) og kalsiumklorid (CaCl₂). I dag er det vanlig praksis å produsere betong av delmaterialer med minimalt kloridinnhold, men tidligere har sjøsand og sjøvann vært brukt [17]. Klorid i betong kan bidra til kraftige og lokale korrosjonsangrep, såkalt pittingkorrosjon. Kloridinnholdet i betong skal i følge NS-EN 1992-1-1 [5] ikke overskride 0,1 % og 0,4 % av sementmengden for henholdsvis spennarmert og slakkarmert betong.

Klorider oppløst i vann trenger inn i betongen ved hjelp av kapillærsug og diffusjon dersom de kommer i kontakt. I motsetning til karbonatisering vil som regel konsentrasjonen av klorider avta med betongdybden. Den kloridmengden som trenger inn i betongen blir værende også etter uttørring og kan bygges opp over tid. Porøsitet, porevann og gjentatt oppfukning og uttørring er derfor viktige parametre for kloridopptaket.

Pittingkorrosjon

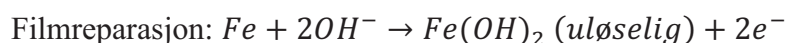
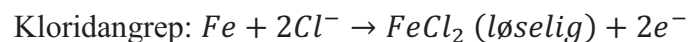
Kloridinitiert korrosjon vil som nevnt tidligere føre til store og lokale nedbrytningsangrep. Dette kalles pittingkorrosjon og er illustrert i figur 3.5.



Figur 3.5: Kloridinitiert pittingkorrosjon på armering i betong [16]

Oppløste kloridioner, Cl^- , i porevann, som er i fysisk kontakt med armeringen, kan binde seg til ståloverflaten og reagere kjemisk med passivfilmen slik at de bytter plass med OH^- -ioner i passivfilmen. Denne prosessen starter ofte lokalt i svakheter i passivfilmen, det vil si i punkter på ståloverflaten med strukturelle defekter i passivfilmen. Her dannes en kjemisk forbindelse av jernhydroksid og klorid, $\text{Fe}(\text{OH})\text{Cl}$, som er løselig i vann, i motsetning til den passiviserende jernhydroksidforbindelsen $\text{Fe}(\text{OH})_2$, som er tilnærmet uløselig i vann. Passivfilmen forsvinner på grunn av den kjemiske forbindelsen $\text{Fe}(\text{OH})\text{Cl}$ og armeringen blir derfor blottlagt.

Når passivfilmen er brutt ned lokalt, kan kloridioner reagere med blottlagt metallisk jern. Klorid bryter ned, mens hydroksyl reparerer i to konkurrerende anodereaksjoner:



Ved høyt Cl^-/OH^- -forhold i porevannet som er i kontakt med stålet, øker kloridangrepet. Dersom forholdet er lavt nok, kan stålet repassiviseres og den aktive korrosjonen kommer ikke i gang. Denne mekanismen forklarer hvorfor betong med høy pH-verdi ofte tåler mer klorid før korrosjon inntreffer enn betong med lavere pH-verdi. Ved høyere forhold kan kloridangrepet føre til at det dannes en grop i stålet der oksidfilmen ble fjernet. I denne gropen kan oppløste jernioner protolyseres² under reaksjon med vann og kloridioner og danne sure H^+ -ioner. Dersom slike ioner samler seg opp i gropen, når det også er kloridioner til stede, dannes saltsyre, HCl . Dermed blir vannet svært surt og setter fart i jernoppløsningen ved at jern oksiderer lettere i surt miljø. Prosessen kan bli selvakselererende. Korrosjonshastigheten i en slik grop kan bli svært høy og kan føre til betydelig lokal tverrsnittsreduksjon av armeringen. Kloridforbindelsene som inngår i pittingkorrosjon er lettløselige i vann, og kloridene hverken forbrukes eller uskadeliggjøres i prosessen. Klorid er kun en katalysator for korrosjonsprosessen. [16]

² En protolyse er en kjemisk reaksjon der et proton (H^+) avgis eller tas opp

3.2.4 Kjemisk nedbrytning

Ved riktig proporsjonering av betong, framstilt av bestandige tilslagsmaterialer og en god herding, vil betongen være tilfredsstillende under de fleste påkjenninger av kjemisk natur. Det finnes likevel miljøer der selv den mest motstandsdyktige betongen vil kunne brytes ned.

Med kjemisk nedbrytning menes kjemiske prosesser som kan skje både mellom selve bestanddelene i betongen, samt mellom bestanddeler i betongen og stoffer som trenger inn i betongen fra miljøet utenfor. Eksempel på førstnevnte er alkalireaksjoner og på sistnevnte er syreangrep. Fellesnevneren for all kjemisk nedbrytning er at det må være vann til stede.

Det er to hovedtyper av kjemiske angrep; oppløsning av betongens bindestoffer og dannelse av sprengende reaksjonsprodukter. [13]

Alkalireaksjoner

For betongkonstruksjoner er alkalireaksjoner en av de mest alvorlige nedbrytningsmekanismene. I Norge antok man fram til 1980-tallet at alkalireaksjoner ikke var et problem, til tross for at det var registrert slike skader på betongkonstruksjoner allerede på slutten av 1970-tallet. Dagens regelverk for nystøping av betong inneholder krav til tilslag og betong for å sikre tilstrekkelig bestandighet mot alkalireaksjoner.

Alkalireaksjoner er en kjemisk-fysisk reaksjon i betong mellom tilslag som inneholder kvarts (SiO_2) og alkaliioner (Na^+ og K^+). For at skadelige alkalireaksjoner skal kunne utvikles kreves tre hovedkomponenter; alkalireaktivt tilslag, alkalier og fukt. Mengden kalsiumhydroksid, $\text{Ca}(\text{OH})_2$, vil også virke inn på reaksjonen. Prosessen vil ikke starte eller eventuelt stoppe når en eller flere av disse komponentene ikke er tilgjengelig i tilstrekkelig mengde.

Alkalier og kalsiumhydroksid gir et basisk miljø i porevannet i betongen på grunn av sin høye pH-verdi. I den kjemiske prosessen øker løseligheten av kvarts på grunn av alkalier og høy pH. Kvarts går da delvis i oppløsning. Reaksjonen mellom kvarts, alkalier og vann medfører geldannelse. I den fysiske prosessen tar gelen som produseres opp vann. På grunn av vannopptaket utvides gelen og det blir trykk i porene og hulrom i betongen. Dette kan medføre at betongen ekspanderer og etter hvert risser opp. Den kjemiske og fysiske prosessen skjer samtidig i en betongkonstruksjon.

Når nødvendige forutsetninger for reaksjon og dannelse av gel er til stede, kan svelling av gelen føre til volumutvidelse og opprissing av betongoverflaten. Intern opprissing av betongtverrsnittet vil skje som følge av alkalireaksjoner, først i form av mikroopprissing i reagerte tilslagskorn og i sementpastaen. Etter hvert kan også viktige materialparametere endres som følge av dette. Strekkfasthet og E-modul reduseres først, i tillegg til at permeabiliteten kan øke. Erfaring tilsier at skadene må utvikles langt før betongens trykkfasthet reduseres.

Alvorlige skader på norske betongkonstruksjoner forårsaket av alkalireaksjoner er som regel knyttet til at det kan oppstå tvangskrefter ved ekspansjon av betongen. Andre skader av alkalireaksjoner kan være at det åpnes for andre skademekanismer. For eksempel kan klorider fra sjøvann eller veisalt trenge inn i riss og forårsake armeringskorrosjon. [18]

Sulfatangrep

Når sulfater reagerer med sementens aluminater, C_3A , dannes ettringitt. Denne reaksjonen danner reaksjonsprodukter som binder vann og får en stor volumøkning som gjør at betongen kan sprenge i stykker. Naturlige aggressive grunnforhold eller kjemisk industri, som gjødsel, kan forårsake sulfatangrep. I begynnelsen vil reaksjonsproduktene kun fylle opp poresystemet, og dermed gi en viss fasthetstilvekst. Etter hvert vil reaksjonsproduktene gi et kraftig trykk som vil føre til en indre oppsprekking, og en fullstendig disintegrering av betongen over tid. [11, 12]

Nitratangrep og angrep fra gjødsel

Når betong kommer i kontakt med gjødsel, både kunstgjødsel og naturlig gjødsel, kan det resultere i nitratspregning. Kjemiske produkter med større volum enn utgangsstoffene dannes. Dette resulterer i riss og avskallinger. I naturgjødsel utvikles ammoniakk. Dette medfører at betongen over tid vil løses opp. I tillegg til angrep på selve betongen, kan nitrater i større mengder føre til sprøhet av armeringen og spenningskorrosjon. Spenningskorrosjon er definert som sprekke-dannelser som følge av statiske strekkspenninger og korrosjon. Denne alvorlige skadetyper er vanskelig å reparere, men er observert når kunstgjødsel har vært i kontakt med armert betong over lengre tid. Nitratangrep kan stort sett unngås ved å benytte sulfatresistent sement, SR, alene, eller helst i kombinasjon med et pozzolan som silikastøv [13].

Syreangrep

Betong framstilt av Portlandsement, som er den vanligste sementtypen i Norge, har generelt ikke god motstandsevne mot syrer. Forskjellige syrers aggressivitet overfor betong varierer som vist i tabell 3.3.

Tabell 3.3: Noen syrer og deres aggressivitet overfor betong [13]

Sterke syrer		Svake syrer	
Navn	Angrepsgrad	Navn	Angrepsgrad
Svovelsyre	Middels/sterkt	Karbonsyre	Middels
Svovelsyring	Middels/sterkt	Maursyre	Svakt
Saltsyre	Sterkt	Eddiksyre	Middels
Salpetersyre	Sterkt	Garvesyre	Middels
Fosforsyre	Svakt	Humussyre	Svakt
		Melkesyre	Middels
		Vinsyre	Ikke
		Oksalsyre	Ikke

Betongens bindestoffer omdannes til nye ikke-bindende kjemiske forbindelser ved nedbrytning. Angrepet starter ved overflaten og løser opp betongen. Ved dannelse av løselige salter ved syreangrep, vil nedbrytningshastigheten øke vesentlig i miljø med strømmende vann. For betongfundamenter, rørledninger og tilsvarende som ligger i aggressiv grunn, hvor vanntransporten er liten, vil den aggressive væsken kunne nøytraliseres etter kort tid [13].

Utluting

Utluting (kalkutvasking) er oppløsning og fjerning av kalsiumhydroksid fra betongen. Meget dårlige betongkvaliteter, det vil si betong med høyt v/c-tall, er årsaken til kalkutvasking. For vanlig god betongkvalitet er kalkutvasking av liten konstruktiv betydning. Kalkutvasking er i hovedsak et estetisk problem. Når vann kommer i kontakt med lettløselig kalk vil det løses opp og kan da bli transportert ut av betongen. Konsekvensen av utluting kan i verste fall være at sementen blir ødelagt. Betong mister både fasthet og evnen til å beskytte armeringen mot korrosjon. Dette er et sjeldent scenario, da nedbrytningen sjeldent utvikles så langt [13].

Biologisk nedbrytning

Bakterier kan angripe betongen slik at det dannes grunnlag for dannelse av svovelsyre og sulfater som angriper betongen. Slike angrep er vanligst for avløpsrør og gjødselskjellere i landbruksbygg. Fra sulfider i spillvann vil det kunne dannes svovelsyre, som er sterkt aggressivt [13].

3.2.5 Fysiske påkjenninger

En betongkonstruksjon utsettes, ved siden av statisk last og dynamisk last, også for frost og temperaturpåkjenninger (fra herdeprosessen og omgivelser). Ved overbelastning av frost og temperaturpåkjenninger kan det oppstå rissdannelser som gjør betongen mindre motstandsdyktig overfor miljøbelastninger. Betongkonstruksjonens bæreevne kan også bli redusert av frost og temperaturpåkjenninger [13].

Frostangrep

Porevolumet i betong er i størrelsesorden 120-180 liter per kubikkmeter betong. Porene fylles lett med vann på grunn av porestørrelsen og strukturen. I forbindelse med regn, snøsmelting eller i skvalpesonen for konstruksjoner i vann, vil dette være tilfelle for betongoverflaten. Når vann fryser til is utvides porevannet med omtrent 9 volumprosent. Dette fører til indre trykkspenninger i porene som gir strekkspenninger i betongen. Det vil bli rissdannelser og avskalling når disse strekkspenningene overgår strekkkapasiteten i betongen [13].

Temperaturpåkjenninger

Betong utvider seg ved oppvarming og trekker seg sammen ved avkjøling. Hvis et konstruksjonselement holdes igjen under en slik temperaturpåkjenning, påføres betongen

strekkspenninger, og den kan risse opp. I herdeprosessen utvikles varme som følge av kjemiske prosesser. Ved massive konstruksjoner kan temperaturen komme opp i 70-90 °C. Store riss kan da utvikles på grunn av temperaturdifferansen. Slike høye temperaturer kan påvirke hydratiseringsprosessen slik at sementpastaen blir mer porøs. Dette vil kunne redusere fastheten og redusere motstanden mot nedbryting [13].

Overbelastning

Det kan oppstå riss og avskallinger som følge av overbelastning. Dette er vanlig for bruer, kaier, parkeringsdekk og liknende som blir utsatt for store laster og tunge kjøretøy. Rissene vil åpne og lukke seg avhengig av påkjenningen. Slike riss kan føre til at aggressive stoffer trenger inn og forsterker den nedbrytende effekten. Vannlekkasjer kan også være et resultat av slike riss i for eksempel damkonstruksjoner og parkeringshus [13].

4 Tilstand

Dette kapittelet inneholder informasjon om Nerlandsøybruas tilstand. For beskrivelsen ligger flere tilstandsundersøkelser til grunn. Stavsengs Ingeniørfirma AS utførte en tilstandskontroll i 1987 [24] og Aas-Jakobsen [19] og Corroteam [22] utførte inspeksjoner på det katodiske anlegget i henholdsvis 2005 og 2010. I 2011 utførte Rambøll en spesialinspeksjon av brua på oppdrag fra Statens vegvesen.

Beskrivelsen av det katodiske anlegget er hentet fra rapporten til Aas-Jakobsen, mens beskrivelsen av materialundersøkelsene og skadene i hovedsak er hentet fra rapporten til Rambøll.

4.1 Katodisk anlegg

Katodisk beskyttelse med AHEAD-system er et norskutviklet beskyttelsessystem mot armeringskorrosjon i betong. Det påføres et tyntflytende ledende materiale på overflaten av betongen, og i dette innbakes det strømfordelingsbånd av sølv med tilpasset avstand. Da anodematerialet er relativt tynt (180µm), betegnes det som ledende primer. Det endelige systemet gjøres komplett ved å koble en pulset likespenningskilde med negativ pol til armering (katode) og positiv pol til ledende primer (anode). Oppå den ledende primeren legges en toppmaling.

Den ledende primeren består av en elektrisk ledende co-polymer med noe ifylling med grafitt. Grafitt gir anodematerialet økt ledningsevne, men medfører samtidig redusert styrke, heftfasthet og levetid for materialet. På grunn av at co-polymeren er elektrisk ledende og bare inneholder små grafittmengder, kan primeren påføres meget tynt. Derfor blir primeren åpen for vandampdiffusjon. Strømmen ut til anodematerialet fordeles ved hjelp av sølvbånd som legges ned i primeren.

Spenningskilden som brukes gir en pulserende likestrøm. Hovedpulsen er katodisk og blir fulgt av en anodisk puls som varer 1/10 av hovedpulsens.

Hensikten er å redusere den totale ioneimigrasjonen. Ved pulsering vil konsentrasjonen av anioner, for eksempel kloridioner, ikke bli så høy inne ved anoden hvor reaksjonen foregår. Pulseringen virker også på fuktbalansen, og er dermed også den elektriske motstanden i betongen.

Primeren blir rullet direkte på betongoverflaten som på forhånd er rengjort med sandvasking. Primeren blir påført i flere strøk, og sølvbåndet blir beskyttet med et ionetett belegg over og under båndet. Utenpå primeren blir det lagt en diffusjonsåpen dekkmalning. På søyler som står i sjøvann blir det lagt et ionetett belegg for å unngå kortslutning mellom anoden og sjøen.

Siden brua er veldig slank og armeringsføringen er tett er det vanskelig å reparere brua på konvensjonell måte. Det ble bestemt at det i 1991-1993 skulle utføres et prøveprosjekt med ledende belegg på brua. Dette prosjektet hadde følgende målsetting:

- Finne ut om katodisk beskyttelse med ledende primer fungerer som vedlikeholds- / reparasjonsmetode på tunge betongkonstruksjoner i utsatte kystmiljø.
- Gi en komplett rapportbeskrivelse av forsøket med tilhørende beskrivende dokumentasjon til bruk for Statens vegvesen i andre tilsvarende prosjekt.

Ved utgangen av 1994 var halve brua rehabilitert. Resultatet ble vurdert som positivt og rehabiliteringene av den resterende delen av brua ble utført i 1995 [19].

Tilstandsanalysene av det katodeanlegget som er utført de siste årene har avdekket omfattende delaminering og avskalling som følge av korrosjon. Punktskader med armeringskorrosjon og tilhørende betongavskalling på undersiden av bruoverbygningen er fordelt over hele brua. Dette er spesielt et problem i områder med lite fall og i områder hvor det er brukt epoksyforsegling av sølvbånd og stålbitar. Det er også avflassing i forbindelse med rissene. Det er usikkert hvor elastisk det ledende belegget er, og hvor mye det påvirker strømfordeling og kontinuiteten. Delamineringsområdene er i hovedsak registrert på overbygningen mellom landkar akse 1 og søyle akse 4. I rapporten til Corroteam [22] vurderes det om trafikkrystelser i brua er årsaken til delamineringene. Aas-Jakobsen [19] mener dette ikke trenger være tilfellet da det er registrert armeringskorrosjon i bomområdene etter opphugning.

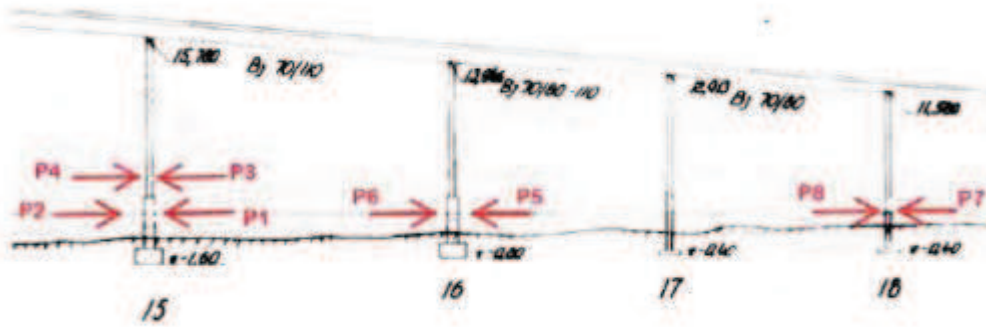
AHEAD-anoden har vist seg å avgi for lite strøm over tid. Det trengs maks driftsspennning på 2 V, men på grunn av mye brudd på sølvbåndene i overgangen mellom kobber og sølvbånd er spenningen helt nede i 0,4 V enkelte steder. Dette er trolig årsaken til at det oppstår korrosjonsskader i lokale områder. Anlegget har behov for utbedring og reparasjon om det skal fungere optimalt. Det vil imidlertid ikke bli utført vedlikehold av anlegget i framtiden på grunn av krevende og kostbart vedlikeholdsarbeid og usikkerhet tilknyttet restlevetiden til brua.

Ved katodisk beskyttelse øker faren for hydrogensprøhet i spennarmeringen. Ut i fra ferdigbrutegningene ser det ut til at spennkablene er i berøring med den ordinære armeringen, slik at spennarmeringen påtrykkes den samme spenningen som slakkarmeringen. Hydrogensprøhet vil forekomme når hydrogenatomer diffunderer inn i stålet og fanges i brister i det molekylære, kubiske stål-gitteret. Det forårsaker en «låsing» av metallet i molekylære gitter og medfører tap av stålets strekkegenskaper, som igjen gir økt risiko for at stålet ryker under store strekkbelastninger [23]. Dette trenger ikke nødvendigvis å utgjøre noe stor fare siden spenningen på det katodiske anlegget er relativt lavt.

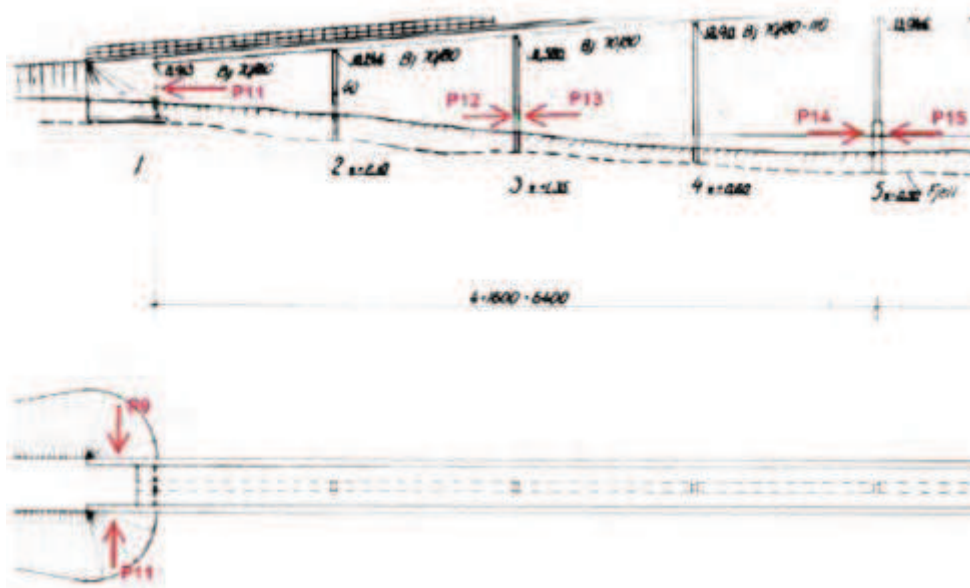
4.2 Materialundersøkelser

I forbindelse med spesialinspeksjonen er det foretatt materialundersøkelser i tillegg til den visuelle inspeksjonen for å få en grundigere vurdering av skadebildet. Måling av

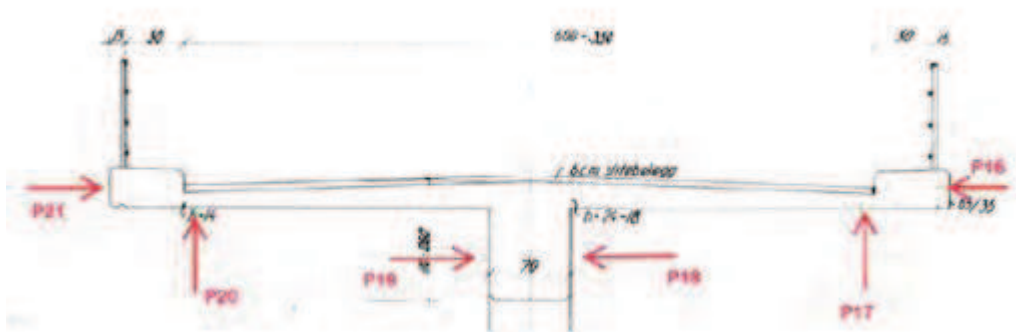
betongoverdekning, karboniseringsdybde og kloridinnhold er utført på samme prøvested. Det er utført totalt 27 enkeltmålinger av armeringslokalisering/betongoverdekning, karboniseringsdybde og kloridinnhold fordelt på bjelkesteg, kantdrager og pilarer/fundamenter. Figur 4.1 - 4.4 er hentet fra Rambølls rapport fra spesialinspeksjonen [21] og viser plassering av prøvene på ulike konstruksjonsdeler.



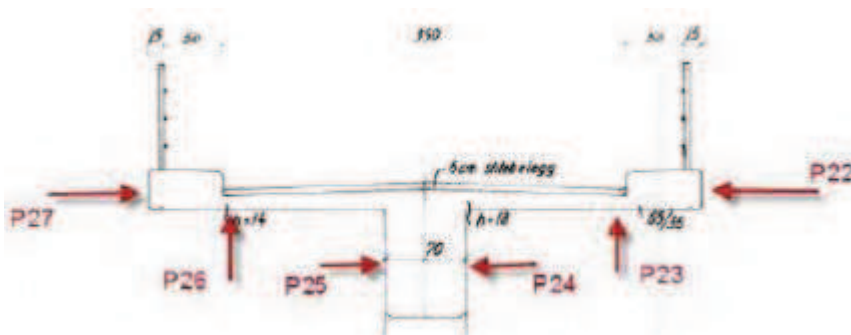
Figur 4.1: Plassering av prøve P1-P8 [21]



Figur 4.2: Plassering av prøve P9-15 [21]



Figur 4.3: Plassering av prøver i midtfelt akse 10-11, P16-P21 [21]



Figur 4.4: Plassering av prøver i akse 3 + 1 m, P22-P27 [21]

Resultatene fra materialprøvene er sammenstilt i tabell 4.1 for å gi en systematisk oversikt. Kloridinnholdet er framstilt med fargekoder etter korrosjonsfaren. Grønt angir liten korrosjonsfare, blått angir mulig kloridinitiert korrosjon, mens rødt angir sannsynlig kloridinitiert korrosjon. Oversikt over intervallene som angir korrosjonsfaren er gitt i tabell 4.3.

Tabell 4.1: Framstilling av resultater fra materialundersøkelser [21]

Prøve nr.	Lokalisering	Armerings-overdekning Dybde [mm] minimum	Karbonatisering Dybde [mm]	Kloridinnhold % CL/BET Dybde [mm]			
				0-10	10-20	20-40	40-60
P1	Fundament akse 15, side mot A16, i skvalpesonen	56	0	0,917	0,743	0,556	0,405
P2	Fundament akse 15, side mot A14, i skvalpesonen	52	0	1,549	0,908	0,792	0,444
P3	Pilar akse 15, side mot A16, 0,5m over fund.	45	0	0,242	0,153	0,067	0,037
P4	Pilar akse 15, side mot A14, 0,5m over fund.	31	0	0,185	0,204	0,126	0,055
P5	Pilar akse 17, side mot A18, 1m over fund.	31	0	0,263	0,238	0,248	0,161

P6	Pilar akse 17, side mot A16, 1m over fund.	36	0	0,336	0,219	0,129	0,055
P7	Pilar akse 19, side mot A20, 1m over fund.	39	0	0,132	0,100	0,021	0,003
P8	Pilar akse 19, side mot A18, 1m over fund.	38	0	0,139	0,126	0,058	0,006
P9	Landkar akse 1, venstre sidevegg landkar	36	0	0,075	0,036	0,010	0,002
P10	Landkar akse 1, frontvegg landkar	20	4	0,015	0,072	0,062	0,018
P11	Landkar akse 1, høyre sidevegg landkar	40	0	0,077	0,058	0,021	0,004
P12	Pilar akse 3, side mot A2, pilar, 1,5m over bakke	30	0	0,094	0,089	0,039	0,009
P13	Pilar akse 3, side mot A4, pilar, 1,5m over bakke	26	0	0,089	0,064	0,034	0,014
P14	Fundament akse 5, side mot A4, i skvalpesonen	46	0	0,139	0,125	0,113	0,087
P15	Fundament akse 5, side mot A6, i skvalpesonen	31	0	0,284	0,334	0,267	0,229
P16	Plate akse 10-11, feltmidte, høyre platekant	22	0	0,229	0,020	0,004	0,001
P17	Akse 10-11, feltmidte, uk plate, høyre side	25	0	0,212	0,152	0,225	0,184
P18	Akse 10-11, feltmidte, høyresodekant bjelke	20	1	0,135	0,121	0,112	0,055
P19	Akse 10-11, feltmidte, uk plate, venstre platekant	31	0	0,132	0,094	0,044	0,019
P20	Akse 10-11, feltmidte, uk plate, venstre side	23	0	0,057	0,071	0,061	0,035
P21	Akse 10-11, feltmidte, venstre platekant	17	0	0,169	0,154	0,069	0,036
P22	Akse 3 + 1m, høyre platekant	20	0	0,260	0,170	0,112	0,064
P23	Akse 3 + 1m, uk plate høyre side	26	2	0,247	0,214	0,205	0,173
P24	Akse 3 + 1m, høyre sidekant bjelke	43	1	0,302	0,259	0,188	0,094
P25	Akse 3 + 1m, venstre sidekant bjelke	35	0	0,183	0,125	0,096	0,019
P26	Akse 3 + 1m, uk plate venstre side	27	0	0,176	0,196	0,155	0,093
P27	Akse 3 + 1m, venstre platekant	20	0	0,185	0,184	0,147	0,061

4.2.1 Betongoverdekning

Det er målt betongoverdekning i de samme punktene hvor det er tatt kloridprøver. Måling av overdekning er utført i Micro Covermeter. Målingene har vist godt samsvar med virkelige dybder der dette er kontrollert. Resultatene fra prøvestedene er framstilt i tabell 4.2 og viser varierende overdekning over hele brua, men også innad på de ulike konstruksjonselementene.

Tabell 4.2: Betongoverdekning [21]

Konstruksjonselement	Overdekning [mm]
Fundament	31-56
Pilarer	26-45
Landkar	20-40
Bruplate	17-27
Bjelke	20-43

Overdekningen har som hensikt å øke betongens bestandighet. Tykkelsen av overdekningen har stor betydning for hvor lang tid det tar før klorider og karbonatiseringsfronten når armeringen. Erfaringsmessig ser man at betongkonstruksjoner fra 1960- og 1970-tallet har lite varierende betongoverdekning. I denne perioden var det stort fokus på fasthet, styrke og slanke konstruksjoner. Dette resulterte i bruk av mye armering og liten overdekning. Man ser også at regler og erfaringer fra bruer i ikke-værutsatte strøk også ble anvendt i de mer værharde strøkene. Etter dagens krav skal slanke pilarer i tidevannssonen og skvalpesonen ha resulterende minimumsoverdekning på 60-100 mm avhengig av om søylene er beskyttet med ekstra membran, tette belegg o.l. [6]. Til sammenlikning er minsteoverdekningstykkelse på de kontrollerte pilarene på Nerlandsøybrua 26 mm. Flere av fundamentene og pilarene er i konstant kontakt med sjøvann, noe som øker sannsynligheten for kloridinntrengning som kan forårsake armeringskorrosjon.

4.2.2 Karbonatisering

Målingene er utført med indikatorvæske (fenolftalein-oppløsning) som reagerer med betongens porevann når det sprayes på bruddflater i betongen. Karbonatisert betong forblir grå som den opprinnelige fargen, mens ukarbonatisert betong vil farges skarpt lilla. For konstruksjonen generelt er det funnet at betongen i liten grad er karbonatisert, med målinger i hovedsak rundt 0 mm. Den eneste prøven som viser tendens til karbonatisering er prøve P10, som er tatt i frontveggen på landkaret. Bruas overbygning er overflatebehandlet, mens landkarene ikke har overflatebehandling. Dette er trolig årsaken til at det er målt noe større karbonatiseringsdybde på landkaret enn resten av brua.

Bruas alder er ved inspeksjonstidspunktet 44 år, og med en karbonatiseringsdybde på 4 mm. Med betongoverdekning på 20 mm, vil antall år til karbonatiseringsfronten når armeringens overflate være:

$$k = \frac{X}{t^{\frac{1}{2}}} = \frac{4\text{mm}}{44^{\frac{1}{2}}} = 0,603$$

$$t = \left(\frac{X}{k}\right)^2 = \left(\frac{20}{0,603}\right)^2 = 1100$$

Dette medfører at bruas alder er beregnet til 1100 år før karbonatiseringen når overflaten til armeringen. Karbonatisering antas derfor ikke å skulle ha noen betydning for bruas bestandighet. Høy vannmetningsgrad i kystbruer er sannsynligvis årsaken til at karbonatiseringen ikke utgjør en stor risiko for bestandigheten. Innlandsbruer hvor vannmetningsgraden generelt er lavere, er karbonatisering som regel et større problem [21].

4.2.3 Kloridinnhold

Det er tatt 27 kloridprøver under Rambølls spesialinspeksjon [21] og fordelingen er som vist i tabell 4.1. Det er tatt ut borstøv og målt klorider i fire dybdenivåer i betongen; 0–10 mm, 20–30 mm, 30–40 mm og 40–60 mm.

Kloridinnholdet varierer mye avhengig av hvor på brua prøvene er tatt. Det er generelt høyere kloridinnhold på nordsiden av brua. Dette kommer sannsynligvis av at siden ligger i le for dominerende vindretning. På sørsiden (lo-siden) blir betongen regelmessig «vasket» av regnværet og kloridene har derfor ikke like stor mulighet til å trenge inn i konstruksjonen. Elementene som er i direkte kontakt med sjøvann viser også et høyere kloridinnhold.

Den kritiske grensen for mulig kloridinitiert korrosjon er 0,07 % Cl av betongvekten. Erfaring tilsier imidlertid at kloridinnholdet kan være høyere uten at det pågår skadelig armeringskorrosjon. Tabell 4.3 viser intervaller brukt for å vurdere korrosjonsfaren.

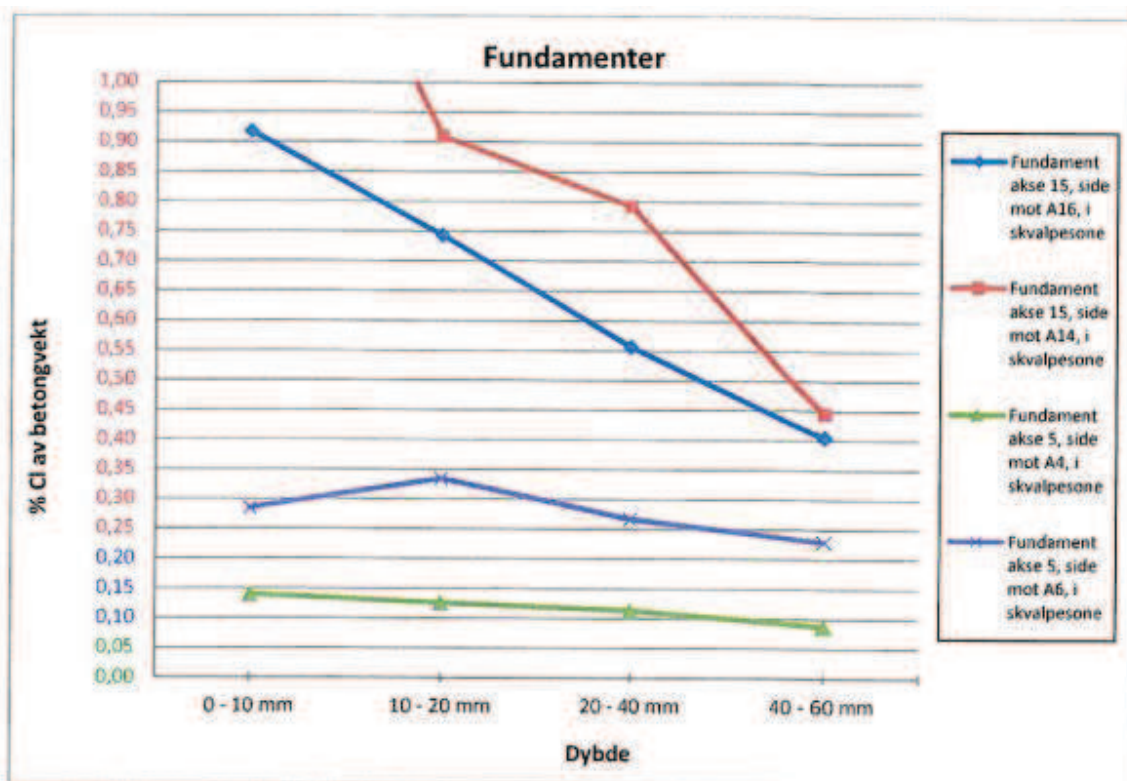
Tabell 4.3: Skala for bedømming av kloridverdier [21]

Fargekode	Kloridinnhold %Cl av betongvekten	Korrosjonsvurdering
Rød	> 0,25	Sannsynligvis kloridinitiert korrosjon
Blå	$0,07 \leq x \leq 0,25$	Mulig kloridinitiert korrosjon
Grønn	< 0,07	Liten korrosjonsfare

I tabell 4.1 kommer det fram at de mest kritiske verdiene av klorider er målt på fundamentene. Prøvene er tatt av fundamentene i henholdsvis akse 5 og 15. Begge disse fundamentene er overflatebehandlet. På fundament i akse 15 er overflatebehandlingen avsluttet ca. 1,2 meter over bakkenivå, mens på fundament i akse 5 er overflatebehandlingen avsluttet 20 – 30 cm over bakkenivå. Prøvene på begge fundamentene er tatt ca. 1,2 meter over bakkenivå, noe

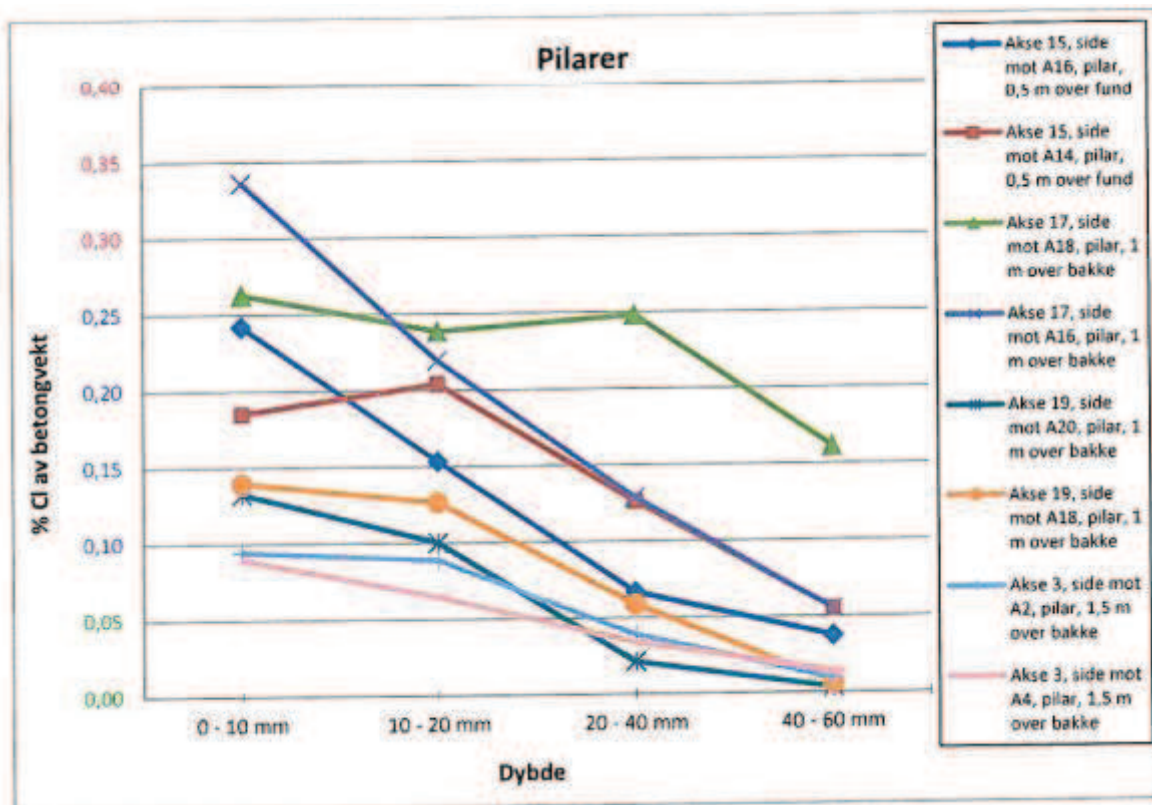
som betyr at prøvene på fundament i akse 15 er tatt i overgang mellom bar betong og overflatebehandlet (ikke katodisk beskyttet) betong, mens prøvene på fundament i akse 5 er tatt i god avstand til avslutning av overflatebehandlet område. Begge fundamentene står i tidevannssonen og er direkte eksponert for sjøvann to ganger i døgnet. Prøvene viser at fundamentet i akse 5 har lavere kloridverdier, og bekrefter at overflatebehandlingen gir beskyttelse.

Figur 4.5 viser kloridinnholdet avhengig av dybde i betongen for to ulike punkter på fundamentene i akse 5 og 15. Av figuren framkommer det at det er til dels et meget høyt kloridinnhold i betongen for fundamentene. For alle prøvene ligger kloridinnholdet i dybde med armeringen på et nivå som tilsier at kloridinitiert armeringskorrosjon kan oppstå. Prosjektert overdekning til armeringen for fundamentene er 50 mm i følge tegningene. I figuren framkommer det også at kloridinnholdet i betongen som er bar (akse 15) ligger langt over det som er målt i området med overflatebehandling (akse 5). Dette tyder på at overflatebehandlingen gir god beskyttelse mot kloridinntrengning. Selv om prøvene viser langt lavere kloridinnhold for fundamentet i akse 5 sammenlignet med akse 15, er verdiene relativt høye og med jevn verdi over hele profilet. Dette indikerer at konstruksjonen ikke har vært overflatebehandlet fra byggetidspunktet, og har vært eksponert for klorider i en periode før overflatebehandlingen ble utført.



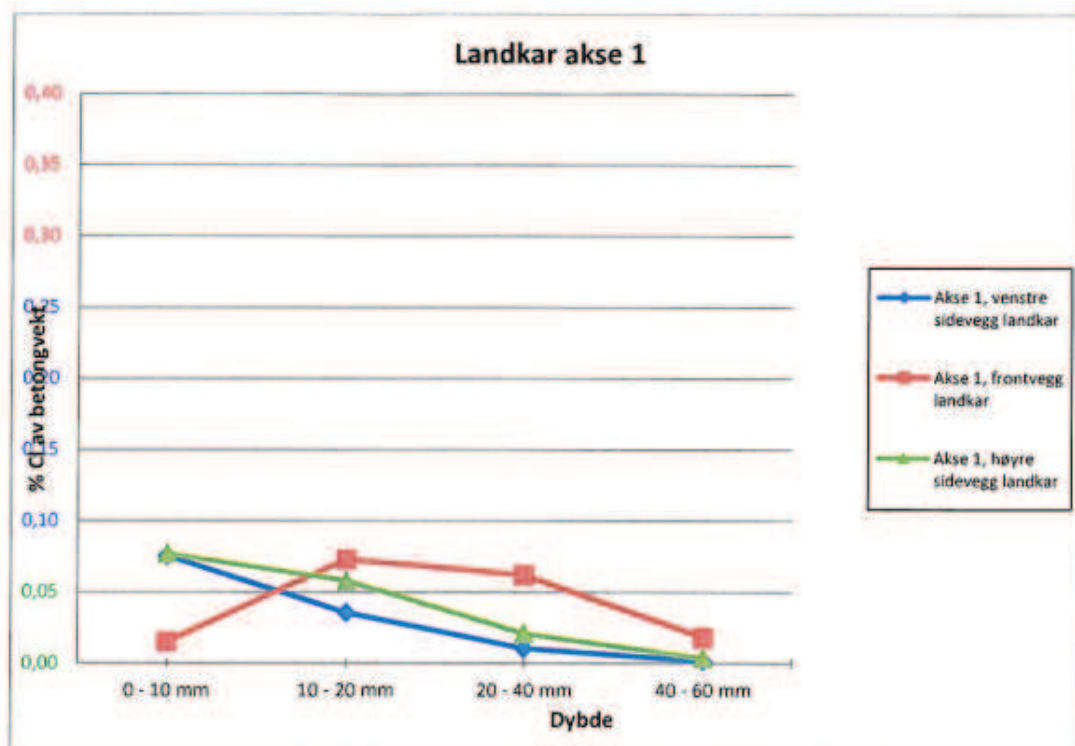
Figur 4.5: Kloridprofiler for fundamenter akse 5 og 15 [21]

Kloridprøver er tatt på fire av pilarene til brua, og figur 4.6 viser kloridinnholdet ved ulike dybder for disse pilarene. Pilarene i akse 15 og 17 ligger i tidevannssonen og er eksponert direkte for sjøvann. Pilarene i akse 3 og 19 ligger noe inn på land mot hver ende av brua. Alle pilarene er overflatebehandlet med et ledende belegg og katodisk beskyttet. Overdekningen varierer fra 26 – 45 mm, med en midlere overdekning på 34 mm. Prosjektert overdekning er i følge tegningene 35 mm. I dybde med armeringen ligger kloridinnholdet over grenseverdien for at kloridinitiert korrosjon kan oppstå.



Figur 4.6: Kloridprofiler for pilarer akse 3,15,17 og 19 [21]

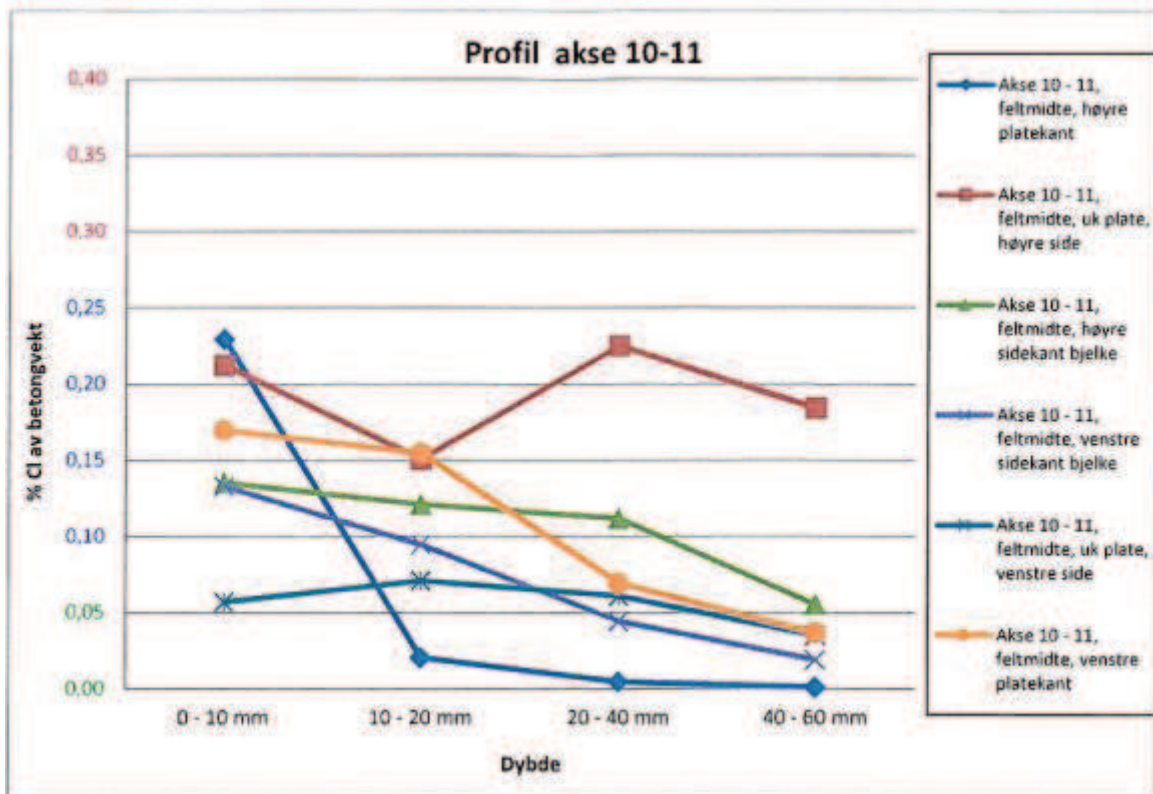
Landkar i akse 1 ligger ca. 60 meter fra sjøen ved høyvann, og vil i hovedsak være utsatt for luftbårne klorider. Landkaret er ikke overflatebehandlet, og det er ikke montert anlegg for katodisk beskyttelse. Prøvene viser at kloridinnholdet på dybde med armeringen er rett under den kritiske verdien 0,07 % Cl. Figur 4.7 viser målt kloridinnhold for frontvegg og sidevegger på landkaret i akse 1.



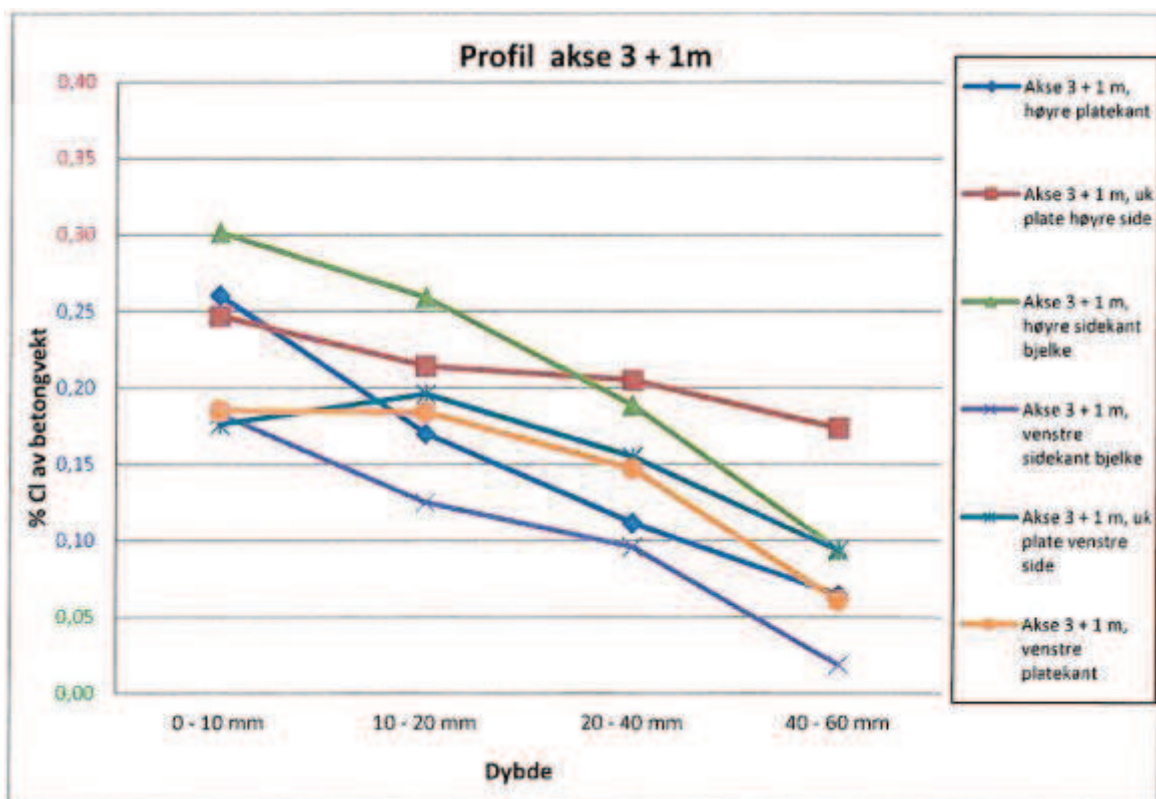
Figur 4.7: Kloridprofiler for landkar akse 1 [21]

Det er tatt kloridprøver i midtfelt i hovedspennet, samt ved akse 3 i punkter som vist i figur 4.3 og 4.4. Bærebjelke og underkant av brudekket er katodisk beskyttet med ledende belegg. Sidekanter på bruplata har ikke ledende belegg. Figur 4.8 og 4.9 viser kloridprofilene i henholdsvis hovedspennet og i akse 3 + 1m.

Som det framkommer av figur 4.8 er det nordsiden (høyresiden) av hovedspennet som har høyest innhold av klorider. I akse 3 + 1 m er kloridinnholdet generelt sett høyere enn i hovedspennet, noe som er forventet på grunn av lavere høyde over havoverflaten. Prøvene her indikerer at kloridinnholdet er på et nivå hvor armeringskorrosjon kan oppstå. De ubehandlede overflatene på ytterkant av bruplata har forholdsvis høyt kloridinnhold i ytre del av profilene, men verdiene faller raskt innover i profilen. Dette skyldes trolig at regnvann vasker overflatene.



Figur 4.8: Kloridinnhold mellom akse 10 og 11 [21]



Figur 4.9: Kloridprofil ved akse 3 + 1m [21]

For hovedspennet og de tilstøtende spennene (akse 9-12) er det av stor interesse å se om kloridnivået utgjør en potensiell fare for spennarmering i bjelken, siden spennarmeringen bidrar med en stor andel av kapasiteten i disse feltene. Nedbrytningen kan føre til brudd i stagene som igjen kan bety kollaps av brua. Stagene er sannsynligvis lagt i rør i utsparinger og injisert med mørtel. Det er uklart hvilken type rør dette kan være og av hvilken robusthet. Et annet usikkerhetsmoment er injiseringsarbeidet som skal sørge for god heftforbindelse mellom spennarmeringen og betongkonstruksjonen. Skjøter utgjør en risiko hvis injiseringsarbeidet ikke er utført nøyaktig. Dette kan føre til ingress av klorider i skjøter, som kan gi korrosjonsskader langs kablene. Det er ikke mulig å kontrollere dette arbeidet da kablene er støpt inn i det massive betongtverrsnittet.

Ferdigbrutegningene viser at prosjektert overdekning til spennarmeringen er 60 mm fra underkant av bjelken og 125 mm fra sidekantene. Kloridinnholdet i betongen rundt spennarmeringen skal i følge NS-EN 1992-1-1[5] ikke overstige 0,1 % av sementmengden. Dette tilsvarer omtrent 0,015 % av betongvekten. Årsaken til dette er at spennarmering er definert som korrosjonsømfintlig armering og har lavere korrosjonsmotstand enn kamstål. Kloridinnholdet fra prøvene indikerer at det i første omgang ikke er overhengende fare for mulig kloridinitiert korrosjon. Det er ikke tatt prøver av undersiden av bjelken der overdekningen er minst, men det er ingen grunn til å tro at kloridinnholdet er større her enn hva det er på sidekantene av bjelken.

Fra tilstandsundersøkelsen utført i 1987 [24] ble det utført kloridmålinger på 20 prøvesteder på fire dybdenivå til maksimalt 45 mm. Rapporten konkluderte med at de fleste prøvene fra Nerlandsøybrua hadde kloridinnhold over kritisk verdi (da over 0,07 % Cl av betongvekten) og representerte et korrosjonsproblem. De høyeste verdiene av kloridinnholdet ble i likhet med de nyeste målingene funnet på nordsiden av brua og på bruelementene som ligger nærmest havoverflaten. De nyeste prøvene viser at kloridinnhold i tilsvarende dybder er i dag, som forventet, høyere enn hva de var i 1987. Kloridinnholdet har ikke økt dramatisk på de vel 20 årene, noe som sannsynligvis kommer av katodeanlegget. Da anlegget viser redusert strømstyrke på flere deler av brua og det ikke er planlagt vedlikehold, er det sannsynlig å anta at kloridinnholdet vil øke ytterligere.

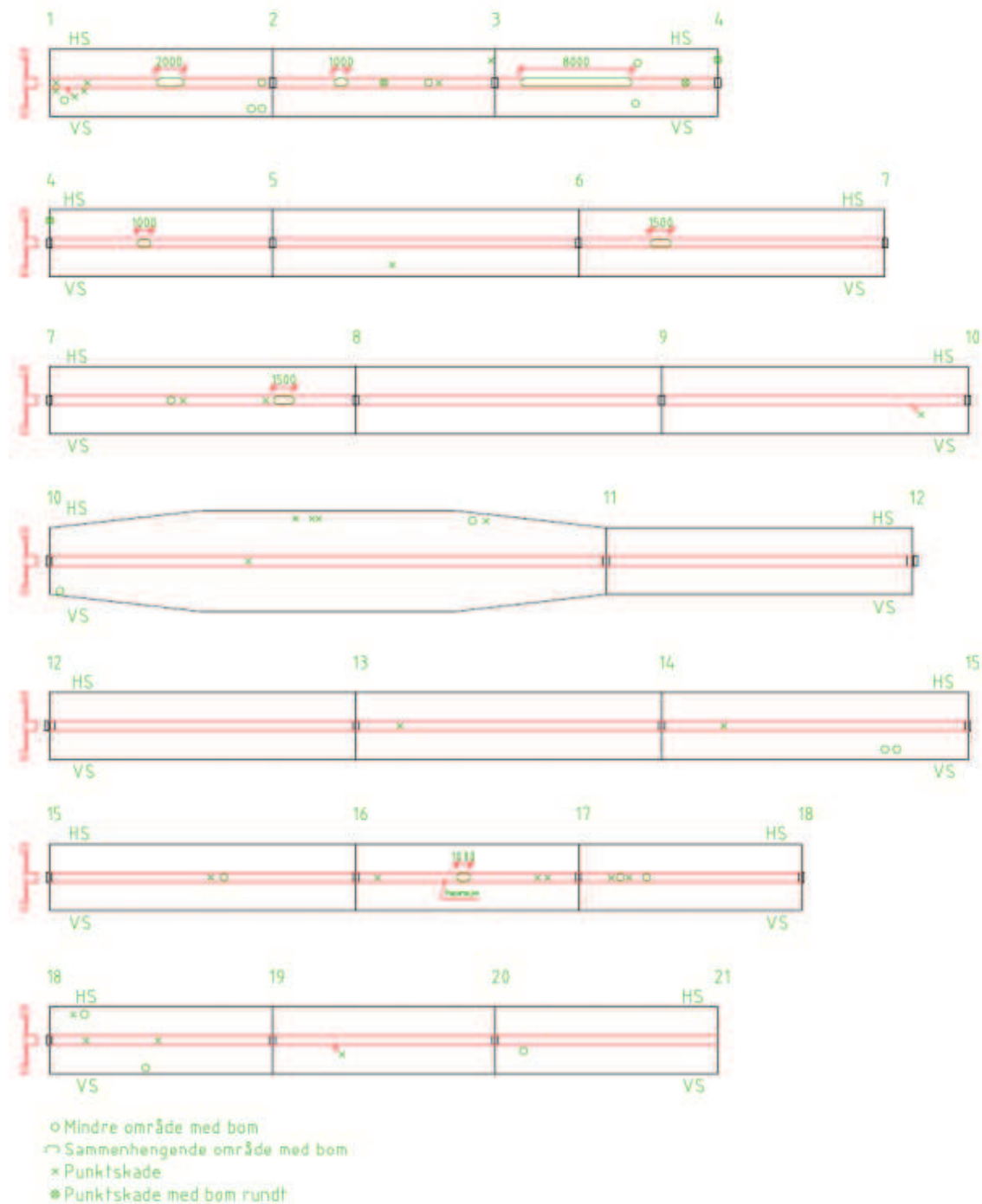
4.3 Skader

4.3.1 Betongskader

Underkant av bruoverbygningen er generelt preget av misfarging og skjolder fra fuktbelastning. Fuktbelastningen er størst på nordsiden av brua, og er sannsynligvis en kombinasjon av små dryppneser, regn og sterk vind. Det er også registrert et stort omfang av rustutslag, som trolig stammer fra korroderende armeringsstoler, samt spiker og biter av bindestrå som ligger nær betongoverflaten.

For søylene ble det registrert dårlig utstøping i støpeskjøter, steinreir og korrosjon på utstikkende spiker fra gjenværende armeringsstoler. Det er imidlertid ikke registrert korrosjonssprengning og avskalling på søylene i forbindelse med dette.

Det er registrert avskalling og delaminering langs hele brua i underkant av bruoverbygningen. Skadene er enten synlig ved at armeringen er blottlagt, eller oppdaget ved å banke med hammer på undersiden av bruplatten og langs bjelken. Skadene er registrert som mindre punktskader og over større felt. Figur 4.10 viser en oversikt over de registrerte skadene fra spesialinspeksjonen.



Figur 4.10: Områder med delaminering og avskalling [21]

De mest utsatte feltene er ut mot bruendene, og da spesielt mellom akse 1 og 4. Dette stemmer godt overens med kloridprøvene, som viser at kloridinnholdet ved akse 3 er på et nivå med stor sannsynlighet for armeringskorrosjon. I disse feltene er det registrert flere punktskader med blottlagt armering. I underkant av bjelken er det flere større sammenhengende områder med delaminering på opptil 8 m i utbredelse. Sannsynligvis stammer bomområdene (område med avskalling av betong) fra korroderende armering. Det er også mulighet for at delaminering av betongen i underkant av bruplatten kan komme av overbelastning, da disse feltene har høy utnyttelsesgrad i tverretning (jfr. Kap 9). Om det er tilfelle kan den blottlagte

armeringen ha begynt å korrodere etter bortfall av overdekningen. Figur 4.11-4.13 viser tilfeller av delaminering på Nerlandsøybrua.



Figur 4.11: Delaminering og korroderende armering ved landkar akse 1 [21]



Figur 4.12: Delaminering og korroderende armering ved akse 2-3 [21]



Figur 4.13: Delaminering og korroderende armering i underkant av plate i hovedfelt [21]

4.3.2 Riss

Det er registrert tversgående riss i alle spenn i underkant og et stykke opp langs sidene av bjelken. Rissavstanden er minst i midten av feltene og avstanden øker mot pilarene. Avstanden mellom rissene er ned til ca. 20 cm i feltmidt. Ut fra plassering av riss og utbredelse har rissene trolig oppstått på grunn av belastning av nyttelast. Det er også støpt et betongdekke på oversiden av bruoverbygningen med tykkelse mellom 6-8 cm, i tillegg til slitelaget på 3-5 cm. Dette kan ha forårsaket at egenlasten også har bidratt til rissdannelse. Det er tillatt med riss i betongen så lenge dette ikke begrenser konstruksjonens egentlige funksjon, bestandighet eller gir konstruksjonen et uakseptabelt utseende. Opprissing er også vanlig i armerte betongkonstruksjoner som er utsatt for bøyning, skjær, torsjon eller strekk som resultat av enten direkte belastning, fastholding eller påførte deformasjoner [5]. Rissvidden er målt til 0,1 mm i ubelastet tilstand. Eventuell bevegelse i rissene bør måles ved belastning av brua, for eksempel ved påmontering av rissmålere.

Figur 4.14 og 4.15 viser tversgående riss i henholdsvis hovedfelt og akse 8 til 9.

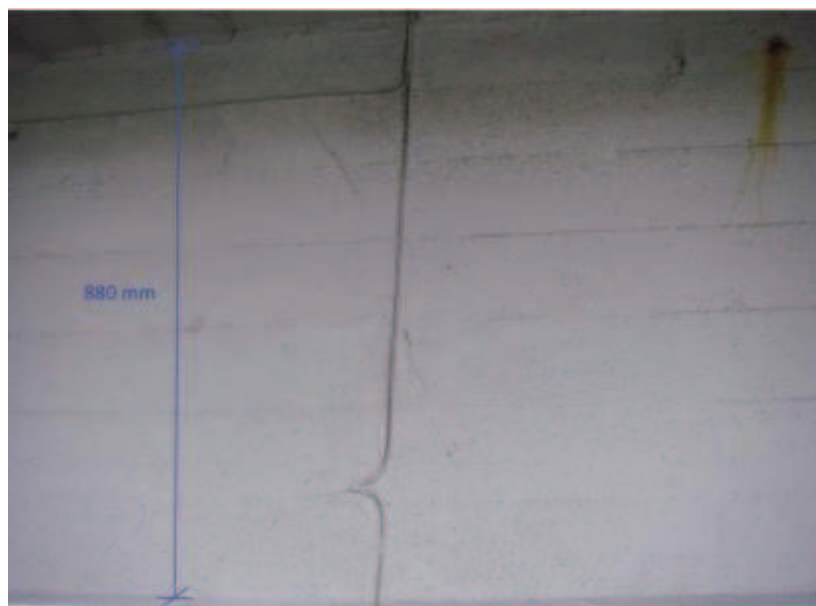


Figur 4.14: Tversgående riss i hovedfelt [21]



Figur 4.15: Tversgående riss i akse 8-9 [21]

Rundt 1 m fra akse 9 i retning akse 8 er det registrert skråriss, som typisk er forbundet med skjærbelastningen. På motsatt side av akse 9 avsluttes spennarmeringen, og feltene videre inn mot land er slakkarmerte. Det er usikkert om det er skråriss på tilsvarende sted på motsatt side. Figur 4.16 viser risset. Mellom akse 3 og 4 er det registrert langsgående riss, slik vist i figur 4.17. Dette er sannsynligvis riss på grunn av armeringskorrosjon. I dette feltet er det et 8 m langt bomområde i underkant av bjelken som stemmer godt overens med beliggenheten av risset. Risset er delvis dekket av det ledende belegget, og det er derfor mulig at det er tilsvarende riss i andre bomområder hvor belegget ikke har flasset av.



Figur 4.16: Skråriss ved akse 9 – 1 m [21]



Figur 4.17: Langsgående riss i akse 3-4 [21]

4.3.3 Armering

Det er registrert rustutslag fra armeringsstoler/monteringsstenger og gjenstående spiker flere steder på brua. Dette påvirker sannsynligvis ikke bruas bæreevne, men reduserer det estetiske inntrykket av brua. Målinger av elektrokjemisk potensiale utført i 1987 av CorrOcean [24] antydte lokale korrosjonsangrep på sidespennene, noe som antakeligvis har utviklet seg mer i senere tid og bidratt til skadene brua har i dag.

I områder hvor armeringen er blottlagt er armeringskorrosjon synlig. I områdene hvor det er registrert delaminering ved banking med hammer er det sannsynligvis korroderende armering. Ved å sammenlikne kloridprofilen som viser kloridinnholdet over den kritiske verdien, understøttes denne mistanken. Det som imidlertid er usikkert er hvor mye av armeringen som er korrodert, og om den eventuelt korroderer kun på ene siden. Det er vanskelig å måle gjenværende diameter på armering der den er blottlagt grunnet rustproduktet som ligger utenpå stengene. Det er heller ikke tatt kjerneprøver for å stadfeste dette. Figur 4.18. viser enkelte blottlagte stenger som har begynt å korrodere.



Figur 4.18: Korroderende bøylearmering i akse 3-4 [21]

5 Dimensjoneringsgrunnlag

I dette kapittelet presenteres informasjon om Nerlandsøybrua som er relevant for denne oppgaven. Data er hentet fra tegningsgrunnlaget, bøyelister, tilstandsrapporter med mer. Brua ble også vurdert i en masteroppgave høsten 2013 [37], og data som er innhentet i forbindelse med denne er benyttet. Tegningsgrunnlaget består av totalt 24 tegninger. De tegningene som er relevante for denne oppgaven finnes i vedlegg A.

5.1 Nerlandsøybrua

Nerlandsøybrua forbinder Bergsøya og Nerlandsøya i Herøy kommune sør-vest i Møre og Romsdal. Brua er prosjektert av Dr. techn. Olav Olsen og sto ferdig i 1967. Olav Olsen er kjent for slanke konstruksjoner, og denne brua er ikke noe unntak. Brua er klassifisert til bruksklasse 10 T60, men ble opprinnelig prosjektert etter lastklasse 2/1958.

Nerlandsøybrua er totalt 404 meter, fordelt på 20 spenn med varierende lengder. Den er en bjelke-platebru med et T-formet tverrsnitt med varierende høyde. I BRUTUS³ er akse 1 ved landkar mot Bergsøya og akse 21 ved landkar mot Nerlandsøybrua. Samme aksesystem er valgt for oppgaven (se figur 5.1). Brua er spennarmert i hovedspennet og de tilstøtende sidespennene, akse 9 til 12. De resterende spennene er slakkarmerte. Brua har kun ett kjørefelt med bredde 3,5 m. I hovedspennet er det en møteplass med bredde 6 meter. Kantdragerne på hver side er 650 mm brede, og rekkverk er festet her. Kantdragerne klassifiseres ikke som gangbane etter dagens krav, da barnevogner og syklistene blir henvist til kjørebane, selv om det er plass til fotgjengere.

Pilarene er rektangulære med tverrsnitt som varierer med høyden. I hovedspennet er dimensjonene på pilarene 800x700 mm i topp. For de resterende pilarene utenom i akse 12 er dimensjonen i topp 400x700 mm. I akse 12 er det en fugedetalj som gjør at pilaren er delt i to helt ned til fundamentet, med dimensjonene 2x350x700 mm. Landkar og pilarer i akse 1-5 er fundamentert på fjell. Øvrige pilarer samt landkar i akse 21 er fundamentert med sålefundament på løsmasser i leirig morene. Tabell 5.1 oppsummerer dimensjoner for Nerlandsøybrua.

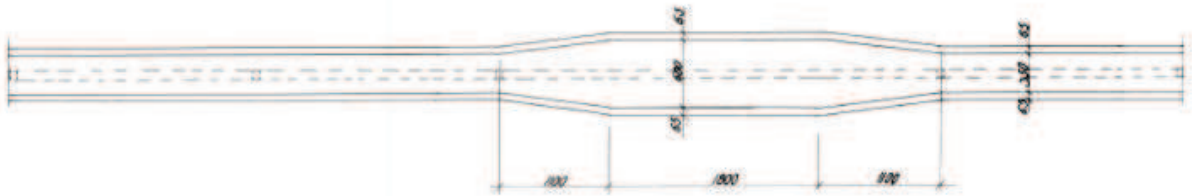
³ Statens vegvesens bruforvaltningssystem. Inneholder komplett oversikt over alle bruer på riks- og fylkesveinettet.

Tabell 5.1: Brudata

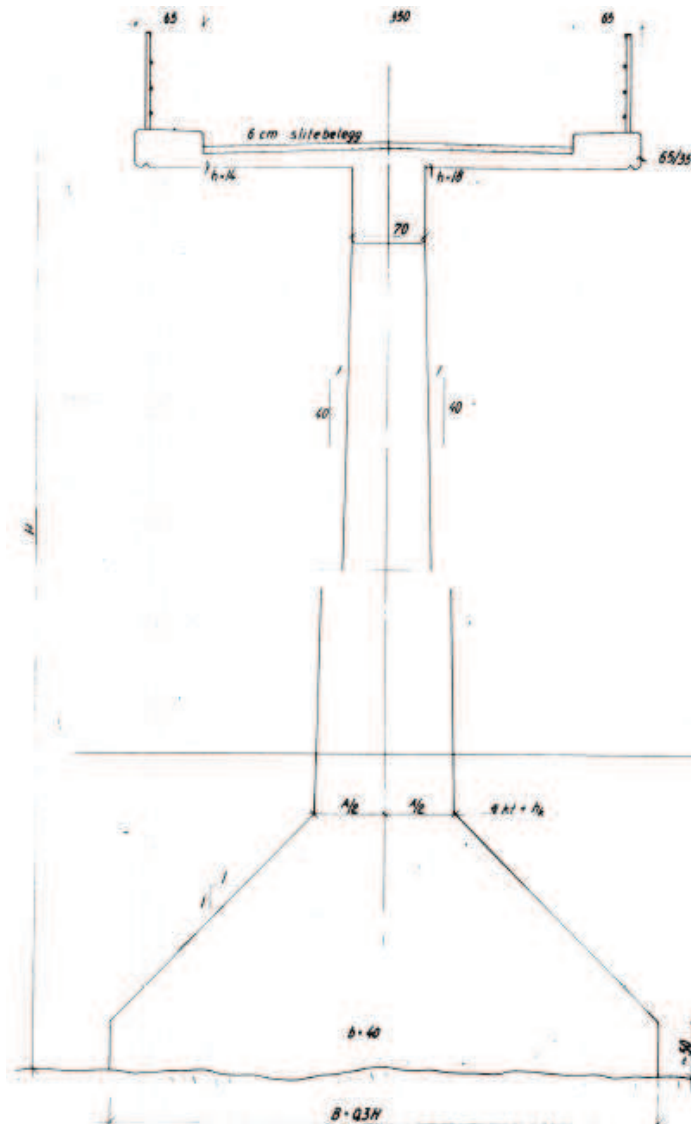
Antall akser	21
Brulengde	405 m
Lengde akse 1-5 og 16-21	16 m
Lengde akse 5-10 og 11-16	22 m
Lengde akse 10-11	40 m
Høyde bjelkeprofil	800-2600 mm
Brubredde	4,8-7,3 m
Føringsbredde	3,5-6,0 m
Friseilingshøyde under hovedspenn	20 m
Antall søyler	19
Søyledimensjon i topp	350-800 x 700 mm



Figur 5.1: Oppriss



Figur 5.2: Plantegning med møteplass



Figur 5.3: Tverrsnitt av bruoverbygning og søyle

5.2 Materialer

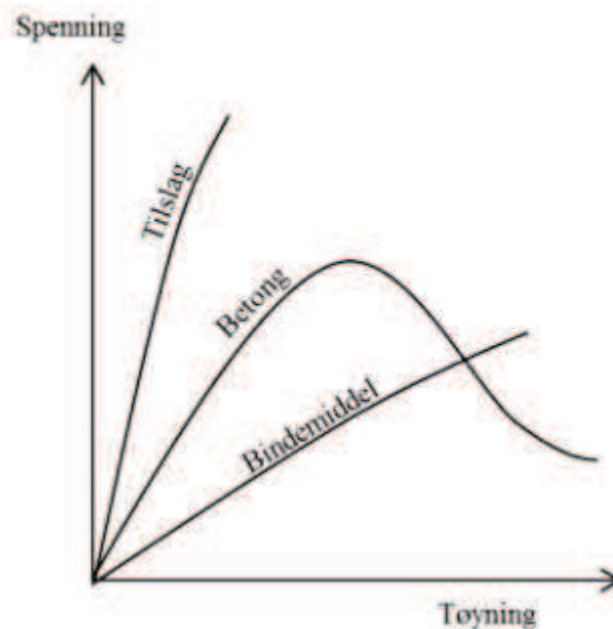
Nerlandsøybrua består av armert betong, og i spennene mellom akse 9 og 12 er det i tillegg spennarmering. Materialkvaliteter er gitt i tegningsgrunnlaget og i bøyelistene [46]. Håndbok 238 [1] Vedlegg 1 gir materialfastheter og materialfaktorer for eksisterende bruer.

5.2.1 Betong

Armert betong er et av de viktigste bygningsmaterialene som brukes i konstruksjoner. Økonomi, anvendbarhet, formbarhet og bestandighet gjør materialet attraktivt for en rekke konstruktive anvendelser.

Betong har svært lav strekkstyrke. Armeringsstål tåler store strekktøyninger og kompenserer for dette. Den relativt høye kostnaden av stål kompenseres av at betong erstatter stål i områder med trykkpåkjenning og lite påkjente områder [26].

Betong er et ikke-homogent materiale, bestående av grovt tilslag, grus, sand, sement, vann, tilsetningsstoff og tilsetningsmaterialer. Betongegenskapene er i stor grad avhengig av materialsammensetning og interaksjon mellom de ulike bestanddelene. Tilsetningsstoff og materialer tilsettes for å gi betongen ønskede egenskaper. Tilslaget og sementpastaen er sprø materialer, med tilnærmet lineær respons, i enaksialt trykk. Betong er derimot et duktilt materiale. Dette kan forklares med de ulike stivhetene mellom sementpastaen og tilslaget. I overgangssonen mellom sementpasta og tilslag vil det oppstå små sprekker allerede ved relativt lave spenninger. Disse sprekke mykner betongen og gir responsen en typisk avrundet kurve [26]. Dette er illustrert i figur 5.4.



Figur 5.4: Respons for tilslag, betong og bindemiddel for trykk [26]

I praksis antas det at betong ikke tar opp strekkrefter. Trykkfasthet har vært brukt som viktigste kvalitetsparameter. I følge ferdigbrutegningene er det brukt betongkvalitet B350 på alle bruelementene. Denne betegnelsen brukes ikke i dag. Håndbok 238 gir en oversikt over betongens konstruksjonsfasthet for trykk som skal brukes avhengig av bruas byggeår og betongens fasthetsklasse. B350 er en betongkvalitet som ligger mellom kvalitetene C25 og C35, som NS 3473 [2] opererer med. Materialdata for gjennomsnittsverdiene for C25 og C35 er derfor brukt. Håndbok 238 gir også materialfaktorer (γ) som skal brukes for eksisterende bruer. Tabell 5.2 gir en oversikt over materialdata som er benyttet i oppgaven.

Tabell 5.2: Materialdata for betong

Betongkvalitet	B350	
Konstruksjonsfasthet for trykk	f_{cn}	19,6 MPa
Strekfasthet	f_{tk}	2,33 MPa
Konstruksjonsfasthet for strekk	f_{tn}	1,55 MPa
E-modul	E_c	24400 MPa
Tøyning	ϵ_{cu}	0,0035
Materialfaktor i ULS	γ_c	1,4
Materialfaktor i SLS	γ_c	1,0
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	14 MPa

5.2.2 Slakkarmering

Siden betong har lav strekkfasthet, vil betongen oppføre seg sprøtt ved strekkpåkjenning. Armering brukes for å kompensere for den lave strekkfastheten. Armeringsstål tåler store strekkspenninger, og vil begrense rissvidder og gi konstruksjonen en duktil oppførsel.

Slakkarmering finnes i kamstål (Ks) og glattstål (St). Ks og St er betegnelser som ble benyttet før Eurokoden ble innført i Norge. I bøyelistene er armeringen oppført som Ks40, Ks50 og St37. Det er stort sett benyttet Ks50 over hele brua, Ks40 er benyttet for bøyler i brubjelken, mens St37 er benyttet i søyler, fundament og landkar.

Håndbok 238 angir armeringens karakteristiske fasthet, f_{sk} , og materialdata finnes i Tabell 5.3.

Tabell 5.3: Materialdata for slakkarmering

Armeringskvalitet	Diameter;	Karakteristisk armeringsfasthet; f_{sk}	Bruddtøyning; ϵ_{sy}
Ks40	8-20 mm	400 MPa	0,0020
	25-32 mm	380 MPa	0,0019
Ks50	8-16 mm	500 MPa	0,0025
	20-32 mm	480 MPa	0,0024
St37	8-32 mm	230 MPa	0,0012
Elastisitetsmodul	E_{sk}	200 000 MPa	
Materialfaktor i ULS	γ_s	1,25	
Materialfaktor i SLS	γ_s	1,0	
Dimensjonerende armeringsfasthet	$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$		

5.2.3 Spennarmering

Spennarmering benyttes når det er ønskelig å påføre en trykkspenning med størrelse og fordeling som skal motvirke ytre laster. Trykkspenningene påføres ved at spennarmering gis

en initialtøyning med en strekkraft som er uavhengig av betongens tøyning. Strekkraften i spennarmeringen overføres som trykk i betongen ved endeforankringen av spennarmeringen eller ved heft mellom betong og spennarmering [25]. Nerlandsøybrua har 16 stenger med diameter 32 mm av typen System Dywidag, som spennes opp med ulike lengder.

Stagene er lagt i utsparinger og senere injisert med en masse for å oppnå heft mellom betongen og spennarmeringen. Den injiserte massen vil også beskytte armeringen mot korrosjon og hindre at det oppstår frostskafer i konstruksjonen som følge av hulrom med muligheter for vannansamling. Materialdata er gitt i tabell 5.4.

Tabell 5.4: Materialdata for spennarmering

Diameter	Ø	32 mm
Antall	#	16
Spennarmeringsareal	A_p	804 mm ²
Totalt spennarmeringsareal	$A_{p,tot}$	12 868 mm ²
Forspenningskraft pr stag	P_0	490 kN
Total forspenningskraft	$P_{0,tot}$	7680 kN
Karakteristiske 0,2 % - strekkgrense	f_{02}	835 MPa
Karakteristiske strekkfasthet	f_{pk}	918,5 MPa
E-modul	E_p	200 000 MPa
Initiell tøyning	ϵ_{p0}	0,0042
Materialfaktor ULS	γ_s	1,25
Materialfaktor SLS	γ_s	1,0
Dimensjonerende armeringsfasthet	$f_{pd} = \frac{f_{02}}{\gamma_s}$	668,0 MPa

5.3 Armeringsmengder

Tabell 5.5 og 5.6 oppsummerer armeringsmengder for lengdearmering i brubjelken i de ulike feltene og over de ulike opplagrene, mens tabell 5.7 oppsummerer mengden lengdearmering i bruplata. Armeringsmengdene i brubjelken er avgjørende for kapasitet i lengderetning, og armeringsmengden i bruplata er avgjørende for kapasiteten i tverretning. Skjærarmeringsmengder for brubjelken er gitt i tabell 5.8. Bruplata er ikke skjærarmert. Lengdearmeringen i søylene varierer med bredden på tverrsnittet, mens bøyene er jevnt fordelt i lengderetning. Armering for søyle i akse 9 er gitt i tabell 5.9 for tre ulike snitt.

Lengdearmering i brubjelke

Tabell 5.5: Armeringsmengder i felt

Felt	Strekkarmering	Trykkarmering	Spennarmering
Akse 1 – 4	24 Ø20	8 Ø20	-
Akse 4 – 5	22 Ø20	3 Ø20	-
Akse 5 – 9	30 Ø20	3 Ø20	-
Akse 9 – 10	9 Ø20	10 Ø20	16 Ø32
Akse 10 – 11	17 Ø20	5 Ø20	16 Ø32

Tabell 5.6: Armeringsmengde over støtte

Støtte	Strekkarmering	Trykkarmering	Spennarmering
Akse 1 – 4	32 Ø20	24 Ø20	-
Akse 5 – 8	42 Ø20	18 Ø20	-
Akse 9	31 Ø20	19 Ø20	-
Akse 10 – 11	26 Ø20	9 Ø20	16 Ø32

Lengdearmering i bruplate

Tabell 5.7: Armeringsmengde i bruplata

	Strekkarmering	Trykkarmering
Akse 1-9	Ø12 s90	Ø12 s200
Akse 10-11	2 Ø12 s90	Ø12 s180

Skjærarmering i brubjelke

Tabell 5.8: Skjærarmeringsmengder

Støtte	Bøylearmering	Skråstenger
Akse 1- 4	Ø10 s50	2 Ø20
Akse 5 – 8	2 Ø10 s150	2 Ø20
Akse 9	Ø10 s100	2 Ø 20
Akse 10 -11	Ø10 s 120	-

Søyle

Tabell 5.9: Armering søyle akse 9

	Bøylearmering	Lengdearmering
Snitt 1-1 (bunn)	Ø10 s250	54 Ø20
Snitt 2-2 (midt)	Ø10 s250	46 Ø20
Snitt 3-3 (topp)	Ø10 s250	30 Ø 20

5.4 Betongoverdekning

Hvilken betongoverdekning de ulike konstruksjonsdelene er prosjektert med kommer ikke alltid frem i tegningsgrunnlaget. Derfor må prosjektert overdekning noen steder antas når kapasitet av uskadd konstruksjon skal beregnes. Gjeldende prosjekteringsstandard for betongkonstruksjoner på tidspunktet da Nerlandsøybrua ble prosjektert er NS 427 A *Betongarbeider* [43]. anbefalte verdier for overdekning gitt i denne standarden er gitt i tabell 5.10.

Tabell 5.10: Overdekning i henhold til NS 427 A [43]

Konstruksjoner, utførelsesmåte	Plater og vegger [cm]	Bjelker [cm]	Søyler [cm]
Dekket mot vær og fuktighet	1,5	2	3,5
Utsatt for vær og fuktighet	2	3	3,5
Konstruksjoner i nærheten av sjøvann	3	5	5
I vann, men støpt på det tørre, utsatt for bølgeslag, is eller vanntrykk	4	5	5
Undervannsstøping	5	7	7

Nerlandsøybrua burde prosjekteres som ”konstruksjon i nærheten av sjøvann”, men kjerneprøver tyder på at brua i utgangspunktet er prosjektert som ”konstruksjon utsatt for vær og fukt”. For snitt hvor opplysninger om prosjektert overdekning mangler antas det i denne oppgaven at overdekningen er som gitt i andre rad i tabell 5.10.

6 Laster

I dette kapittelet presenteres aktuelle laster for Nerlandsøybrua. For eksisterende og midlertidige bruer på riks- og fylkesvei skal maksimalt tillatt trafikklaster for bruer i Håndbok 238 *Bruklassifisering* [1] legges til grunn. For øvrige laster er Håndbok 185 *Bruprosjektering* [6] benyttet.

Laster kan deles inn i grupper etter art og sannsynlighet for at de opptrer:

- Permanente laster
- Variable laster
- Deformasjonslaster
- Ulykkeslaster

Rammeprogrammet NovaFrame (se kapittel 7) kan generere enkelte laster basert på inputverdier definert av brukeren. For de lastene dette gjelder presenteres input-verdiene som brukes i NovaFrame i stedet for lastverdier.

6.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som ikke endres gjennom bruas levetid, og omfatter tyngden av selve konstruksjonen, tyngden av ballast og utstyr som ikke blir fjernet, ytre vanntrykk og jordtrykk. Vanntrykk og jordtrykk opptrer ikke på bruoverbygningen og søylene, og det er kun egenvekt av konstruksjonen, slitelag og rekkverk som bidrar til permanent last.

6.1.1 Egenlast

Tyngdetettheten til armert betong er 25 kN/m^3 etter Håndbok 185 [6]. NovaFrame regner egenvekt for alle elementer basert på tyngdetettheten og tverrsnittet i hvert element.

Slitelaget, bestående av betongpåstøp og asfalt, er ikke inkludert i egenvekten da dette ikke er en del av det konstruktive tverrsnittet, og defineres derfor som en jevnt fordelt last. Både betongpåstøp og asfalt antas å ha tyngdetetthet lik 25 kN/m^3 [6]. Rambøll [21] har tatt tre kjerneprøver, hvor tykkelsen av disse lagene er målt. I denne oppgaven brukes gjennomsnittstykkelsen, som er 35 mm for asfaltbelegget og 80 mm for betongpåstøpet.

Det antas at rekkverket gir en jevnt fordelt last lik $0,5 \text{ kN/m}$ på hver side av veibanen [6]. Tabell 6.1 angir egenlast for de ulike delene av bruoverbygningen.

Tabell 6.1: Egenlaster

Lasttype	Verdi
Egenvekt konstruksjon	Variierende
Slitelag	$0,115\text{m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 2,875 \text{ kN/m}^2$
Rekkverk	$0,5 \cdot 2 = 1,0 \text{ kN/m}$

6.2 Variable laster

Variable laster omfatter:

- Naturlaster
- Trafikklaster

Naturlaster omfatter blant annet vindlast, snølast, temperaturlast og last fra is, bølger og vannstrøm. Snølast anses som lite relevant for Nerlandsøybrua, da den ligger i et område med kystklima. Ved eventuelt snøfall vil det bli brøytet. Det er også valgt å se bort fra lastvirkning fra is, bølger og vannstrøm da det heller ikke anses som spesielt relevant for Nerlandsøybrua. Naturlastene det tas hensyn til i denne oppgaven er dermed vindlast og temperaturlast.

6.2.1 Trafikklaster

Forskrift for trafikklaster [6] gjelder som minimumskrav ved dimensjonering av veibruer. For klassifisering av eksisterende bruer gjelder imidlertid spesielle regler for trafikklaster etter håndbok 238 *Bruklassifisering* [1]. Trafikklaster omfatter både vertikale og horisontale laster. De horisontale trafikklaster omfatter bremselast og sidelast.

Bruer klassifiseres etter den høyeste bruksklassen som kan tillates ut fra kapasiteten til konstruksjonens svakeste element. Brukslast kan angis som bruksklasse eller som aksellast/totalvekt. Bruksklasse (Bk) angir største tillatte aksellast, last fra akselkombinasjoner og totalvekt, avhengig av avstanden mellom akslene. For bruer som ikke kan klassifiseres etter bruksklassene på grunn av lav bæreevne bestemmes største tillatte aksellast og største totalvekt som kan passere brua. [1]

Nerlandsøybrua er i dag klassifisert til Bk 10 T60. Det er valgt å utføre kapasitetskontroll for Bk 10 T50, da Bk 10 T60 kun er aktuelt for modulvogntog og tømmertransport som ikke anses som aktuelt for Nerlandsøybrua. [37]

Vertikale trafikklaster

Aksellaster og jevnt fordelte laster representerer laster fra kjøretøy som kan trafikkerer det offentlige veinettet fritt uten dispensasjoner [1]. Vertikale laster for hver av bruksklassene er gitt i figur 6.1. Trafikklaster skal ha mest ugunstige plassering i lengde- og tverretning.

Forkortelsene brukt i figuren har følgende betydning:



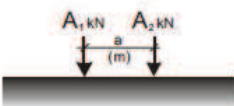
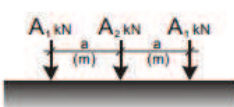
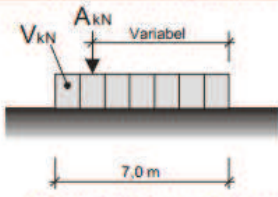
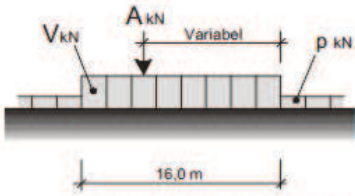
H = Hjullast

A = Aksellast

V = Totalvekt

p = Lettere blandet trafikk

Den jevnt fordelte lasten som representerer *lettere blandet trafikk* er en gjennomsnittslast for lette og tunge, tomme og fullastede kjøretøy, og skal kun tas i betraktning dersom dette er kritisk.

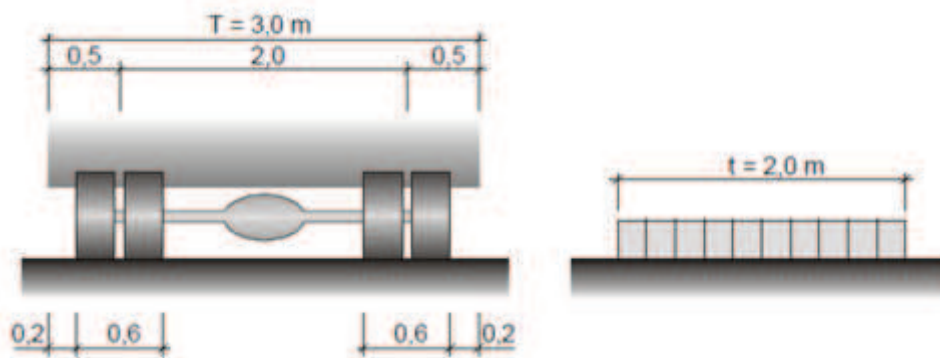
Lasttype	Lastkonfigurasjon (*) H_{kN}	Bruksklasser				
		Bk10	BkT8	Bk8	Bk6	
Hjullast		H	80	56	56	42
Aksellast		A	160	112	112	84
Boggilast		A ₁	65	40	40	30
		A ₂	160	112	112	84
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Trippelboggilast	 Aksellastenes rekkefølge er vilkårlig	A ₁	70	60	50	40
		A ₂	140	84	84	56
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Kjøretøylast	 Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling	A	40	32	32	24
		V	300	280	220	180
Vogntoglast	 Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling	A	40	32	32	24
		V	500	400	320	280
		p	6	6	6	6

(*) For lette brudekker (ståldekker, gitterrister etc.) skal det, uansett bruksklasse, kontrolleres for en hjullast på 35 kN fordelt på en 20x20 cm flate tilfeldig plassert i kjørebanelen.

Figur 6.1: Trafikklast for bruksklasser [1]

Det er tidkrevende å kontrollere brua for alle lasttypene i tabellen. I praksis vil dimensjonerende last for hovedkonstruksjonen til lengre bruer bestemmes av kjøretøy- eller vogntoglast [1]. Det antas at dette også gjelder Nerlandsøybrua. Stikkprøver av de forskjellige lasttypene indikerer at antagelsen stemmer.

Den fysiske bredden av last med tungt kjøretøy/vogntog regnes å være 2,6 m, mens det kreves en fri avstand på 0,2 m utenfor kjøretøyet på hver side. Dermed er bredden av lastfeltet 3,0 m. Hjullastens anleggsflate er et rektangel med sider 0,2 m i kjøreretningen og 0,6 m i tverretningen. Den jevnt fordelte lasten som representerer lett blandet trafikk regnes å oppta et 2 m bredt lastfelt. Dette er illustrert i figur 6.2.



Figur 6.2: Bredden av lastfelt [1]

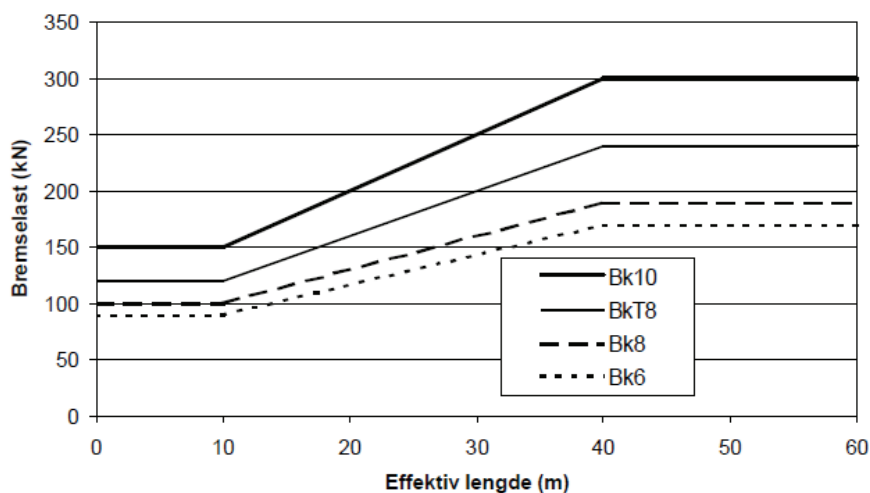
På møteplassen i bruas midtspenn er brubanen 6,0 m bred. Dette gjør det mulig for to vogntog å passere hverandre. Hovedspennet må dimensjoneres for dette tilfellet. I de andre feltene er det kun plass til ett vogntog i bredden. Tabell 6.2 viser verdien av de ulike komponentene for vogntoglasten på møteplassen og ellers på brua.

Tabell 6.2: Vogntoglast for Nerlandsøybrua

	Totallast, V (kN/m)	Aksellast, A (kN)	Lett blandet trafikk, p (kN/m)
Møteplass	62,5	80,0	6,0
Utenom møteplass	31,25	40,0	6,0

Bremselast

Horisontallast som skyldes kjøretøyets bremsing eller akselerasjon bestemmes ut fra lastverdier for effektive brulengder på 10 og 40 m. Effektiv brulengde er den samlede lengden av den eller de brudelene som samtidig kan overføre bremselast til konstruksjonsdelen som skal kontrolleres. For effektive brulengder mellom 10 og 40 m bestemmes bremselasten (B) ved retlinjet interpolasjon. For brulengder kortere enn 10 m eller lengre enn 40 m, regnes bremselasten som henholdsvis den samme som for 10 og 40 m. Bruksklassen er avgjørende for hvilken bremselast konstruksjonsdelen skal dimensjoneres for. Figur 6.3 angir hvilken bremselast som skal benyttes.



Figur 6.3: Brømselast [1]

Når en brømselast påføres i et felt vil opplagrene ta opp halvparten av brømselasten hver. Når et opplager betraktes, vil effektiv lengde dermed være halvparten av lengden av tilstøtende spenn. Dersom opplageret har ett spenn på hver side, vil effektiv lengde være summen av effektiv lengde for hvert spenn. Tabell 6.3 viser effektiv lengde og brømselast for støttene.

Tabell 6.3: Brømselast for Nerlandsøybrua

Støtte	Effektiv lengde [m]	Brømselast [kN]
Akse 1	8	150
Akse 2-4	16	180
Akse 5	19	195
Akse 6-9	22	201
Akse 10-11	31	255

Sidelast

Sidelast tar hensyn til virkningen av skjelv eller usymmetrisk bremsing av kjøretøy, sidestøt og lignende. Den er i Håndbok 238 [1] satt til 25 % av brømselasten og kan plasseres vilkårlig. Sidelasten virker vertikalt på bruas lengderetning i høyde med brømselasten. Sidelast opptrer samtidig med brømselast og tilhørende vertikallast. Tabell 6.4 viser opptredende sidelaster.

Tabell 6.4: Sidelast

Støtte	Sidelast [kN]
Akse 1	37,5
Akse 2-4	45,0
Akse 5	48,8
Akse 6-9	50,3
Akse 10-11	63,8

6.2.2 Temperaturlast

I følge Håndbok 185 [6] er temperaturlasten en sammensatt virkning av:

- Jevnt fordelt temperaturandel
- Vertikal varierende temperaturandel
- Horisontal varierende temperaturandel
- Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- Temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

Kun de fire første virkningene er aktuelle for Nerlandsøybrua, da brua er en bjelke-platebru med T-formet tverrsnitt. I denne oppgaven er det valgt å kun ta hensyn til de to første virkningene i beregningene. Temperaturlastene er beregnet i henhold til NS-EN 1991-1-5 [4] kapittel 6.

Jevnt fordelt temperaturandel

Denne temperaturandelen gjelder for temperaturendring som er lik over hele bruas tverrsnitt. Her tas det hensyn til bruas geografiske beliggenhet ved maksimal- og minimumstemperatur for området.

Maksimal- og minimumstemperatur for Herøy kommune med returperiode 50 år er:

$$T_{\max} = 34 \text{ °C}$$

$$T_{\min} = -20 \text{ °C}$$

Dette gir høyeste og laveste jevnt fordelte brutemperatur etter nasjonalt tillegg i NS-EN 1991-1-5 [4]:

$$T_{e,\max} = T_{\max} - 3 = 31 \text{ °C}$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -12 \text{ °C}$$

Maksimalt kontraksjons- og ekspansjonsintervall beregnes med initialtemperatur $T_0 = 10 \text{ °C}$.

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = -22 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 21 \text{ °C}$$

Vertikalt lineært varierende temperaturandel

Temperaturen kan ha ulik variasjon på over- og undersiden av bruoverbygningen. Dette kan for eksempel skyldes at oversiden eksponeres for solstråling, mens undersiden er skyggelagt.

Temperaturforskjeller i vertikal retning kan forårsake lastvirkninger i en konstruksjon på grunn av:

- Fastholdning mot fri krumning på grunn av konstruksjonens form
- Friksjon i rotasjonslagre
- Ikke-lineære geometriske virkninger

Temperaturgradienten avhenger av byggemateriale og tverrsnittstype, samt tykkelse av belegg. Slitelagtykkelsen har innvirkning på oppvarming av oversiden av brua, og tas i betraktning med en faktor k_{sur} som kan leses av i NS-EN 1991-1-5 [4], tabell 6.2. Med antatt slitelagtykkelse 115 mm fås $k_{sur} = 0,62$.

Eurokoden gir mulighet til å regne med vertikalt lineært eller ikke-lineært varierende temperaturandel. Her er det for enkelthets skyld valgt å se på temperaturvariasjon som lineært varierende.

Verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandel:

- Overside varmere enn underside: $\Delta T_{M,heat} = 15 \cdot 0,62 = 9,3 \text{ } ^\circ\text{C}$
- Underside varmere enn overside: $\Delta T_{M,cool} = 8 \cdot 1,0 = 8 \text{ } ^\circ\text{C}$

Samtidighet av jevnt fordelt og varierende temperaturandeler

For å ta hensyn til samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser benyttes den mest ugunstige kombinasjonen:

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + w_N \cdot \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con})$$

eller

$$w_M \cdot \Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con})$$

hvor $w_N = 0,35$ og $w_M = 0,75$.

6.2.3 Vindlast

Nerlandsøybrua ligger i et værutsatt område med mye vind. Det er derfor valgt å ta hensyn til vindlast når bruas kapasitet skal vurderes. NovaFrame kan beregne vindlast basert på inputverdier fra brukeren, men det er i denne oppgaven valgt å sette vindlasten på som jevnt fordelte laster i x-, y- og z-retning.

Vindlasten beregnes i henhold til Håndbok 185 [6] og NS-EN 1991-1-4 [3]. Vindlasten som virker på brua bestemmes av faktorer som geografisk beliggenhet, terreng, bruas høyde og tverrsnittsdimensjoner. Det antas at brua tilhører vindklasse 1, ettersom den ikke har spenn lenger enn 40 m og har bjelketverrsnitt. Bruer i vindklasse 1 trenger ikke dimensjoneres for dynamiske virkninger av vind, da det anses som ubetydelig [6]. I praksis vil vindkraften

varierte over bruas lengde, blant annet på grunn av variasjon i bruas høyde og tverrsnittsdimensjon. For enkelhets skyld er det valgt å regne samme vindlast for hele brua, basert på konservative antagelser. Vindlast på søyler er ikke beregnet. For detaljerte beregninger henvises det til vedlegg D.

Det vil være to ulike tilfeller av vindlast: Vindlast uten trafikk på brua, og vindlast med trafikk på brua. Vindlasten blir ulik for de to tilfellene, da lastarealet blir større med kjøretøy på brua.

Vindlast på brua uten trafikklast

Basisvindhastigheten er gitt i NS-EN 1991-1-4 [3], 4.3:

$$v_b = c_{dir} c_{season} c_{alt} c_{prob} v_{b,0}$$

Alle faktorene for dette tilfellet er lik 1,0 og vindens referansehastighet i Herøy kommune er 30 m/s. Basisvindhastigheten blir da:

$$v_b = 30 \text{ m/s}$$

Videre beregnes midlere vindhastighet, som tar hensyn til terrenget brua ligger i og hvor høyt den ligger i terrenget.

$$v_m(z) = c_0(z) c_r(z) v_b$$

Det antas at terrenget som omgir Nerlandsøybrua tilhører terrengkategori I: flatt og horisontalt område med lite vegetasjon og uten hindringer. Faktoren c_0 tar hensyn til topografi og er 1,0 for flatt terreng, mens c_r tar hensyn til terrengruhet og er beregnet til 1,29. z er bruas høyde over terrengnivå og er satt til 20 m. Dette gir midlere vindhastighet:

$$v_m(20\text{m}) = 38,7 \text{ m/s}$$

Hastighetstrykket beregnes etter:

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \rho v_m^2$$

Hvor I_v er turbulensintensiteten og uttrykker forholdet mellom standardavviket for den momentane vindhastigheten og den midlere vindhastigheten over 10 minutter ($v_m(z)$) [29]. I_v er beregnet til 0,132 og dermed fås:

$$q_p(20\text{m}) = 1,80 \text{ kN/m}^2$$

Resulterende vindkraft som virker på brua beregnes i henhold til NS EN 1991-1-4 [3] pkt. 8.3:

$$F_w = \frac{1}{2} \rho v_b^2 c_e c_f A_{ref}$$

ρ er luftas tyngdetetthet og er $1,25 \text{ kg/m}^3$. c_f representerer vektorsummen av trykket på alle flatene i konstruksjonen, og kan for vanlige bruer settes lik 1,3. c_e er en eksponeringsfaktor som finnes ved å dividere vindhastighetstrykket på basisvindhastighetstrykket. Referansearealet, A_{ref} , kan finnes ved hjelp av figur 8.3 i NS-EN 1991-1-4 [3]. Vinden gir en resulterende vindkraft for henholdsvis x-, y- og z-retning:

$$\text{På tvers av brua: } F_{w,x} = 2,57 \text{ kN/m}$$

$$\text{Langs brua: } F_{w,y} = 0,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vertikalt: } F_{w,z} = 7,77 \text{ kN/m}$$

Vindkraften som virker vertikalt (z-retning) kan være rettet både opp og ned, og dimensjoneres for det tilfellet som er mest kritisk. Den vertikale vindkraften kan ha en eksentrisk plassering $e = b/4$ fra senter av veibanen. Dette tilsvarer $e = 1,825 \text{ m}$ for møteplassen og $e = 1,2 \text{ m}$ ellers på brua.

Vindlast på brua med trafikklaster

Når brua er lastet med kjøretøy vil lastarealet for vinden være større. Det legges til grunn i beregningene at det står 2 m høye kjøretøy på brua. Vind med samtidig trafikk, F_w^* , bestemmes ved å erstatte $v_{b,0}$ med $v_{b,0}^* = 35 \text{ m/s}$.

Vindlast for brua med samtidig trafikk beregnes etter samme prosedyre som for vindlast på brua uten trafikk, men referansearealet A_{ref} og faktorene c_e og c_f vil endres. Vindkraft for brua med trafikk blir:

$$\text{På tvers av brua: } F_{w,x}^* = 7,76 \text{ kN/m}$$

$$\text{Langs brua: } F_{w,y}^* = 1,95 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vertikalt: } F_{w,z}^* = 5,71 \text{ kN/m}$$

Brua vil bli stengt ved maksimal vindlast, derfor vil full vindlast aldri opptre samtidig med trafikklaster. Vindlasten reduseres derfor i kombinasjon med trafikklaster. Kombinasjonsfaktor $\psi = 0,7$ er benyttet i henhold til NS-EN 1990 [30].

6.3 Deformasjonslaster

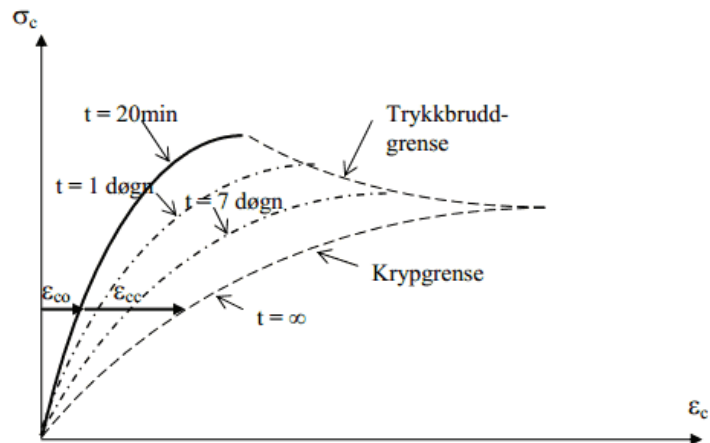
Deformasjonslaster er laster som er knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper, slik som:

- Forspenning av konstruksjonen
- Svinn, kryp og relaksasjon
- Setninger
- Deformasjoner påført konstruksjonen som resultat av fabrikkasjons-, bygge- eller installasjonsmetode

I denne oppgaven betraktes effektene av forspenning, kryp, svinn og relaksasjon.

6.3.1 Kryp

Betong som påkjennes av trykk over lang tid vil fortsette og trykkes sammen utover den momentane sammentrykningen når lasten påføres. Denne tilleggsdeformasjonen kalles kryp. Figur 6.4 viser typiske resultater fra krypforsøk. Figuren viser at kryptøyningen ε_{cc} er avhengig av spenningsnivå og tiden denne spenningen virker [25].



Figur 6.4: Virkning av spenningsnivå og varighet på betongtøyning [25]

Kryp er avhengig av forhold som [2]:

- Omgivelsenes relative fuktighet
- Omgivelsenes temperatur
- Bygningsdelenes dimensjoner
- Betongens sammensetning
- Spenningsnivå
- Belastningstid
- Betongens herdningsalder når lasten påføres

Utrekning for kryptall og kryptøyning er gjort i henhold til NS 3473, A.9.3.2 [2]. Kryptallet blir i dette tilfellet større i felt enn over støtte. Det er valgt å bruke kryptallene for felt også over støtte, da stort kryptall er kritisk. Kryptøyningen regnes etter følgende formel:

$$\varepsilon_{cc}(t) = \frac{\sigma}{E} \cdot \phi(t, t_0)$$

$\phi(t, t_0)$ er betongens kryptall og beregnes på bakgrunn av relativ fuktighet (RH), temperatur, tverrsnittets dimensjoner, betongens sammensetning og alder. Det er antatt relativ fuktighet RH = 70 % og at pålastingen startet ved $t_0 = 28$ døgn etter støping. Nerlandsøybrua ble bygd sent på 60-tallet og det regnes derfor med $t = 50 \cdot 365 = 18250$ døgn. Ved utregning av spenningen, σ , er det for enkelthets skyld antatt null eksentrisitet for spennarmeringen, da den har varierende plassering over tverrsnittet.

Kryptøyningen blir da:

$$\varepsilon_{cc} = -0,28 \text{ ‰}$$

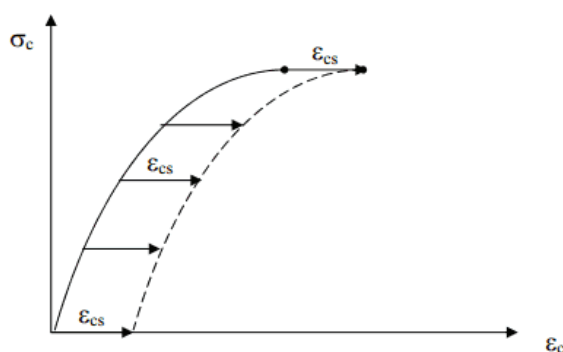
Kryptall er input når kryplast skal bestemmes i NovaFrame. Kryptallene er beregnet i vedlegg B og er presentert i tabell 6.5.

Tabell 6.5: Kryptall

Akse	Kryptall, ϕ
1-4	2,055
4-5	2,044
5-8	2,034
9-10	2,013
10-11	2,049

6.3.2 Svinn

Uttørking av betong fører til at den krymper. Denne krympingen kalles svinn. Svinn avhenger av de samme forholdene som kryp, men i motsetning til kryptøyning, er svinntøyningene uavhengige av lastnivå. Effekten er illustrert ved spenning - tøyingsdiagrammet i figur 6.5.



Figur 6.5: Virkning av svinntøyning [25]

Betongens svinntøyning regnes i henhold til NS 3473 [2], A.9.3.2, og er gitt av følgende formler:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_s \beta_s(t - t_s)$$

$$\beta_s(t - t_s) = \left(\frac{t - t_s}{0,035h_0^2 + t - t_s} \right)^{0,5}$$

Hvor

t = betongens alder i døgn

t_s = betongens alder i døgn når uttørkingen starter

h_0 = effektiv tverrsnitttykkelse

$\varepsilon_s = 100 \cdot 10^{-6}$

NovaFrame beregner svinntøyningen, og brukeren må definere svinntøyningen. Utrekning av svinntøyning finnes i vedlegg B, og tabell 6.6 oppsummerer resultatene.

Tabell 6.6: Svinntøyninger

Akse	Svinntøyning, ε_{cs}
1-4	-0,339
4-5	-0,337
5-8	-0,336
9-10	-0,332
10-11	-0,338

6.3.3 Forspenning

Spennarmeringen gir bidrag til det opptredende momentet og skjærkraften i konstruksjonen. For statisk bestemte konstruksjoner oppstår et moment på grunn av eksentrisiteten mellom spennarmeringen og betongtverrsnittets tyngdepunkt. Dette momentet kalles primærmoment. For statisk ubestemte konstruksjoner oppstår i tillegg et tvangsmoment fordi konstruksjonen hindres i å bevege seg fritt. Det totale momentet fra spennarmering for statisk ubestemte konstruksjoner er dermed summen av primærmomentet og tvangsmomentet:

$$M_{tot} = M_p + M_{tvang}$$

Når dimensjonerende moment skal bestemmes tas kun tvangsmomentet i betraktning. Dette skyldes at primærmomentet bidrar til tverrsnittets momentkapasitet. Ved beregning av dimensjonerende skjærkraft inngår det totale momentet fra spennarmeringen.

Hvert stag har diameter 32 mm og spennes opp med 480 kN. Med 16 spennarmeringsstag blir den totale oppspenningskraften 7680 kN.

6.3.4 Tap av forspenning

Den oppmålte jekkekraften ved oppspenning vil av ulike årsaker reduseres noe, både over tid og langs spennarmeringens lengde. Denne reduksjonen betegnes som *spennkrafttap* [25]. Tapet i spennkraft kan være umiddelbart eller tidsavhengig.

Umiddelbare tap:

- Elastisk deformasjon av betongen
- Friksjon
- Låsetap

Tidsavhengige tap:

- Betongens kryp og svinn
- Spennarmeringens relaksasjon

NovaFrame beregner spennkrafttapet og brukeren må oppgi input-verdier for de ulike tapene. Beregninger gjort til dette kapittelet finnes i vedlegg C.

Elastisk deformasjon av betongen

Når spennarmeringen spennes opp stukes betongen tilnærmet proporsjonalt med spennkraften og tidligere oppspente kabler eller stag vil dermed få et spennkrafttap. De kablene eller stagene som er spent opp først vil få størst tap [28]. Det er ikke tatt hensyn til denne effekten i NovaFrame-modellen.

Friksjonstap

Ved etteroppspenning av spennstål i utsparingsrør vil det oppstå friksjonskrefter som motvirker glidning mellom spennstålet og utsparingsrøret. Friksjonen skyldes normalkrefter fra spennstålet mot utsparingsrøret på grunn av kurvatur. Krumningen kan både være tilsiktet eller skyldes utilsiktet bøyning av røret fordi det fastholdes punktvis. Den utilsiktede krumningen gjør at det selv i teoretisk rette kabler og stag får friksjonstap [28]. Friksjonstap i avstand x fra forankringen er gitt av:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_0(1 - e^{-\mu(\Theta + kx)})$$

Hvor

x = avstand langs spennarmeringen, med nullpunkt i forankringen

P_0 = effektiv spennkraft ved aktiv forankring

μ = friksjonskoeffisient

Θ = summert tilsiktet vinkelendring i forhold til bjelkeaksen

k = faktor for utilsiktet vinkelendring (wobble)

I NovaFrame må brukeren definere μ og k for at programmet skal beregne friksjonstapet. *Default* for friksjonskoeffisienten er $\mu = 0,2 \text{ rad}^{-1}$, og faktor for utilsiktet vinkelendring er $k = 0,001 \text{ rad/m}$. Det er valgt å bruke default-verdiene i modellen.

Låsetap (Wedge draw-in)

Ved forankring av spennarmeringen vil stålet gli noen millimeter når kraften overføres fra jekken til forankringen. Denne glidningen fører til reduksjon i spennkraften nær forankringen. Det antas glidning på 5 mm.

Tap fra kryp og svinn

Last som virker på betongen over lengre tid vil gi kryptøyning ε_{cc} , og spennarmeringen vil få den samme tøyningen som betongen. Tøyningen er negativ og bidrar dermed til spenningstap i armeringen. Kryptøyningen for betongen, og dermed i spennarmeringen, er beregnet til:

$$\Delta\varepsilon_{p,kryp} = -0,280 \text{ ‰}$$

Svinntøyning ε_{cs} oppstår ved uttørking av betongen. For beregning av svinntøyningen i spennarmeringen er det antatt at spennarmeringen ligger sentrisk i tverrsnittet. Resulterende svinntøyning i spennarmeringen $\varepsilon_{p,svinn}$ er da gitt av følgende formel:

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{\text{middel}} \cdot A_t}$$

A_t er det transformerte tverrsnittet, E_{middel} er betongens midlere E-modul og N_s er en fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen i betongen:

$$N_s = |\varepsilon_{cs}| E_p A_p$$

Svinntøyningen er i likhet med kryptøyningen negativ og vil dermed gi tap av spenning i spennarmeringen. Svinntøyningen for spennarmeringen er beregnet til:

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = -0,296 \text{ ‰}$$

Input for tap på grunn av kryp og svinn i NovaFrame oppgis som tøyning i promille. For kapasitetskontroller er tapet fra kryp og svinn ubetydelig. For tøyningkontroller og rissviddekontroller er det derimot viktig [28].

Relaksasjon

Relaksasjon er et tidsavhengig tap av spenning i spennarmeringen som oppstår når stålet utsettes for konstant tøyning over lengre tid. Da spennstål som regel blir stående med store strekkføringer i hele konstruksjonens levetid, må det tas hensyn til relaksasjon i beregningene [25].

I henhold til NS 3473 [2] kan relaksasjonsspenningen regnes lik spenningen i spennstålet etter at spennkraften er redusert med halvparten av det antatte tap fra kryp og svinn i betongen:

$$\sigma_{pr} = \frac{N}{A_p} - 0,5(\sigma_{p,kryp} + \sigma_{p,svinn})$$

Spennings tapet fra kryp er differansen mellom korttids - og langtidstapet:

$$\Delta\sigma_{p,kryp} = \Delta\sigma_{pL} - \Delta\sigma_{pK} = \Delta\varepsilon_{pL}E_s - \Delta\varepsilon_{pK}E_k$$

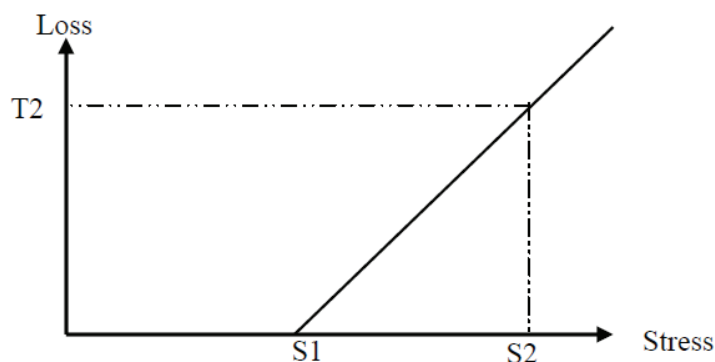
Spennings tap på grunn av svinn er:

$$\Delta\sigma_{p,svinn} = \varepsilon_{p,svinn}E_p$$

Relaksasjonsspenningen blir dermed:

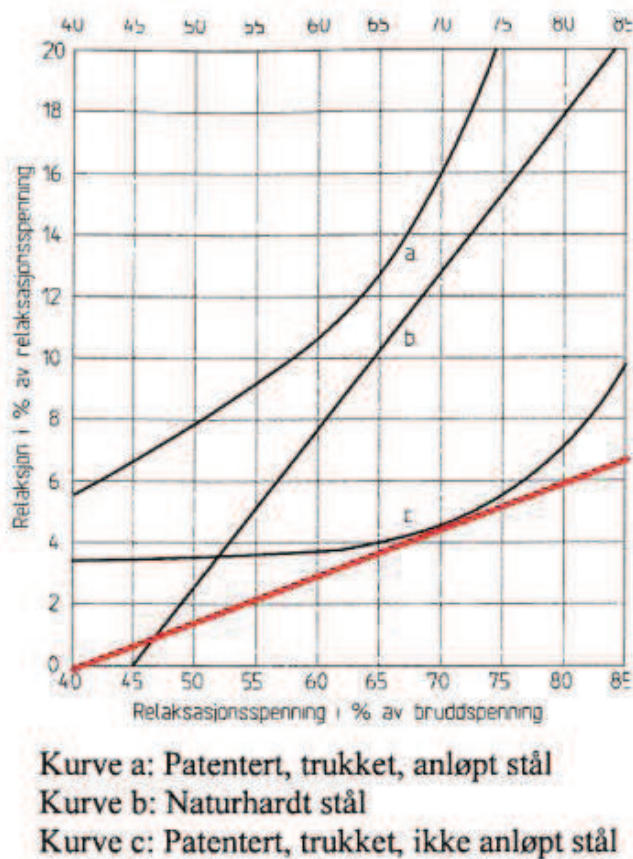
$$\sigma_{pr} = 615 \text{ MPa}$$

I NovaFrame blir effekten av relaksasjon tatt i betraktning ved å definere en forenklet kurve basert på produktinformasjon. Kurven som representerer spennings tapet er lineær og er illustrert i figur 6.6. S1, S2 og T2 er inputverdier i NovaFrame.



Figur 6.6: Forenklet funksjon for relaksasjonstap i NovaFrame [27]

For å finne relaksasjon i spennstålet etter lang tid benyttes figur 1 i NS 3473 [2], som er gjengitt i figur 6.7.



Figur 6.7: Relaksasjon i spennstål etter lang tid

Det antas at kurve c gjelder for spennarmeringen på Nerlandsøybrua. S_2 er relaksasjonsspenningen i prosent av bruddspenningen og beregnes til 71 %. De andre inputverdiene finnes ved å trekke en rett linje, lik den i figur 6.7 som tangerer kurve c. Følgende verdier leses av diagrammet:

$$S_1 = 40$$

$$S_2 = 71$$

$$T_2 = 6,5$$

6.4 Lastkombinasjoner

Dimensjonering av konstruksjoner gjennomføres ved at det påvises at konstruksjonen tilfredsstiller dimensjoneringsreglers krav i forskjellige grensetilstander. De ulike grensetilstandene er [25]:

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Ulykkestilstand
- Utmattingstilstanden

Under presenteres dimensjonerende lastvirkning for brudd- og bruksgrensetilstand i henhold til Håndbok 238 [1] Vedlegg 1.

6.4.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand bestemmer konstruksjonsdelers kapasitet mot brudd, og aktuelle lastvirkninger er bøyemoment, aksialkraft, skjærkraft, torsjonsmoment og kombinasjoner av disse. I følge Håndbok 238 [1] skal det minimum foretas kontroll i bruddgrensetilstanden. Det skal kontrolleres for to sett lastkombinasjoner med lastfaktorer som angitt i tabell 6.7. Den mest ugunstige kombinasjonen av a og b danner dimensjoneringsgrunnlaget for kapasitetskontrollen.

Tabell 6.7: Lastfaktorer for bruddgrensetilstand [1]

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.

hvor:

$\gamma_D = 1,1/0,9$ for direkte virkninger av spennkrefter som angitt i NS 3473, pkt. 10.3.2, forøvrig er $\gamma_D = 1,0$.

$\gamma_1 = 1,4$ for brukslaster

= 1,2 for spesialtransporter (faktoren benyttes også for brukslaster når disse kombineres)

= 1,15 for mobilkraner (faktoren benyttes også for brukslaster når disse kombineres)

= 1,1 for engangstransporter Bruklassifisering

= 1,0 for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferjer

= 1,6 for øvrige variable laster.

$\gamma_2 = 1,2$ for brukslaster

= 1,1 for spesialtransporter (faktoren benyttes også for brukslaster når disse kombineres)

= 1,05 for mobilkraner (faktoren benyttes også for brukslaster når disse kombineres)

= 0,8 for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferjer

= 1,3 for øvrige variable laster.

Forkortelsene i tabellen har følgende betydning:

Q_1 = Karakteristisk verdi for den variable last som er mest ugunstig for den lastvirkning som betraktes.

Q_n = Karakteristisk verdi for øvrige variable laster som er ugunstige for lastvirkningen.

6.4.2 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstanden skal det påvises at konstruksjonen, for sin brukstid, tilfredsstiller krav knyttet til dens bruk og formål. Krav til bruksgrensetilstanden skal også sikre konstruksjonens bestandighet. Aktuelle krav gjelder opprissing av betong, deformasjoner og tetthet mot væskeinntregning. [25] Dersom det i forbindelse med bruksklassifisering stilles spesielle bruksgrensekraav skal bruksgrensetilstanden kontrolleres for kombinasjonene a og b, med faktorer som angitt i tabell 6.8.

- **Kombinasjon a**, antas å representere den største forventede lasttilstand i konstruksjonens levetid og anvendes for kontroll av lager- og fugeforskyvinger og lignende.
- **Kombinasjon b**, antas å representere en lasttilstand som ikke overskrides mer enn 100 ganger i konstruksjonens levetid, og anvendes for rissviddekontroll av typiske deformasjoner og forskyvinger.

Tabell 6.8: Lastfaktorer for bruksgrensetilstand [1]

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

Kombinasjonsfaktorene, ψ_1 , er gitt i tabell 6.9.

Tabell 6.9: Kombinasjonsfaktorer [1]

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

Rissviddekontroll

For bruer med planlagt restlevetid ≤ 25 år er rissviddekontroll normalt unødvendig også med kloridbelastning. Det samme gjelder når planlagt restlevetid > 25 år og kloridbelastningen er liten eller neglisjerbar.

Ved middels eller høy kloridbelastning og planlagt restlevetid > 25 år bør rissvidden vurderes for følgende elementer med hensyn til bestandighet:

- Slakkarmerte bjelker
- Bjelker med forspent armering med direkte heft til betongen (f.eks. NIB-bjelker) og overdekning i størrelsesorden lik slakkarmeringen
- Brudekker med slitelag uten membran

For øvrige konstruksjonselementer stilles normalt ikke krav til rissvidder. Rissviddekontroll for elementene nevnt over, kan sløyfes hvis utnyttelsen i bruddgrensetilstanden ikke overskrider 90 % av armeringskapasitetene.

7 Modell av brua i NovaFrame

Analyse av brua er gjennomført i NovaFrame versjon 5. NovaFrame er et rammeprogram for statisk og dynamisk analyse av tredimensjonale rammekonstruksjoner og er basert på elementmetoden. Programmet er utviklet av Aas-Jakobsen AS og er spesielt godt egnet for modellering og analyse av brukonstruksjoner. Dette kapittelet gir en introduksjon til programmet i henhold til NovaFrames brukermanual [27].

Ved oppbygning av brumodellen i NovaFrame ligger ferdigbrutegninger (vedlegg A) til grunn. Tegningene gir informasjon om tverrsnittsdimensjoner og -geometri, lengder, kotehøyder og spennarmering.

7.1 Koordinatsystem

NovaFrame operer med to ulike koordinatsystemer; et globalt (xyz-system) og et lokalt (lmn-system). I det globale aksesystemet vil y-aksen gå langs brubanen, x-aksen ut av planet, og z-aksen oppover. I det lokale aksesystemet går m-aksen alltid i konstruksjonsdelenes lengderetning, mens n- og l-aksen ligger i tverrsnittet.

Noder, randbetingelser og deformasjoner er gitt i det globale systemet, mens tverrsnittsgeometri og snittkrefter er gitt i det lokale systemet.

7.2 Referanselinjer

Når en bru skal modelleres i NovaFrame er definering av referanselinjer noe av det første som må gjøres. En referanselinje er en geometrisk linje som kan brukes til å definere tverrsnittsgeometri ved å angi avstander fra linjen. Ved prosjektering av bruer er det nyttig med en referanselinje som ligger i veibanen, da den kan knyttes opp mot veigeometrien på land. Det er definert totalt 20 referanselinjer; en linje i senter av veibanen og en i senter av hver søyle. I tillegg finnes referanselinje 0 som er en abstrakt linje.

Referanselinjen i senter av veibanen definerer bruas hovedgeometri og er lagt på toppen av slitelaget på veien. Horisontalgeometrien er rettlinjet helt til enden mot Nerlandsøya hvor den har en svak avbøyning. Det er valgt å se bort fra denne kurvaturen og hele brua modelleres med en rett linje i horisontal retning. Mellom akse 1 og 9, og mellom akse 12 og 21 har veibanen en vertikalhelning lik 1:12. Mellom akse 9 og 12 går veibanen langs en bue med radius 80 m. Vertikalgeometrien angis ved hjelp av kotehøyder. Referanselinjene til søylene er vertikale og høyden angis ved å definere kotehøyde ved søylebunn.

Aksene er definert i samsvar med tegningene. Det er ikke nødvendig å definere akser, men det gjør modellen mer oversiktlig og er praktisk ved utplassering av noder.

7.3 Noder og elementer

Alle noder angis etter metoden AXISNODE. Dette innebærer at antall noder angis mellom to akser langs en gitt referanselinje. Mellom nodene defineres elementer. Det er valgt å modellere brubanen med 20 elementer i hvert spenn (det vil si mellom hver akse). Brubanen i hovedspennet modelleres med 40 elementer fordi dette spennet er lengre enn de andre og fordi kapasiteten i dette spennet anses som kritisk. Alle søyler modelleres med seks noder og fem elementer.

Det er valgt å nummerere nodene og elementene på en slik måte at nummeret sier noe om hvor på konstruksjonen de befinner seg. Tabell 7.1 og 7.2 viser nummerering av elementer for henholdsvis brubanen og søylene.

Tabell 7.1: Elementnummer for brubanen

	Element nr.	Inkrement
Brubane akse 1-10	1001-9951	50
Brubane akse 10-11	10001-10976	25
Brubane akse 11-21	11001-20951	50

Tabell 7.2: Elementnummer for søylene

	Element nr.	Inkrement
Søyle akse 2	200-240	10
Søyle akse 3	300-340	10
Søyle akse 4	400-440	10
Søyle akse 5	500-540	10
Søyle akse 6	600-640	10
Søyle akse 7	700-740	10
Søyle akse 8	800-840	10
Søyle akse 9	900-940	10
Søyle akse 10	1000-1040	10
Søyle akse 11	1100-1140	10
Søyle akse 12	1200-1240	10
Søyle akse 13	1300-1340	10
Søyle akse 14	1400-1440	10
Søyle akse 15	1500-1540	10
Søyle akse 16	1600-1640	10
Søyle akse 17	1700-1740	10
Søyle akse 18	1800-1840	10
Søyle akse 19	1900-1940	10
Søyle akse 20	2000-2040	10

Brubanen kunne med fordel vært modellert med færre elementer, da modellen til tider har vært treg. Fordelen med å modellere brubanen med mange elementer er økt nøyaktighet. Ved

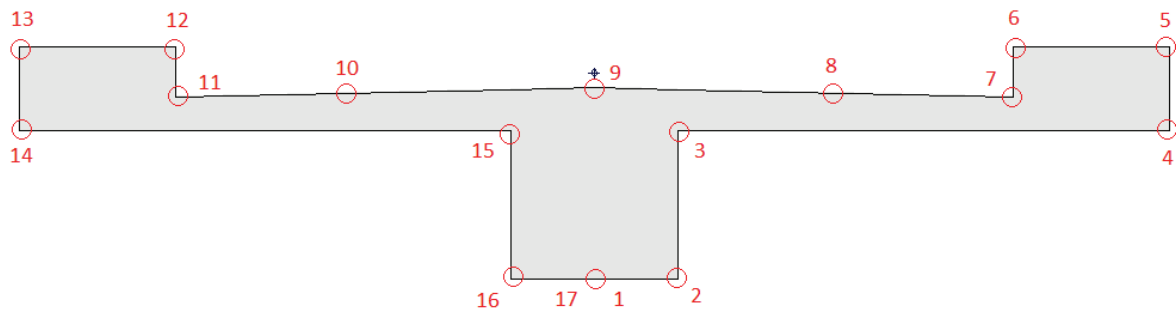
utplassering av laster kan ønsket utstrekning og plassering oppgis med større nøyaktighet dersom modellen har mange elementer.

Snittkrefter kan beregnes i utvalgte punkt langs et element. Det er valgt at snittkrefter skal bestemmes i 0, 0,5 og 1,0-punktet for hvert element. Snittene hvor snittkrefter beregnes, kalles *design sections*. Når dimensjonerende skjærkraft skal bestemmes, er det i tillegg lagt inn *design sections* i avstand d fra opplager.

7.4 Tverrsnittsgeometri

I NovaFrame har man mulighet til å velge mellom flere forhåndsdefinerte tverrsnittstyper eller lage egendefinerte tverrsnitt. Søyletverrsnittene er massive og rektangulære. Denne tverrsnittstypen er forhåndsdefinert i NovaFrame med mulighet for brukeren å angi dimensjoner.

Bruas overbygning har et massivt tverrsnitt som ikke er forhåndsdefinert i NovaFrame, og geometrien må defineres på egenhånd. Dette gjøres ved å angi punkter som definerer tverrsnittets omriss. Som vist i figur 7.1 benyttes 17 punkter for å definere tverrsnittsgeometrien. Punktene er angitt relativt til referanselinjen *senter vei* som ligger på toppen av slitelaget, rett over punkt 9 i figuren. Avrunding av hjørner og dryppnese er neglisjert.



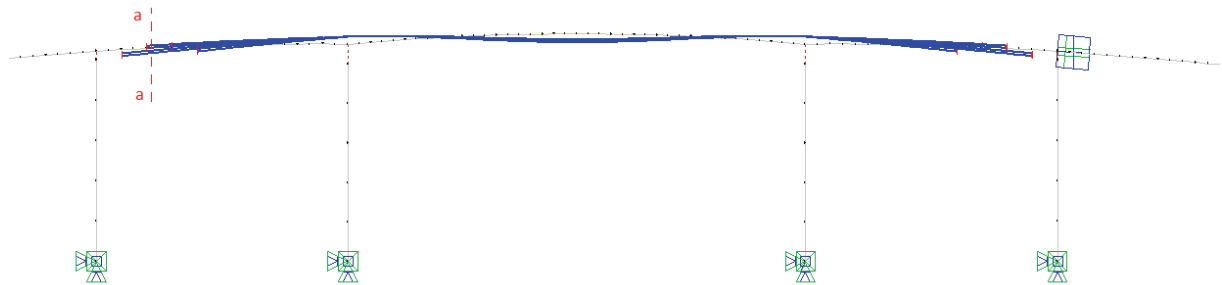
Figur 7.1: Tverrsnitt bruoverbygning

Både høyde og bredde av tverrsnittet varierer. Dette håndteres ved å oppgi tverrsnittsgeometri i flere punkter langs bruas lengde. Dersom tverrsnittet er ulikt i to snitt trekker NovaFrame en rett linje mellom de gitte tverrsnittene. Mellom akse 9 og 12 varierer geometrien ikke-lineært. I tegningene er tverrsnittsgeometrien oppgitt i intervaller på 2,0 og 2,2 m for henholdsvis sidespenn og midtspenn. Det gjøres en tilnærming av geometrien ved å la NovaFrame trekke rette linjer i disse intervallene.

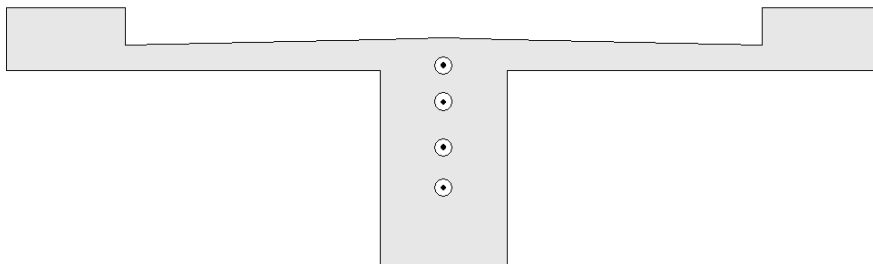
7.5 Spennarmering

NovaFrame gir mulighet til å legge inn spennarmering i etteroppspente konstruksjonsdeler. Spennarmeringens geometri bygges opp av en sekvens av tredjegradspolynomer. Start- og sluttposisjon angis for hver sekvens samt type geometri. Posisjonen til kablene kan angis relativt til tverrsnittets tyngdepunkt eller til et punkt på tverrsnittet (section point).

Det er valgt å modellere spennarmering gruppevis. Stagene som ligger i samme høyde modelleres i en gruppe, og legges i senter av brubanen. Som en forenkling er også alle stagene modellert i spennarmeringens tyngdepunkt over støttene. Dette gjøres på grunn av manglende informasjon om føring av spennarmering. Spennarmeringen er modellert med rette linjer i sidespennene, og s-kurver mellom støtte og midtfelt. Figur 7.2 viser hvordan spennarmeringen ligger i lengderetning, mens figur 7.3 viser hvordan spennarmeringen ligger i snitt a-a (vist i figur 7.2).



Figur 7.2: Spennarmering



Figur 7.3: Spennarmering i snitt a-a

7.6 Randbetingelser

I og med at fundamentene har en betydelig større dimensjon enn søylene, vil fundamentene tilnærmet virke som en fast innspenning. Søylene modelleres derfor med fast innspenning i bunn.

Forbindelsen mellom brudekke og søyletopp er monolittisk. For å modellere denne forbindelsen er det brukt en *master-slave connection*. I en slik forbindelse defineres en node som *master* og en som *slave*. Rotasjonen til slave-noden vil være lik rotasjonen til master-noden. Forskyvningen av slave-noden vil være lik forskyvningen av master-noden pluss rotasjonen av master-noden ganger avstanden mellom master- og slave-noden. I modellen defineres noden i toppen av søylen som slave-node, mens noden som ligger over søylen i brudekket defineres som master-node. På denne måten vil rotasjonen og forskyvingen i søylen være avhengig av rotasjonene og forskyvingene som oppstår i brudekket.

I akse 12 er det en fuge som deler søylen i to, hele veien ned til fundamentet. Fugen er modellert ved å plassere en *joint* i akse 12. I en *joint* er en eller flere av snittkreftene lik null, og brukeren kan bestemme hvilke snittkrefter dette skal gjelde for. Det antas at fugen hverken overfører moment, skjær eller aksialkraft. Dette gjør at brua i praksis kan anses som to separate konstruksjoner.

Landkarene består av fire betongvegger som former en kasse. Frontveggen er betydelig slankere enn bruoverbygningen og gir dermed liten fastholdning mot rotasjon om x-aksen. Landkaret modelleres derfor uten rotasjonsfastholdning om x-aksen. Det antas at sideveggene i landkaret gir stor fastholdning mot rotasjon i z-retning, og landkaret modelleres med full rotasjonsfastholdning. Landkarene modelleres også som fastholdt mot rotasjon om y-aksen og forskyvning i alle retninger.

7.7 Laster og lastkombinering

Alle laster skal defineres i NovaFrame med utstrekning, plassering og intensitet. Dette gjøres med kommandoen `LOADINS`. Enkelte lasttyper er forhåndsdefinert i NovaFrame, slik at brukeren ikke behøver å regne ut lastpåkjenningen selv. Dette gjelder blant annet last fra spennarmering, temperatur, kryp og svinn. Øvrige laster defineres som jevnt fordelte laster eller punktlaster.

For å kombinere lastene er kommandoen `SORTCOMB` (sorted combinations) benyttet. Den gjør det mulig å kombinere lasttilfeller med hverandre med kommandoene `ADD`, `WORST` og `IF`. Kommandoen `ADD` lar brukeren definere hvilke lasttilfeller som skal opptre samtidig. Kommandoen `WORST` trekker ut den mest kritiske av de lasttilfellene som kombineres, mens `IF` legger til lasten dersom det er ugunstig. Når lastene kombineres kan man også definere hvilke lastfaktorer de ulike lastene skal ha.

Videre defineres *sort line combinations* (`SORTLINE`) som gir mulighet til å finne den kombinasjonen av laster som er verst.

7.7.1 Forspenningslast

For å innhente krefter fra den definerte spennarmeringen må det angis hvilke stag som skal aktiveres. Det må i tillegg angis om spenningen skal beregnes som ”full kraft” eller tvangskraft. Lasttilfellet defineres for begge tilfeller. Som beskrevet i kapittel 6.3.3 skal tvangskreftene benyttes ved beregning av dimensjonerende moment, og full last ved beregning av dimensjonerende skjærkraft.

7.7.2 Trafikklast

NovaFrame har en egen kommando for trafikklast (`TRAFLOAD`). Her finnes forhåndsdefinerte kombinasjoner av linjelaster og punktlaster som representerer ulike lastmodeller. NovaFrame finner den mest ugunstige plasseringen av trafikklaster og

snittkreftene som opptrer. Lasttilfellet for bruksklassene i Håndbok 238 ligger ikke inne som trafikklast i NovaFrame, og alternative metoder må brukes for å finne dimensjonerende snittkrefter. To metoder for påføring av trafikklast er vurdert:

1. Redusert lastmodell V1 (internordisk lasttog) påført med TRAFLOAD
2. Manuell plassering av vogntoglast for Bk 10

Lastmodell V1 er definert som trafikklast i NovaFrame. NovaFrame tillater å endre verdien for lastene i lastmodellen, men ikke utstrekning og plassering av punktlaster. Som en forenkling kan man kontrollere bruer for Bk 10 ved å redusere Lastmodell V1 til 2/3. Dersom brua har tilstrekkelig kapasitet ved bruk av redusert V1-last vil den også være tilstrekkelig for Bk 10. Denne metoden er brukt tidligere ved kontroll av eksisterende bruer. Munthe-Kaas og Ramböll konkluderer i sine rapporter med at Nerlandsøybrua ikke har tilstrekkelig kapasitet i Bk 10. Dette taler for at det burde brukes en mer nøyaktig lastmodell for Bk 10.

Ved å lage egendefinerte lasttilfeller for vogntoglasten i Bk 10, må mest kritisk plassering av last bestemmes på egenhånd. I samråd med veiledere er det valgt å bruke denne metoden. For å finne kritisk lastplassering er det brukt kunnskap om statikk, samt testing av aktuelle lastplasseringer. Kritisk plassering av trafikklast omtales i kapittel 8 *Bruddgrensetilstand - Lengderetning*.

De horisontale lastene, bremselast og sidelast, påføres som punktlaster i henholdsvis M- og L-retning. På samme måte som for de vertikale trafikklastene, plasseres bremselast og sidelast der det vil være kritisk for snittet som vurderes.

7.7.3 Temperaturlast

Temperaturlasten er definert som fire ulike lasttilfeller: Et for hver jevnt fordelte temperaturandel (ekspansjon og kontraksjon) og et for hver av de vertikalt lineært varierende temperaturandelene. De fire lastkombinasjonene kombineres som beskrevet i kapittel 6.2.2 *Temperaturlast*. Dette gir åtte ulike kombinasjoner. Når temperaturlasten deretter kombineres med andre laster, ønskes kun den kombinasjonen som er mest kritisk. Til dette brukes kommandoen WORST.

For at NovaFrame skal beregne lastvirkningene av vertikale temperaturgradienter må temperaturgradientene delt på tverrsnittshøyden oppgis. I feltene med varierende tverrsnittshøyde er gjennomsnittshøyden brukt.

7.7.4 Vindlast

Som omtalt i kapittel 6.2.3 *Vindlast*, påføres vindlasten som jevnt fordelte laster i x-, y- og z-retning.

7.7.5 Lastkombinering

I bruddgrensetilstand kombineres lastene som beskrevet i kapittel 6.4.1 *Bruddgrensetilstand*. Det er definert tre typer variable laster: trafikklaster, temperaturlaster og vindlast. Dette gjør at lastkombinasjonene, a og b (se tabell 6.7), kan ha tre ulike varianter: En hvor trafikklasteren er den dominerende, én hvor temperaturlasteren er den dominerende og én hvor vindlasten er den dominerende. I lasttilfelle a er det kun den mest kritiske av de variable lastene som medregnes. I dette tilfellet brukes vindlasten for brua uten trafikk. I lastkombinasjon b tas alle de variable lastene med i beregningen, og vindlast for brua med trafikk må brukes. I alt er det seks ulike lastkombinasjoner som må kontrolleres:

Lasttilfelle a:

$$1,15 P + (1,1/0,9)D + 1,4\text{Traf}$$

$$1,15 P + (1,1/0,9)D + 1,0\text{Temp}$$

$$1,15 P + (1,1/0,9)D + 1,6\text{Vind u/traf}$$

Lasttilfelle b:

$$1,0 P + 1,0D + 1,2\text{Traf} + 0,8(\text{Temp} + \text{Vind m/traf})$$

$$1,0 P + 1,0D + 0,8\text{Temp} + 0,8(\text{Temp} + \text{Vind m/traf})$$

$$1,0 P + 1,0D + 1,3\text{Vind m/traf} + 0,8(\text{Traf} + \text{Temp})$$

Hvor P betegner permanent last og D betegner deformasjonslast.

Ved å bruke kommandoen *sortline* finner NovaFrame hvilken av lastkombinasjonene som er mest kritisk i hvert tilfelle.

8 Bruddgrensetilstand for bruoverbygning – Lengderetning

I dette kapitlet kontrolleres bruddgrensetilstanden for bruoverbygningen. Bruoverbygningens tverrsnitt varierer både med hensyn til dimensjon og armering. Moment, skjær og torsjon kontrolleres for alle ulike tverrsnitt. Siden tverrsnittene, og dermed kapasiteten, er lik for flere snitt langs brua, deles snittene inn i grupper hvor kapasiteten er lik. Snittene med likt tverrsnitt kontrolleres kun for de verste snittkreftene som opptrer for den gitte tverrsnittsdimensjonen. For eksempel vil det største opptredende feltmomentet mellom akse 1 og 4 brukes som dimensjonerende feltmoment i alle feltene i denne gruppen. Det er kun nødvendig å foreta kontroll av den ene siden av brua, da spennene på den andre siden for hovedspennet har tilsvarende lengder og tverrsnittsdimensjoner. Tabell 8.1 viser hvilke snitt som har lik kapasitet i felt, mens tabell 8.2 viser hvilke tverrsnitt som har lik kapasitet over støtte.

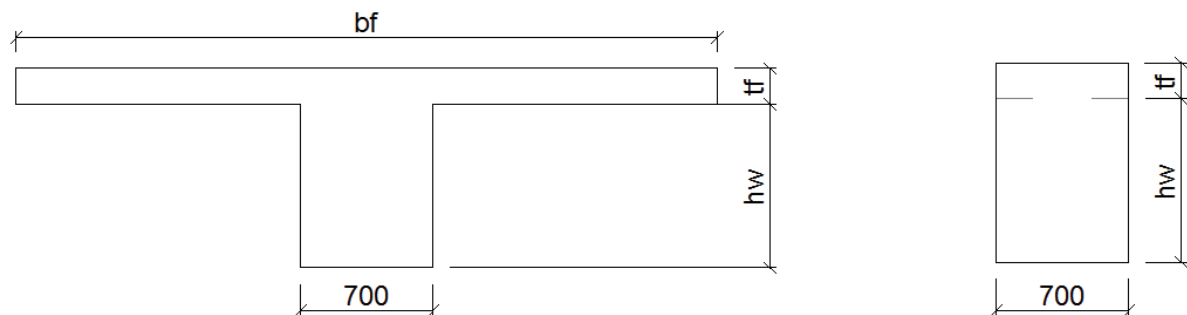
Tabell 8.1: Felt med lik kapasitet

Snitt i felt med lik kapasitet
Akse 1-4
Akse 4-5
Akse 5-9
Akse 9-10
Akse 10-11

Tabell 8.2: Støtter med lik kapasitet

Snitt over opplegg med lik kapasitet
Akse 1-4
Akse 5-8
Akse 9
Akse 10-11

I kapasitetsberegningene for bruoverbygningen er forenklede varianter av tverrsnittet benyttet. For moment- og skjærberegninger forenkles tverrsnittet til et T-tverrsnitt med konstant flenstykkelse, lik gjennomsnittlig platetykkelse i snittet som vurderes. I tillegg ses det bort fra kantdragerne. Kapasitetsberegningene for torsjon baserer seg på et rektangulært tverrsnitt, hvor de utstikkende flensene neglisjeres. Total høyde av bjelken for torsjon blir dermed lik steghøyde pluss tykkelsen til bruplata i gjeldende snitt. Figur 8.1 viser tverrsnittene som er benyttet i kapasitetsberegningene.



Figur 8.1: Generelt tverrsnitt for kapasitetsberegninger; a) moment og skjær, b) torsjon

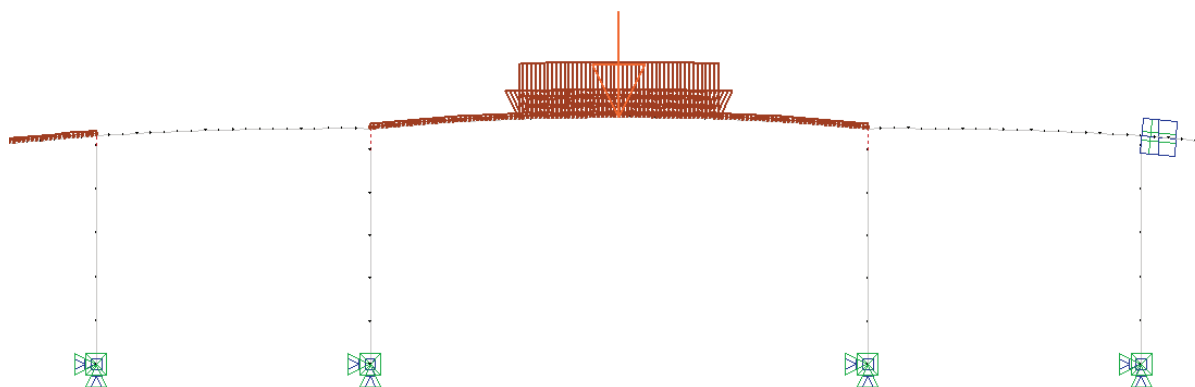
8.1 Dimensjonerende krefter

Dimensjonerende snittkrefter finnes ved hjelp av analyseverktøyet NovaFrame og håndberegninger. Lastkombinasjonen er bestemt i henhold til lasttilfellene i Håndbok 238 (se kapittel 6.4.1). Som beskrevet i kapittel 7.7.2 plasseres de dimensjonerende vogntoglastene manuelt. I dette kapittelet gjennomgås lastplassering som gir kritisk verdi for moment, skjær og torsjon i overbygningen. En fullstendig oversikt over resultater fra NovaFrame er presentert i Vedlegg E. I vedlegget framkommer det hvilke bidrag de ulike lastene gir i hvert tilfelle.

8.1.1 Moment

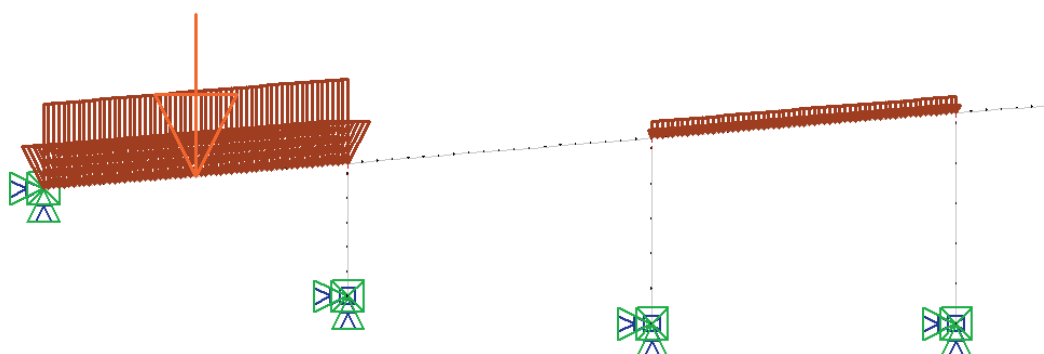
Feltmoment

Møteplassen i hovedspennet (akse 10-11) er 18 m lang og det er mulig for to vogntog på 16 m å passere hverandre. Maksimalt feltmoment for hovedspennet oppnås ved å plassere to vogntoglaster sentrisk i spennet. Aksellastene plasseres også på midten. Lett blandet trafikk, p , plasseres i resten av hovedfeltet. Effekten forsterkes ved at p opptrer i annethvert felt på resten av brua. Eventuelle laster som opptrer til høyre for fugen i akse 12 har ingen innvirkning på momentet i hovedspennet, da moment ikke overføres i fugen. Figur 8.2 viser kritisk plassering av vogntoglast for feltmoment i hovedfelt.



Figur 8.2: Kritisk plassering av vogntoglast for feltmoment mellom akse 10 og 11

For alle andre felt enn hovedfeltet er det kun ett kjørefelt, og lastverdiene blir derfor lavere. Plasseringen av lastene i disse feltene vil være den samme som for hovedfeltet. Ved kontroll av feltmoment i akse 1 til 4 er det valgt å plassere vogntoglasten mellom akse 1 og 2. Størst feltmoment oppnås i dette feltet fordi det ikke er noe støttemoment i akse 1. Figur 8.3 viser kritisk plassering av vogntoglast for feltmoment mellom akse 1 og 2.



Figur 8.3: Kritisk plassering av vogntoglast i felt akse 1-2.

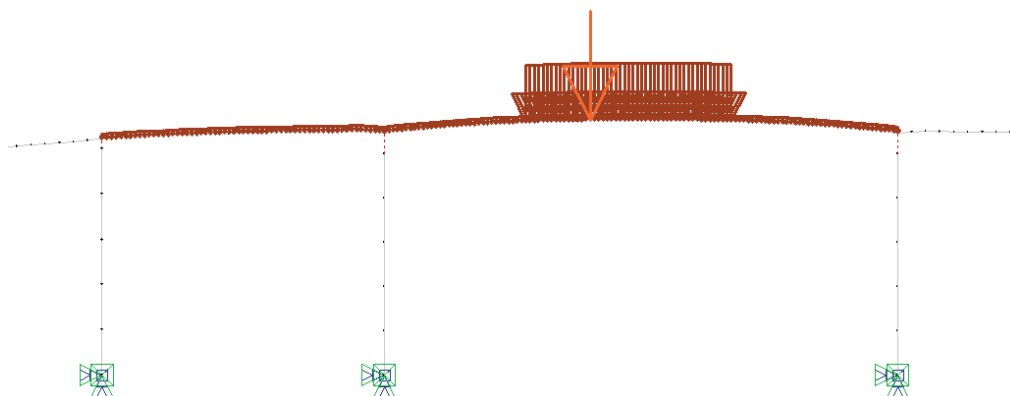
Resultatene for dimensjonerende feltmoment er beregnet i NovaFrame og presenteres i tabell 8.3.

Tabell 8.3: Dimensjonerende feltmoment

Snitt	Mf [kNm]
Akse 1-4	2201
Akse 4-5	1599
Akse 5-9	3207
Akse 9-10	2359
Akse 10-11	11181

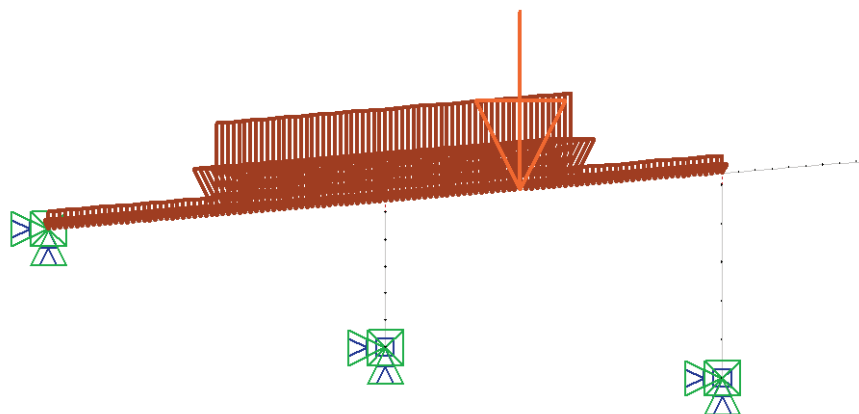
Støttemoment

For støtte i akse 10 (ved hovedspennet) opptrer maksimalt moment ved å plassere to vogntog så nær opplager som mulig. Det er kun mulig for to vogntog å stå ved siden av hverandre i området hvor møteplassen er på sitt bredeste (6,0 m), og to vogntog kan da nærmest stå 11 m fra støtte. Akselasten, A , har kritisk plassering i avstand $0,4L$ fra opplager. Last for jevnt fordelt trafikk, p , plasseres i resten av feltet, samt i nabofeltet ved den aktuelle støtten. Effekten forsterkes ved å plassere p i annethvert felt. Figur 8.4 viser kritisk plassering av vogntoglast for maksimalt støttemoment i akse 10. Tilsvarende lastplassering gjelder også for moment over støtte i akse 11.



Figur 8.4: Plassering av vogntoglast for kritisk støttemoment i akse 10

Maksimalt støttemoment over støttene i akse 1-9 oppnås ved å plassere vogntoglasten sentrisk over støtte, og aksellasten i avstanden $0,4L$ fra støtte. Lett blandet trafikk plasseres i resten av feltene til siden for støtte, samt i annet hvert felt for resten av brua. Figur 8.5 viser kritisk lastplassering for støttemoment i akse 2.



Figur 8.5: Plassering av vogntoglast for kritisk støttemoment i akse 2

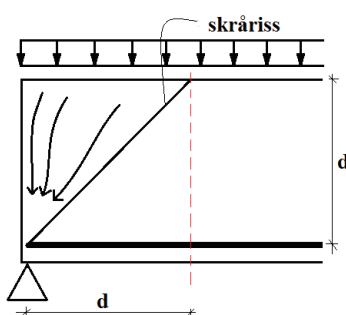
Tabell 8.4 oppsummerer de dimensjonerende støttemomentene som er beregnet i NovaFrame.

Tabell 8.4: Dimensjonerende støttemoment

Snitt	M_f [kNm]
Akse 1-4	-2495
Akse 5-8	-3591
Akse 9	-2557
Akse 10	-22319
Akse 11	-18029

8.1.2 Skjær

Bruoverbygningen kontrolleres for skjær ved støttene. Ved tilnærmet jevnt fordelt last fås skjærriss som danner en vinkel på omtrent 45° til bjelkeaksen. Last som påføres over risset går direkte ned i opplageret. Dermed kan skjærkraften i avstand d fra teoretisk opplegg benyttes ved påvisning av strekkbruddkapasitet i snitt nær opplegget. Dette er illustrert i figur 8.6.



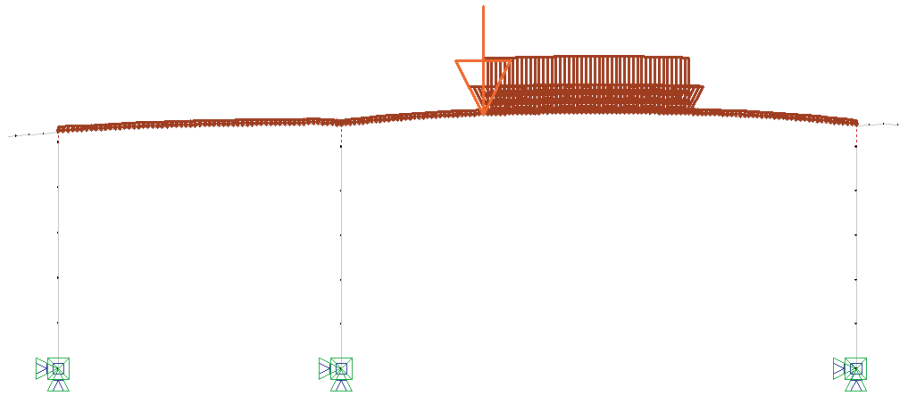
Figur 8.6: Skjærriss ved opplager

Tabell 8.5 viser avstanden d for snittene som kontrolleres, og hvilket element og *section point* dette tilsvarer. Beskrivelse av elementer og section points finnes i kapittel 7.3.

Tabell 8.5: Snitt som kontrolleres for skjær

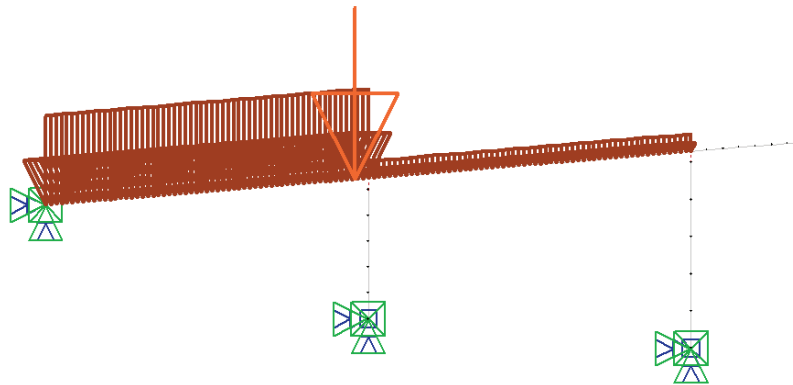
Snitt	d (mm)	Element, section point
Akse 2	660	1951, $x=0,2$
Akse 5	960	5001, $x=0,9$
Akse 9	960	9001, $x=0,9$
Akse 10	2508	10051, $x=0,5$
Akse 11	2508	10926, $x=0,5$

For å oppnå maksimalt skjær ved støtte i akse 10 plasseres to vogntog så langt mot støtte som mulig, og plasseres dermed i avstand 11 m fra støtte. Aksellastene plasseres også så nært støtte som mulig, men må fortsatt være innenfor lengden av vogntoglasten. Derfor er den plassert på enden av vogntoglasten mot støtten. p er plassert i resterende område av hovedfeltet, samt i nabofeltet ved støtte 10. Figur 8.7 viser kritisk lastplassering med hensyn på skjær i akse 10.



Figur 8.7: Plassering av vogntoglast for kritisk skjærkraft ved støtte i akse 10

Maksimal skjærkraft i akse 1-9 oppnås ved å plassere vogntoglast i det ene feltet, mens feltet på den andre siden av støtten belastes med lett blandet trafikklast, p. Aksellasten, A, har kritisk plassering i punktet i avstand d fra teoretisk opplager. Figur 8.8 viser plassering av vogntoglast for kritisk skjærkraft i avstand d fra støtte i akse 2.



Figur 8.8: Plassering av vogntoglast for kritisk skjærkraft ved støtte i akse 2

De dimensjonerende skjærkreftene er beregnet i NovaFrame, og er oppsummert i tabell 8.6.

Tabell 8.6: Dimensjonerende skjærkrefter

Snitt	Skjærkraft [kN]
Akse 1-4	930
Akse 5-8	1072
Akse 9	848
Akse 10	1992
Akse 11	1873

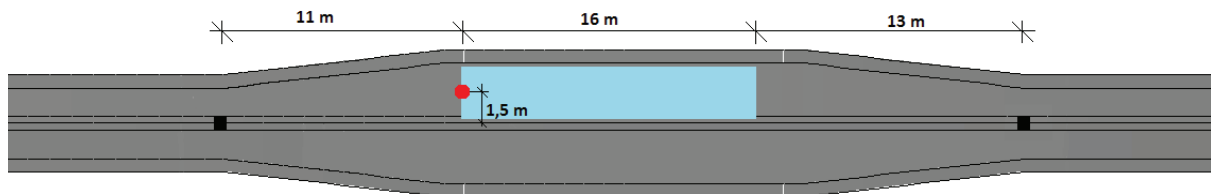
8.1.3 Torsjon

Torsjonsmoment kommer av eksentrisk plassert last. For Nerlandøybrua er det mest aktuelt å kontrollere hovedspennet for påkjenning av torsjonsmoment, da møteplassen i dette feltet tillater eksentrisk plassering av trafikklaster.

Maksimalt torsjonsmoment fra trafikklaster oppnås ved å plassere et vogntog så nært kantdrageren som mulig på møteplassen. Det kreves fritt rom på 0,2 m på siden av vogntoget. Dermed kan et vogntog plasseres i en avstand på 0,2 m fra kantdrageren. Den fysiske bredden av vogntoget er 2,6 m. Aksellasten er sentrisk plassert mellom hjullastene, og får dermed en eksentrisitet $e = 1,5$ m i forhold til senter vei.

I lengderetning er det mest kritisk å plassere vogntoget så langt som mulig mot opplager. Så lenge vogntoget står på møteplassen kan det nærmest stå 11 m fra opplager. Aksellasten plasseres på enden av vogntoget mot det snittet som skal kontrolleres.

Figur 8.9 viser plassering av trafikklaster sett ovenfra. Det blå feltet representerer vogntoglasten (V) og det røde punktet representerer aksellasten (A). De svarte punktene symboliserer søylene i akse 10 og 11.



Figur 8.9: Plassering av vogntoglast for kritisk torsjonsmoment

Torsjonsmomentet fra trafikklaster i akse 10 kan enkelt finnes ved likevektsberegning:

$$T_t = V \cdot \frac{13m + 8m}{40m} \cdot e + A \cdot \frac{13m + 16m}{40m} \cdot e$$

Med totalvekt av vogntoget $V = 500$ kN og aksellasten $A = 40$ kN fås følgende verdi for torsjonsmomentet ved støtte i akse 10:

$$T_t = 437 \text{ kNm}$$

Vertikalkomponenten av vindlasten kan, som omtalt i kapittel 6.2.3 *Vindlast*, ha en eksentrisitet på $e = 1,825$ m på møteplassen. Dette gjør at vindlasten kan gi et bidrag til torsjonsmomentet. Vind på brua med trafikk gir vindlast $F_{w,z}^* = 5,71$ kN/m, og reduseres med kombinasjonsfaktoren $\psi = 0,7$.

$$T_v = 0,7F_{w,z} \cdot \frac{40m}{2} \cdot e$$

$$T_v = 146 \text{ kNm}$$

Lastkombinasjon a og b kontrolleres for å bestemme dimensjonerende torsjonsmoment, T_f . I tabell 8.7 kontrolleres lasttilfellene når trafikk er dominerende variabel last, mens lasttilfellene kontrolleres med vind som dominerende variabel last i tabell 8.8.

Tabell 8.7: Dimensjonerende torsjonsmoment med trafikklast som dominerende variabel last

Lasttilfelle	a		b	
	lastfaktor	T_f [kNm]	Lastfaktor	T_f [kNm]
Trafikk	1,4	612	1,2	524
Vind	0	0	0,8	117
Totalt		612		641

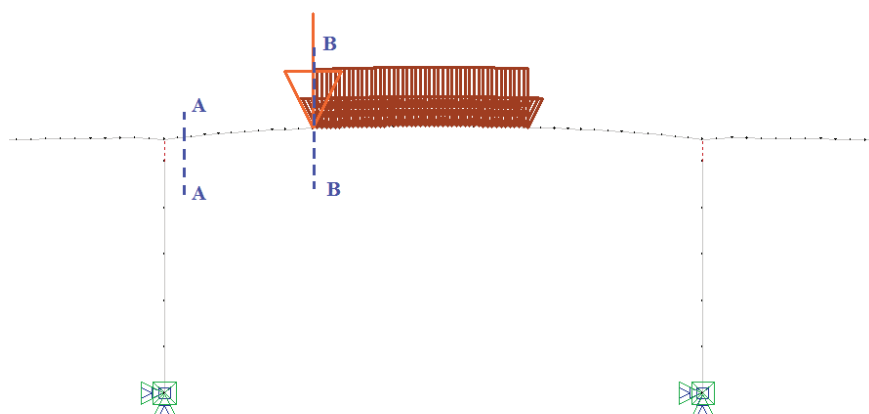
Tabell 8.8: Dimensjonerende torsjonsmoment med vindlast som dominerende variabel last

Lasttilfelle	a		b	
	Lastfaktor	T_f [kNm]	Lastfaktor	T_f [kNm]
Trafikk	0	0	1,3	190
Vind	1,6	233	0,8	349
Totalt		233		539

Lasttilfelle b, med trafikklast som dominerende variabel last, gir dimensjonerende torsjonsmoment:

$$T_f = 641 \text{ kNm}$$

Tverrsnittet må kontrolleres for kombinasjon av torsjon og skjær. Skjærkraften er størst i avstand d fra støtte i akse 10. Torsjonsmomentet har sin maksimale verdi i det samme punktet, og verdien er konstant frem til enden av vogntoget. Det er valgt å kontrollere snittet ved enden av vogntoget for kombinasjon av torsjon og skjær, da dette er det snittet med størst påkjenning i forhold til tverrsnittshøyde. Snittene som kontrolleres for kombinasjon av torsjonsmoment og skjær er vist som snitt A-A og B-B i figur 8.10.



Figur 8.10: Snitt som kontrolleres for kombinasjon av torsjon og skjær

Tabell 8.9 viser kombinasjonen av torsjonsmoment og skjær som må kontrolleres for snitt A-A og B-B.

Tabell 8.9: Kombinasjon av torsjon og skjær

	T_f [kNm]	V_f [kN]
Snitt A-A	641	1495
Snitt B-B	641	589

8.2 Momentkapasitet

Brua ha T-tverrsnitt og effektiv flensbredde må regnes etter NS 3473 [2] pkt. 9.5. Medvirkende flensbredde på hver side av steget angis som den minste av:

- Faktisk flensbredde
- 10 % av avstanden mellom bjelkens momentnullpunkter
- 8 ganger flenstykkelsen

Man kan anta konstant betongtrykkspenning i flensen når T-tverrsnittet består av *tynne* plateflenser og flensen ligger på trykksiden. Da virker trykkresultanten midt i flensen. Dette forutsetter at $t_f \leq 0,8\alpha d$, hvor αd er trykksonehøyden. Dersom $t_f \geq 0,8\alpha d$ må det regnes med *tykk* flens med trykksonehøyde $0,8\alpha d$.

Når flensen ligger på strekksiden regnes tverrsnittet som rektangulært med bredde lik stegbredden, b_w . Armeringen som ligger innenfor den effektive flensbredden kan regnes som effektiv strekkarmering.

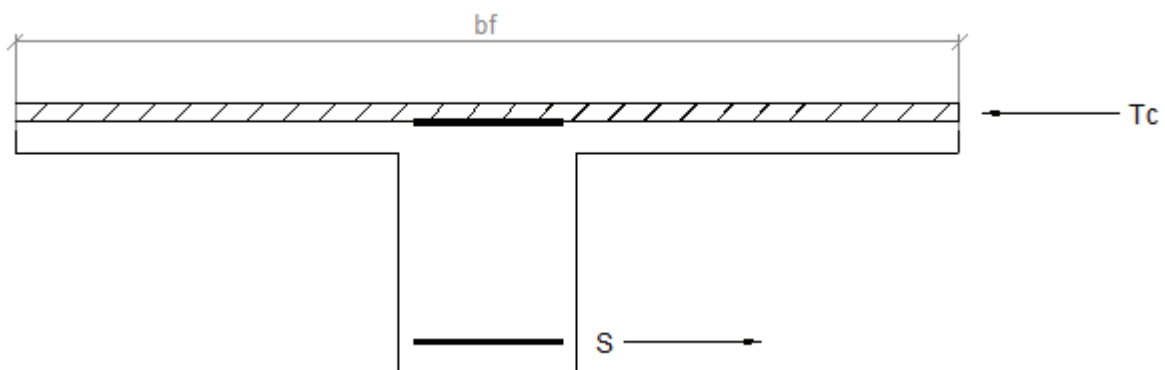
Balansert armeringsmengde, A_b , beregnes for å sammenligne den med mengden strekkarmering, A_s . Dersom $A_s < A_b$ er tverrsnittet underarmert og armeringen flyter før betongen knuses. Når $A_s > A_b$ er tverrsnittet overarmert og betongen vil knuses før armeringen flyter. Et overarmert tverrsnitt er ikke ønskelig da tverrsnittet får en sprø oppførsel og brudd vil komme uten forvarsel. Når tverrsnittet er overarmert må det tas hensyn

til armeringstøyingene når momentkapasiteten bestemmes. Trykksonehøydefaktoren, α , bestemmes ved aksiallikevekt av kreftene som virker på tverrsnittet.

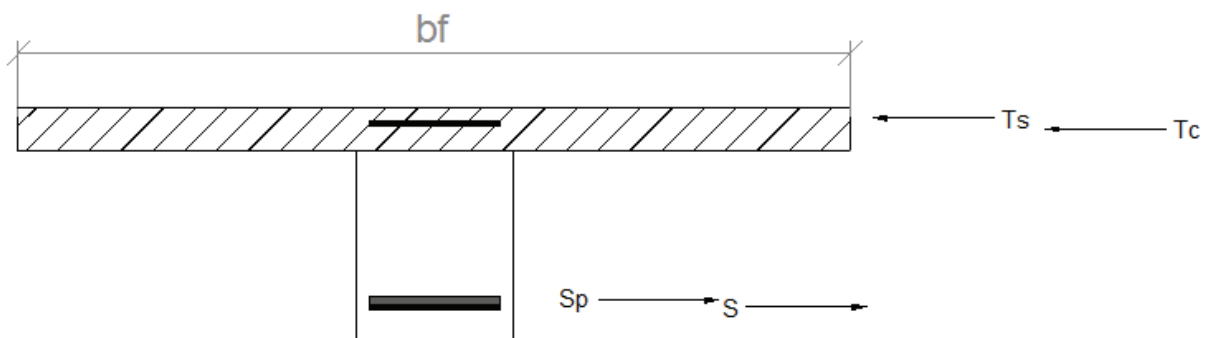
Detaljerte beregninger for momentkapasitet finnes i Vedlegg F.

8.2.1 Momentkapasitet i felt

I felt vil tverrsnittet påkjennes av strekk i underkant og trykk i overkant. Flensen vil dermed ligge i trykksonen som vist i figur 8.11 og 8.12. I figurene er trykksonen markert som skravert område. Figurene viser to ulike tilfeller; ett for tykk flens (figur 8.11) og ett for tynn flens (figur 8.12). Figurene er ikke i riktig målestokk.



Figur 8.11: Prinsippkisse for moment i felt, akse 1-10, tykk flens



Figur 8.12: Prinsippkisse for moment i felt, akse 10-11, tynn flens

Dersom flenstykkelsen er mindre enn trykksonehøyden, $t_f \leq 0,8\alpha d_1$, for en forenklet rektangulær spenningsblokk, kan man konservativt anta konstant trykkspenning i flensen.

For et gitt betongtverrsnitt og armeringsmengde må trykksonehøydefaktoren, α , bestemmes slik at armeringstøyingen, ϵ_s , gir likevekt mellom trykk- og strekkreftene. Momentkapasiteten er avhengig av tøyningene i stålet når $A_{sb} > A_s$, og uavhengig av tøyningene når $A_{sb} < A_s$.

En oversikt av resultater ligger i oppsummeringen, og beregningsmetodene for momentkapasitet i felt er vist nedenfor.

Felt i akse 1-9

Proseduren for beregning av feltmoment er den samme for alle feltene mellom akse 1 og 9. Trykkarmeringen ligger omtrent i nøytralaksen, og neglisjeres derfor i beregningene.

α regnes ut fra følgende likning:

$$\alpha = \frac{A_{ss}f_{sd}}{0,8b_f d_1 f_{cd}}$$

Tverrsnittene er underarmerte og flensene er tykke, da $t_f > 0,8\alpha d_1$ for alle tverrsnittene.

Momentkapasiteten regnes om strekkarmeringen:

$$M_d = T_c z_c$$

$$M_d = f_{cd} b_f t (d_1 - 0,5t)$$

$$t = 0,8\alpha d_1$$

$$M_d = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha)f_{cd} b d_1^2$$

Felt i akse 9-10

Feltet mellom akse 9 og 10 er spennarmert, noe som vil bidra til tverrsnittets indre motstand. Momentkapasiteten beregnes som et vanlig armert tverrsnitt, bortsett fra at spennarmeringen er gitt en forhåndstøyning som i beregningene representeres med en tøyningdifferanse mellom spennarmeringen og betongen [25]. Vanlige tøyningstap i spennarmering er etter samtale med veileder 0,9-1,5 %. Innenfor disse verdiene viser det seg at tverrsnittet vil bli underarmert. En konservativ antagelse vil være å anta et tap på 1,5 %.

α regnes ut fra følgende likning:

$$\alpha = \frac{f_{pd} A_p + f_{sd} (A_{ss} - A_{st})}{0,8b_w f_{cd} d_p}$$

Tverrsnittet i dette spennet er underarmert og flensen er tykk, da $t_f > 0,8\alpha d_p$.

Momentkapasiteten er regnet om spennarmeringen:

$$M_d = T_c z_c + T_{ss} z_{ss} + T_{st} z_{st}$$

$$t = 0,8\alpha d_p$$

$$M_d = f_{cd} b_f t (d_p - 0,5t) + A_{ss} f_{sd} (y_p - y_1) + A_{st} f_{sd} (d_2 - y_p)$$

Felt i akse 10-11

I likhet med felt i akse 9-10 er også feltet i akse 10-11 spennarmert. Beregning av α er lik som for felt i akse 9 til 10. I dette tilfellet blir flensen tynn, da $t_f < 0,8\alpha d_p$. Forskjellen er dermed at $t = t_f$ for felt i akse 10-11.

$$M_d = T_c z_c + T_{ss} z_{ss} + T_{st} z_{st}$$

$$M_d = f_{cd} b_f t_f (d_p - 0,5 t_f) + A_{ss} f_{sd} (y_p - y_1) + A_{st} f_{sd} (d_2 - y_p)$$

Oppsummering av momentkapasitet i felt

Tabell 8.10 oppsummerer momentkapasitetene som er beregnet for de ulike feltene. I tabellen kommer det i tillegg frem om tverrsnittene er over- eller underarmerte og om de er har tynn eller tykk flens. Kapasitetene sammenlignes også med dimensjonerende feltmoment.

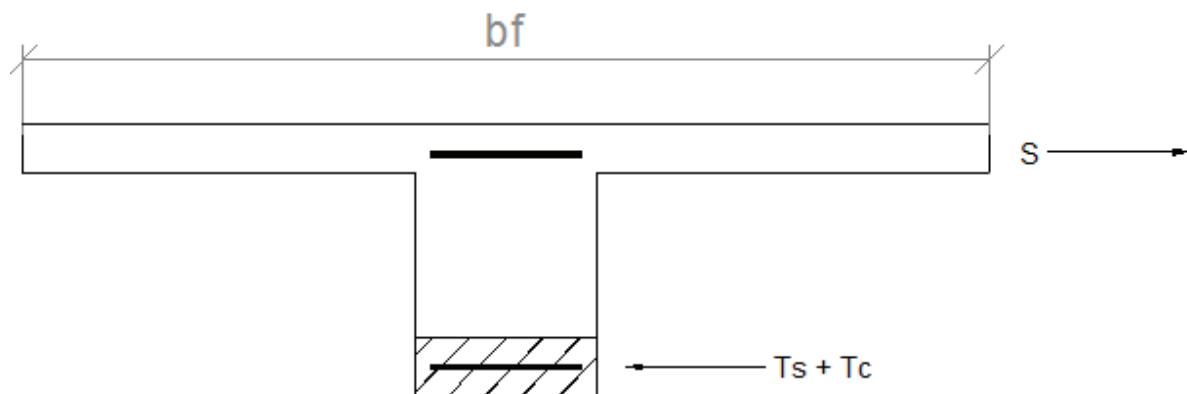
Tabell 8.10: Oppsummering av momentkapasitet i felt

Felt, akse	1-4	4-5	5-9	9-10	10-11
Over/underarmert	Under	Under	Under	Under	Under
Tynn/tykk flens	Tykk	Tykk	Tykk	Tykk	Tynn
Momentkapasitet, M_d [kNm]	1809	2064	3331	3253	8105
Dim. moment, M_f [kNm]	2201	1599	3207	2359	11 181
Tilstrekkelig kapasitet?	Nei	Ja	Ja	Ja	Nei

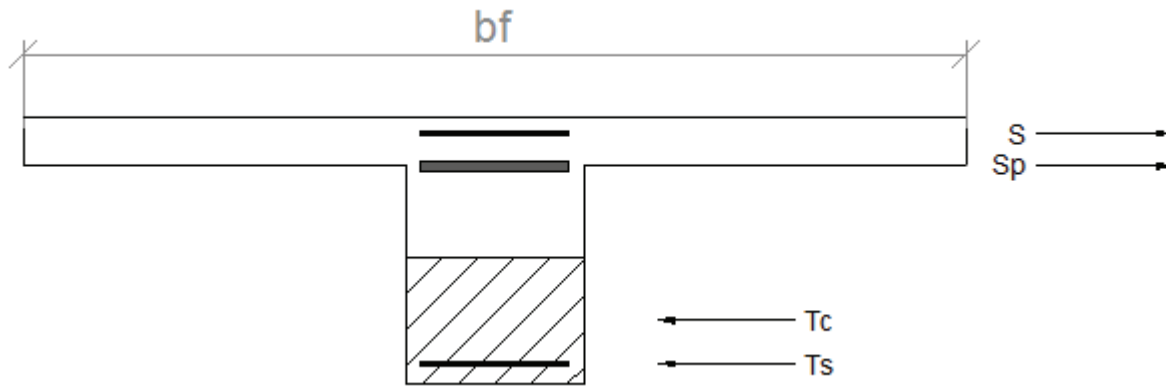
Momentkapasiteten i felt overskrides for akse 1-4 og 10-11.

8.2.2 Momentkapasitet over støtte

Over støttene ligger flensen i strekksonen, som vist i figur 8.13 og 8.14. Trykksonen ligger i bjelken og er markert som skravert område i figurene. Figurene er ikke i riktig målestokk.



Figur 8.13: Prinsippskisse for støttemoment i akse 1-9



Figur 8.14: Prinsippskisse for støttemoment i akse 10 og 11

Tverrsnittet er underarmert over alle støtter. På grunn av mengden trykkarmering i de underarmerte tverrsnittene, vil det ikke være flytning i armeringen når tøyningen i betongen er ε_{cu} . For å finne trykkhøydefaktoren, α , settes det opp en aksiallikevekt.

Støtte akse 1-9

Beregningsprosedyren for momentkapasitet over støtte er lik for alle snitt mellom akse 1 og 9. For alle disse tverrsnittene er $A_s < A_{sb}$, og tverrsnittene er dermed underarmerte.

Trykksonehøyden finnes ved hjelp av aksiallikevekt:

$$T_c + T_s = S$$

$$0,8b_w f_{cd} \alpha^2 d_1^2 + \alpha d_1 \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} A_{st} \varepsilon_{cu} - A_{ss} f_{sd} \right) - 120 \frac{E_{sk}}{\gamma_s} A_{st} \varepsilon_{cu} = 0$$

Det henvises til vedlegg F for komplett utledning av likevekten. Andregradslikningen løses med hensyn på α og momentkapasiteten regnet om strekkarmeringen blir:

$$M_d = T_c z_c + T_s h'$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{(\alpha d_1 - 120)}{\alpha d_1}$$

$$h' = d_1 - (h - d_2)$$

$$M_d = 0,8(1 - 0,4\alpha)\alpha f_{cd} b_w d_1^2 + A_{st} \varepsilon_{s2} \frac{E_{sk}}{\gamma_s} h'$$

Støtte i akse 10-11

Tverrsnittet i akse 10 og 11 er underarmert og α bestemmes av følgende ligning:

$$\alpha = \frac{f_{pd}A_p + f_{sd}(A_{ss} - A_{st})}{0,8b_w f_{cd}d_p}$$

Momentkapasiteten regnet om spennarmeringen blir:

$$M_d = T_c z_c + T_s h'$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{(\alpha d_1 - (h - d_2))}{\alpha d_1}$$

$$h' = d_p - (h - d_2)$$

$$M_d = 0,8(1 - 0,4\alpha)\alpha f_{cd}b_w d_p^2 + A_{st}\varepsilon_{s2} \frac{E_p}{\gamma_s} h'$$

Oppsummering av momentkapasitet over støtte

Tabell 8.11 oppsummerer momentkapasitetene som er beregnet for tverrsnittene over de ulike støttene og sammenligner de med de dimensjonerende momentene. I tabellen framkommer det i tillegg om tverrsnittene er over- eller underarmerte.

Tabell 8.11: Oppsummering av momentkapasitet over støtte

Støtte, akse	1-4	5-8	9	10	11
Over/underarmert	Under	Under	Under	Under	Under
Mometkapasitet, M_d [kNm]	2134	4171	3179	23160	23160
Dim. moment, M_f [kNm]	2495	3591	2557	22 319	18 029
Tilstrekkelig kapasitet?	Nei	Ja	Ja	Ja	Ja

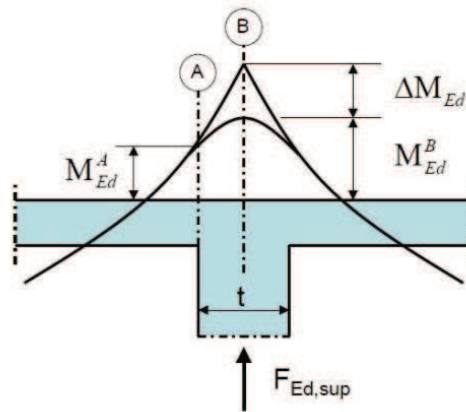
Momentkapasiteten overskrides over støttene i akse 1-4.

8.2.3 Reduksjon av støttemoment

Ved kontinuerlige bjelker og dekker over støtter, med eller uten rotasjonsmotstand, kan det dimensjonerende støttemomentet reduseres. For kontinuerlige bjelker uten rotasjonsmotstand kan momentet reduseres med en verdi;

$$\Delta M = F_{Ed,sup} \frac{t}{8}$$

$F_{Ed,sup}$ er bjelkens reaksjonskraft, og t er bredden av opplageret. Dette gjelder for snitt B i figur 8.15. For bjelker som er monolittisk forbundet med oppleggene, kan det dimensjonerende momentet ved oppleggene settes lik momentet i snitt A ved kant av opplageret [5].



Figur 8.15: Reduksjon av støttemoment [31]

Bruoverbygningen til Nerlandsøybrua er monolittisk forbundet med søylene. Derfor kan støttemomentet reduseres til verdien ved søylekanten. Det antas for enkelthets skyld at momentet avtar lineært til momentnullpunktene. Nullpunktet kan i henhold til NS 3473 [2] A9.4.2 antas å ligge $0,3L$ fra støtten. Redusert støttemoment kan da enkelt finnes ved formlighet.

Momentkapasiteten overskrides over støttene i akse 1-4, og det er ønskelig finne ut om kapasiteten er tiltrekkelig dersom dimensjonerende støttemoment reduseres.

Akse 1-4

Dimensjonerende støttemoment for akse 1-4 reduseres som beskrevet over:

$$M_{f,red} = M_f \frac{0,3L - 0,2}{0,3L}$$

$$M_{f,red} = 2495 \text{ kNm} \frac{0,3 \cdot 16 \text{ m} - 0,2 \text{ m}}{0,3 \cdot 16 \text{ m}} = 2391 \text{ kNm}$$

$$M_{f,red} > M_d$$

Etter reduksjon av støttemoment er kapasiteten fortsatt ikke tilstrekkelig.

8.2.4 Momentomlagring

På grunn av ulik armeringsmengde over støtte og i felt vil bøyekapasiteten i betongbjelken variere. Ved å tillate at plastiske ledd dannes i det mest påkjente snittet for lavere lastnivå enn det korresponderende elastiske momentet, kan momentet reduseres. Det reduserte momentet krever at momentet i en annen del av konstruksjonen øker tilsvarende for å opprettholde likevekt. Hvis omlagring skal være mulig er det nødvendig at armeringen flyter, noe som innebærer at tverrsnittet må være underarmert [31].

Etter NS 3473 [2] pkt. 9.4.6 skal det ikke forutsettes større momentomlagring i forhold til momenter beregnet for lineærelastisk forhold enn:

- 10 % for kamtråd B500A
- 20 % for kamstenger B500B
- 30 % for kamstenger B500C

I hovedsak er det stålets duktilitetsegenskaper som skiller de ulike klassene. I brudekket er det benyttet armeringstype Ks 50. Det antas at dette tilsvarer kamstål B500C og at momentet dermed kan omlagres med 30 %. Det antas at spennarmeringen har minst like gode duktilitetsegenskaper som B500C.

Feltmomentet i akse 1-4 og 10-11 overskrides, og det er ønskelig å finne ut om momentet kan omlagres i disse områdene.

Akse 1-4

Omlagring av feltmomentet er ikke mulig fordi momentkapasiteten over støtte er overskredet, og dermed ikke kan ta opp mer moment.

Akse 11

Opplager i akse 11 har et lavere dimensjonerende moment enn opplager i akse 10 på grunn av fugen i akse 12. Fugen overfører ikke moment, noe som gjør at feltmomentet mellom akse 11 og 12 blir større enn mellom 9 og 10, og at momentet over opplager i akse 11 dermed blir mindre enn i akse 10. Det velges derfor å undersøke om feltmomentet mellom akse 10 og 11 kan overføres til støtte i akse 11. Siden tverrsnittet i feltet er underarmert og kapasiteten ved opplager er tilstrekkelig, er det mulig å omlagre 30 % av feltmomentet til støtte;

$$M_{felt.om} = 0,7 \cdot M_{f.felt}$$

$$M_{felt.om} = 0,7 \cdot 11181kNm = 7827kNm$$

$$M_{felt,om} < M_d$$

Ved omlagring av moment vil momentkapasiteten i felt ikke lenger overskrides. For at omlagringen skal være mulig, må støtte i akse 10 kunne ta opp det omlagrede momentet.

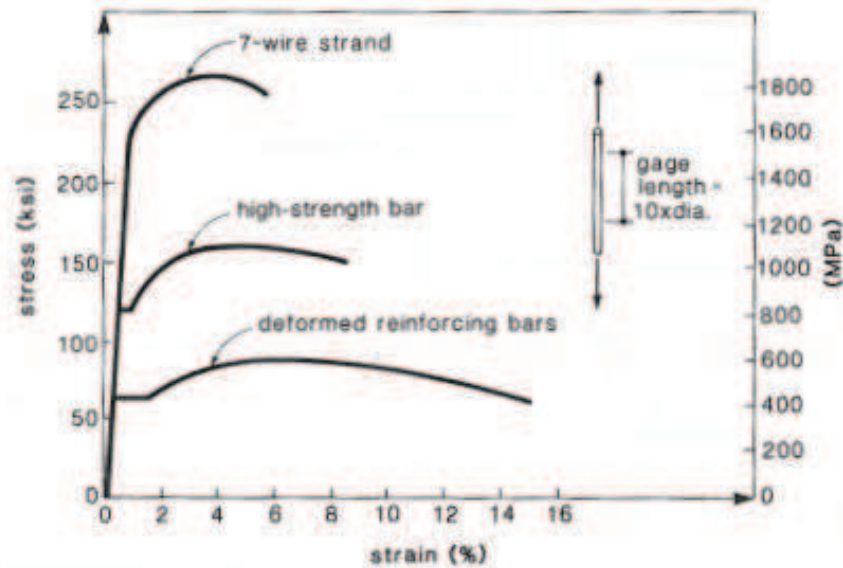
$$M_{støtte.om} = M_{f.støtte} + (M_{f.felt} - M_{felt.om})$$

$$M_{støtte.om} = 18029kNm + (11181kNm - 7827kNm) = 21383kNm$$

$$M_{støtte,om} < M_d$$

Omlagring av feltmoment i akse 10-11 til opplager i akse 11 er mulig, og kapasiteten for feltmomentet blir da tilstrekkelig.

Som et alternativ til omlagring kan fastning av armeringsstål legges til grunn ved dimensjonering. Når armeringsstål flyter vil de etter hvert få fastning. Det fører til at stålet i realiteten tåler en høyere tøyning enn den dimensjonerende, ϵ_{yd} . I følge dagens standard, NS-EN 1992-1-1 [5], kan det tas hensyn til en lineær fastning, slik at kapasiteten utnyttes bedre. Spennarmering har høyere fastning enn vanlig armeringsstål. Dette er illustrert i figur 8.16. Dette tilsier at kapasiteten derfor kan være bedre enn beregnet. Det tas ikke hensyn til fastning av armeringsstål i denne oppgaven.



Figur 8.16: Spennings- og tøyningsforløp for ulike armeringstyper [48]

8.3 Skjærkapasitet

Skjærkraftkapasiteten beregnes etter forenklet metode i NS 3473 [2] pkt. 12.3.2. Forsøk viser at skjærkapasiteten er noe høyere enn skrårisslasten. Forenklet metode bygger på en antagelse om at noe av skjærkraften bæres av den gjenværende delen av trykksonen for bøyning, som ligger over skrårisset [32].

Tverrsnittet må kontrolleres for skjærstrekk- og skjærtrykkbrudd. For beregninger henvises det til vedlegg F.

8.3.1 Skjærstrekkkapasitet

Skjærstrekkkapasiteten får et bidrag fra betongen og et bidrag fra bøylearmeringen. Skjærstrekkkapasitet for betongtverrsnitt uten skjærarmering er gitt av:

$$V_{co} = \min\left[0,3 \left(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma b_w d}\right) b_w d k_v ; 0,6 f_{td} b_w d k_v\right]$$

V_{co} har en øvre grense der bidraget fra lengdearmeringen ikke kan være større enn bidraget fra det effektive betongtverrsnittet [32].

For skjær over støtte ved hovedfeltet er tverrsnittet påkjent av skjær med samtidig aksialtrykk fordi spennarmeringen gir trykk i betongen. Aksiell trykkraft sammen med bøyemoment og skjærkraft fører til at trykksonehøyden øker i forhold til ved rent moment. Vinkelen mellom skrårissene og bjelkeaksen blir også mindre. Dette øker tverrsnittets evne til å overføre skjærkraft og skjærstrekkapasiteten for uarmert tverrsnitt er gitt av følgende uttrykk [32]:

$$V_{cd} = \min[V_{co} + 0,8M_0 \left| \frac{V_f}{M_f} \right|; (f_{td}k_v - 0,25 \frac{N_f}{A_c})b_wz_1]$$

For tverrsnittet uten spennarmering (akse 1-9) opptrer ingen aksialkraft og skjærstrekkapasiteten for betongen tilsvarende V_{co} .

Kapasitetsbidraget fra skjærarmeringen er gitt av følgende uttrykk:

$$V_{sd} = \frac{f_{swd}A_{sv}}{s}z(1 + \cot\alpha)\sin\alpha$$

For støttene i akse 1-9 er det i tillegg til bøylearmering, skrå armeringsstenger med diameter 20 mm. I et bjelkesnitt vil to slike stenger bidra til økt skjærkapasitet. Den totale skjærstrekkapasiteten er summen av kapasitetsbidraget fra betongen og fra skjærarmeringen:

$$V_d = V_{cd} + V_{sd}$$

Tabell 8.12 gir skjærstrekkapasiteten i de ulike snittene, og viser bidraget fra betongtverrsnittet og skjærarmeringen.

Tabell 8.12: Skjærstrekkapasitet

	Betongbidrag V_{cd} [kN]	Skjærarmeringsbidrag V_{sd} [kN]	Skjærstrekkapasitet V_d [kN]
Akse 1-4	307	952	1259
Akse 5-8	439	2092	2531
Akse 9	432	1159	1591
Akse 10- 11	1194	827	2021

8.3.2 Skjærtrykkkapasitet

Parallelt med skrårissene vil det oppstå trykkspenninger i betongen. Etter NS 3473[2] 12.3.2 beregnes trykkbruddkapasiteten etter:

$$V_{ccd} = \min[0,3f_{cd}b_wz(1 + \cot\alpha); 0,45f_{cd}b_wz]$$

Det beregnes to verdier for V_{ccd} for snittene som både har bidrag fra bøyler og skråstenger. Summen av kapasiteten som inkluderer bøyler og skråstengene utgjør den totale skjærtrykkkapasiteten. Tabell 8.13 gir skjærtrykkkapasiteten for de ulike snittene.

Tabell 8.13: Skjærtrykkkapasitet

	Skjærtrykkkapasitet V_{ccd} [kN]
Akse 1-4	4366
Akse 5-8	6350
Akse 9	4234
Akse 10- 11	5803

8.3.3 Minimumsarmering

NS 3473 [2] stiller krav til minimum bøylearmering. Alle bjelker skal ha bøylearmering i hele bjelkens lengde, uansett størrelse av opptredende skjærkraft. Denne bøylearmeringen skal ha et tverrsnitt som svarer til:

$$A_s \geq 0,2A_c f_{tk} \sin\alpha / f_{sk}$$

Kravet til minimum bøylearmering tilfredsstilles ikke noen steder på brua.

8.4 Torsjonskapasitet

Overskridelse av torsjonskapasiteten kan føre til både trykk- og strekkbrudd. Begge tilfeller må derfor kontrolleres. Torsjon virker samtidig med moment og skjær, og interaksjonen mellom snittkreftene må kontrolleres. Dimensjonerende tilfelle for kombinasjon av torsjon og skjær opptrer i avstand d fra opplager i akse 10, snitt A-A. Tverrsnittet er imidlertid mindre mot midten av feltet, og snittet ved enden av vogntoglasten, snitt B-B, kontrolleres i tillegg. Snitt A-A og B-B er vist i figur 8.10.

Det er to typer torsjonsvirkninger:

1. St. Venants torsjon – for hvelvningsfrie tverrsnitt. Det oppstår ingen normalspenninger og likevekt opprettholdes kun av skjærspenninger.
2. Hvelvningstorsjon – for staver med randbetingelser som hindrer hvelvningsdeformasjonen. Det oppstår både skjær- og normalspenninger.

Hvelvningsfrie tverrsnitt er typisk sirkulære, mens rektangulære tverrsnitt kan få hvelvningstorsjon. Sistnevnte gir hvelvningsdeformasjon som karakteriseres av at et opprinnelig plant tverrsnitt deformeres til et dobbelkrumt tverrsnitt [33]. I følge NS-EN 1992-1-1 [5] kan det være nødvendig å kontrollere hvelvningstorsjon for åpne tynnveggede tverrsnitt, men for lukkede tverrsnitt kan det normalt ses bort ifra. Derfor er det St. Venants torsjon som inngår i beregningene for Nerlandsøybrua.

Komplekse tverrsnitt kan deles opp i flere deltverrsnitt og den totale torsjonskapasiteten blir summen av alle de ulike torsjonskapasitetene. Som en tilnærming er det valgt å se vekk fra flensene, og se på tverrsnittet som rektangulært. Det forenklede tverrsnittet er vist i figur 8.1.

Torsjonskapasiteten beregnes etter NS 3473 [2] pkt. 12.4. Tverrsnittets torsjonskapasitet beregnes for et antatt lukket hultverrsnitt med konstant veggtykkelse, t_c . Denne veggtykkelsen gir det virksomme arealet for hultverrsnittet. For et rektangulært tverrsnitt er t_c lik den minste av $0,2b$ og $1,2 \frac{A_{ct}}{u_c}$ hvor u_c er ytre omkrets av tverrsnittet og A_{ct} er betongtverrsnittet begrenset av ytre omkrets. Det forutsettes at betongen ikke tar strekk.

Detaljerte beregninger for torsjonskapasitet finnes i Vedlegg F.

8.4.1 Snitt A-A

Dimensjonerende skjærkraft og torsjonsmoment for snitt A-A, i avstand d fra opplegg i akse 10, er beregnet til:

$$V_f = 1495 \text{ kN}$$

$$T_f = 641 \text{ kNm}$$

Kapasitet for strekkbrudd

Torsjonsarmering er nødvendig dersom det dimensjonerende torsjonsmomentet er større enn 30 % av riss-torsjonsmomentet, T_{cr} :

$$T_f \geq 0,3T_{cr}$$

Riss-torsjonsmomentet er gitt av:

$$T_{cr} = 2f_{td}(A_{ct} - 0,5t_c u_c)t_c$$

$$T_{cr} = 365 \text{ kNm}$$

$$T_f = 641 \text{ kNm} > 0,3T_{cr} = 109 \text{ kNm}$$

Tverrsnittet må dermed armeres for torsjon. I følge NS 3473 [2] pkt. 12.4.6 skal torsjonsarmeringen utføres som en kombinasjon av lukkede bøyler og lengdearmering. Nødvendig bøylearmering for torsjon, dimensjonert ut fra flytning ved brudd, er gitt av:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_f}{2A_0 f_{st}} \tan \theta$$

Hvor $A_0 = A_{ct} - 0,5t_c u_c$.

Skrårissene antas å ha en vinkel $\theta = 45^\circ$ i forhold til de vertikale bøylenene. Bøylearmeringen som finnes i snitt A-A har diameter 10 mm og senteravstand 120 mm. Uttrykket over gir største tillatte senteravstand $s = 92 \text{ mm}$ for snitt A-A. Dermed er bøylearmeringen ikke tilstrekkelig.

Lengdearmering som er nødvendig for å ta opp torsjonsmoment er gitt av:

$$A_{sl} = \frac{T_f u_0}{2A_0 f_{sl}} \cot \theta$$

$$A_{sl} = 3917 \text{ mm}^2$$

hvor u_0 er omkretsen langs bøylenes senterlinje. Det gir en maksimal senteravstand $s_{l,maks} = 425 \text{ mm}$ for lengdearmering langs bøylomkretsen. Mengden lengdearmering som finnes i søylen er noe usikker grunnet manglende informasjon i det betraktede snittet, men fra tegningene anslås det at største senteravstand for lengdearmeringen langs bøylomkretsen er $s_l = 216 \text{ mm}$. Dermed er lengdearmeringen tilstrekkelig for torsjonsmoment.

Kapasitet for trykkbrudd

Ved kombinasjon av skjær og torsjon kan kapasiteten for trykkbrudd kontrolleres med interaksjonsformelen:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} \leq 1$$

Ved å anta hovedtrykkretning θ mellom 30° og 60° kan trykkbruddkapasiteten for torsjonsmoment alene settes lik:

$$T_{ccd} = 0,6f_{cd}A_0t_c$$

$$T_{ccd} = 1384 \text{ kNm}$$

Her er skjærtrykkkapasiteten, V_{ccd} tilsvarende som for skjærtrykkkapasitetsberegningene i kapittel 8.3.2:

$$V_{ccd} = 5803 \text{ kNm}$$

Interaksjon blir som følger

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 0,72$$

Resultatet viser at trykkbruddkapasiteten er tilstrekkelig.

Interaksjon mellom bøye- og torsjonsmoment

Lengdearmeringen må ta opp både bøye- og torsjonsmoment. Derfor foretas det en forenklet kontroll av lengdearmeringens kapasitet for samtidig virkende moment og torsjon. Det virkelige forløpet tilnærmes med en rett linje gitt av følgende ligning:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{M_f}{M_d} \leq 1$$

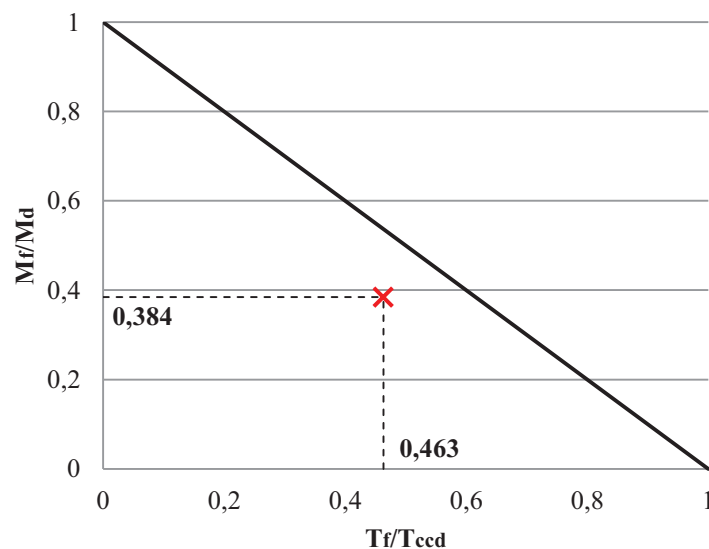
For å finne kapasitet for bøymoment i snitt A-A tas det utgangspunkt i støttens kapasitet ved akse 10, se tabell 8.11. Kapasiteten for støttemomentet reduseres deretter ved å anta at momentet avtar lineært til momentnullpunktene som befinner seg i en avstand $0,3L = 12 \text{ m}$ fra akse 10. Dimensjonerende moment i snitt A-A er funnet ved hjelp av NovaFrame. Momentkapasitet og dimensjonerende moment blir dermed:

$$M_d = 23\,773 \text{ kNm}$$

$$M_f = 9135 \text{ kNm}$$

Forholdene mellom dimensjonerende torsjons- og bøymoment og kapasitet er gitt numerisk i formelen under. Figur 8.16 gir en grafisk framstilling av kapasitetsutnyttelsen.

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{M_f}{M_d} = 0,85$$



Figur 8.16: Kapasitet for interaksjon mellom bøye- og torsjonsmoment

Lengdearmeringen har tilstrekkelig kapasitet til å ta opp både torsjon og moment.

8.4.2 Snitt B-B

Dimensjonerende skjærkraft og torsjonsmoment for snitt B-B, ved enden av lastfeltet i midtspennet, er funnet ved hjelp av NovaFrame

$$V_f = 589 \text{ kN}$$

$$T_f = 641 \text{ kNm}$$

Framgangsmåten er lik som for snitt A-A, men mot midtsnittet i spenn 10-11 er det et felt med 93 ekstra bøyler hvor de bindes sammen to og to, se tegning 151-25 i vedlegg A.

Kapasitet for strekkbrudd

Riss-torsjonsmoment:

$$T_{cr} = 219 \text{ kNm}$$

$$T_f = 641 \text{ kNm} > 0,3T_{cr} = 65,6 \text{ kNm}$$

Det er nødvendig med torsjonsarmering. Største tillatte senteravstand er 111 mm, mens senteravstanden mellom de buntede armeringsbøylene er 120 mm. Bøylearmeringen er derfor ikke tilstrekkelig.

Nødvendig mengde lengdearmering er:

$$A_{sl} = 4542 \text{ mm}^2$$

Det gir en maksimal senteravstand $s_{l,max} = 256 \text{ mm}$ for lengdearmering langs bøyleomkretsen. Det er rimelig å anta at det er mer lengdearmering i snitt B-B enn i midtsnittet. Det anslås fra tegningene at største senteravstand for lengdearmeringen langs bøyleomkretsen er $s_l = 269 \text{ mm}$. Dermed er fordelingen til lengdearmeringen ikke tilstrekkelig for torsjonsmoment.

Kapasitet for trykkbrudd

V_{ccd} beregnes på tilsvarende måte som for skjærkapasitetsberegningene i kapittel 8.3. Trykkbrudd- og skjærtrykkkapasitet beregnes til:

$$T_{ccd} = 830 \text{ kNm}$$

$$V_{ccd} = 3188 \text{ kNm}$$

Interaksjon blir som følger:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 0,96$$

Resultatet viser at trykkbruddkapasiteten er tilstrekkelig.

Interaksjon mellom bøye- og torsjonsmoment

Det foretas samme forenklede kontroll av lengdearmeringens kapasitet for samtidig virkende moment og torsjon i snitt B-B som i snitt A-A. Det virkelige forløpet tilnærmes med en rett linje gitt av følgende ligning:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{M_f}{M_d} \leq 1$$

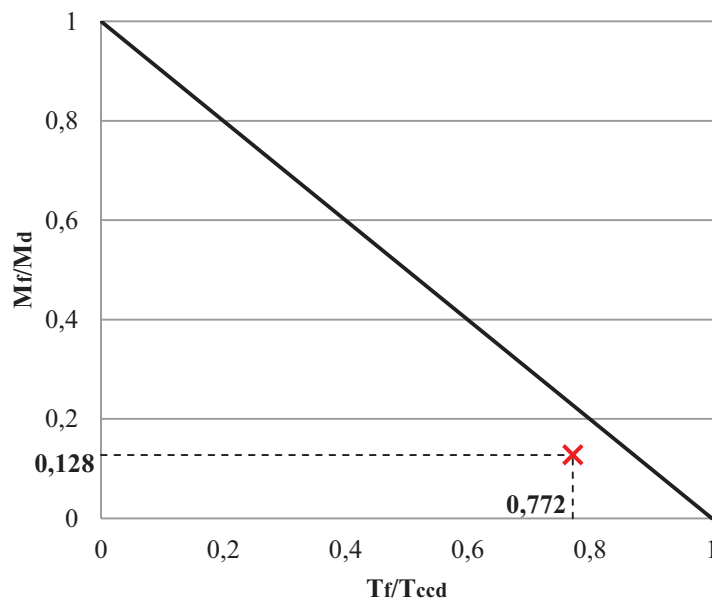
Dimensjonerende moment i snitt B-B er bestemt med NovaFrame, mens kapasitet for bøyemoment er beregnet på samme måte som for midtspennet (se kapittel 8.2.3). Momentkapasitet og dimensjonerende moment i snitt B-B blir dermed:

$$M_d = 7436 \text{ kNm}$$

$$M_f = 948,4 \text{ kNm}$$

Forholdene mellom dimensjonerende torsjon- og bøyemoment og kapasitet er gitt numerisk i formelen under. Figur 8.17 viser en grafisk framstilling av kapasitetsutnyttelsen.

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{M_f}{M_d} = 0,90$$



Figur 8.17: Kapasitetskurve for interaksjon mellom bøye- og torsjonsmoment

Av diagrammet framkommer det at lengdearmeringen har tilstrekkelig kapasitet til å ta opp samtidig torsjons- og bøyemoment.

8.5 Oppsummering

Dette kapittelet oppsummerer dimensjonerende snittkrefter, kapasitet og utnyttelsesgrad for snittene som er betraktet. De dimensjonerende momentene som presenteres er etter reduksjon og omlagring. Den lastvirkningen som er verst for hver inndeling (for eksempel akse 1-4) er brukt som dimensjonerende lastvirkning for alle aktuelle snitt i inndelingen.

Feltmoment

Tabell 8.14 og 8.15 viser dimensjonerende moment, momentkapasitet og utnyttelsesgrad for alle felt og støtter fra akse 1 til 11.

Tabell 8.14: Feltmoment

Snitt	Dimensjonerende moment [kNm]	Momentkapasitet [kNm]	Utnyttelsesgrad
Akse 1-4	2201	1809	1,22
Akse 4-5	1599	2064	0,77
Akse 5-9	3207	3331	0,96
Akse 9-10	2359	3253	0,73
Akse 10-11	7827	8105	0,97

Momentkapasiteten overskrides i felt i akse 1 til 4.

Støttemoment

Tabell 8.15: Støttemoment

Snitt	Dimensjonerende moment [kNm]	Momentkapasitet [kNm]	Utnyttelsesgrad
Akse 1-4	2495	2134	1,17
Akse 5-8	3591	4171	0,86
Akse 9	2557	3179	0,80
Akse 10	22319	23160	0,96
Akse 11	21383	23160	0,92

Momentkapasiteten overskrides over støtte i akse 1 til 4.

Skjær

Skjærstrekkbruddkapasiteten er lave enn skjærtrykkbruddkapasiteten for alle snitt. Skjærstrekkkapasiteten gjengis derfor som skjærkapasitet i tabell 8.16.

Tabell 8.16: Skjærkraft

Snitt	Dimensjonerende skjærkraft [kN]	Skjærkapasitet [kN]	Utnyttelsesgrad
Aske 1-4	930	1259	0,74
Akse 5-8	1072	2531	0,42
Akse 9	848	1591	0,53
Akse 10-11	1992	2021	0,99

Skjærkapasiteten er tilstrekkelig i alle snitt, men er svært høyt utnyttet ved akse 10 og 11.

Torsjon

I følge beregningene er snitt B-B dimensjonerende. Trykkbruddkapasiteten er tilstrekkelig da utnyttelsesgraden er innenfor kravet, se tabell 8.17. Imidlertid er strekkbruddkapasiteten ikke tilstrekkelig for noen av de kontrollerte snittene. Hovedgrunnen til dette er at det ikke er nok bøylearmering. Lengdearmeringen i snitt B-B er ikke tilstrekkelig fordelt rundt bøyleomkretsen.

Tabell 8.17: Torsjon - Trykkbrudd

	Dimensjonerende krefter			Kapasiteter			Utnyttelsesgrad Interaksjon	
	T_f [kNm]	V_f [kN]	M_f [kNm]	T_{ccd} [kNm]	V_{ccd} [kN]	M_d [kNm]	$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}}$	$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{M_f}{M_d}$
Snitt A-A	641,0	1495	9135	1384	5803	23 773	0,72	0,85
Snitt B-B	641,0	589,0	948,4	830	3188	7436	0,96	0,90

Trykkbruddkapasiteten for torsjon er tilstrekkelig, men utnyttelsesgraden er høy for kombinasjon av torsjon og skjær i snitt B-B.

9 Bruddgrensetilstand – Tverretning

Møteplassen i hovedspennet tillater eksentrisk plassering av trafikklast. Derfor er det nødvendig å kontrollere bruplata for moment. De andre feltene antas å ha tilstrekkelig momentkapasitet, da trafikklast kun kan oppnå liten eksentrisitet her. Derfor kontrolleres ikke feltene i akse 1-10 for moment i tverretning.

Konsentrert last på bruplata kan forårsake skjærbrudd ved gjennomlokking. For bruer vil hjullaster kunne være kritisk for gjennomlokking. Alle felt må kontrolleres for denne typen skjærbrudd.

9.1 Dimensjonerende Moment

Bruplata vil få maksimal momentbelastning ved bjelkekanten. I beregningene anses bruplata som en utkrager med innspenning ved bjelkekanten. Moment fra egenvekt og trafikklast tas i betraktning.

Det antas at momentkapasiteten er tilstrekkelig i x-retning, og beregnes derfor kun i y-retning (se figur 9.1 for definisjon av akser).

9.1.1 Egenlast

Egenlasten består av last fra bruplata, kantdragere, rekkverk og slitelag. Momentbidraget fra egenvekten er beregnet i vedlegg G og er oppsummert i tabell 9.1.

Tabell 9.1: Momentbidrag fra egenvekt

	Moment, M_g [kNm/m]
Bruplate	14,9
Kantdrager	16,9
Rekkverk	10,1
Slitelag	1,7
Totalt	43,6

9.1.2 Vindlast

Som omtalt i kapittel 6.2.3 *vindlast*, kan den vertikale vindlasten ha eksentrisk plassering i forhold til senter av veibanen. I møteplassen regnes det med eksentrisitet $e = 1,825$ m. Verdien for vertikal vindlast ved samtidig trafikklast er $F_{w,z}^* = 5,71$ kN/m. Vindlasten reduseres til $0,7F_{w,z}^*$ ved kombinasjon med trafikklast.

Momentbidrag fra eksentrisk vindlast er dermed:

$$M_v = 5,71 \frac{kN}{m} \cdot 0,7 \cdot 1,825 m = 7,29 kNm/m$$

9.1.3 Trafikklast

For å finne opptredende moment fra trafikklast benyttes influenslinjer fra Adolf Puchers diagrammer [35]. Dette er en samling av diagrammer som gir mest ugunstig lastplassering for plater med ulike randbetingelser. Bruplata anses for å være utkraget med innspenning ved bjelkekanten, og det vil være mest ugunstig å plassere kjøretøyet så langt ut mot den frie enden som mulig. I tverretning skal det etter Håndbok 238 [1] kontrolleres for hjullast $H=80$ kN med anleggsflate $0,6 \times 0,2$ m. Det antas at lasten brer seg utover med en vinkel på 45° ned til platetverrsnittets senterlinje. Gjennomsnittlig tykkelse av den utkragede delen av bruplata er 184 mm. Med effektiv platetykkelse $d=184$ mm, får sidene til den totale lastflaten følgende verdier:

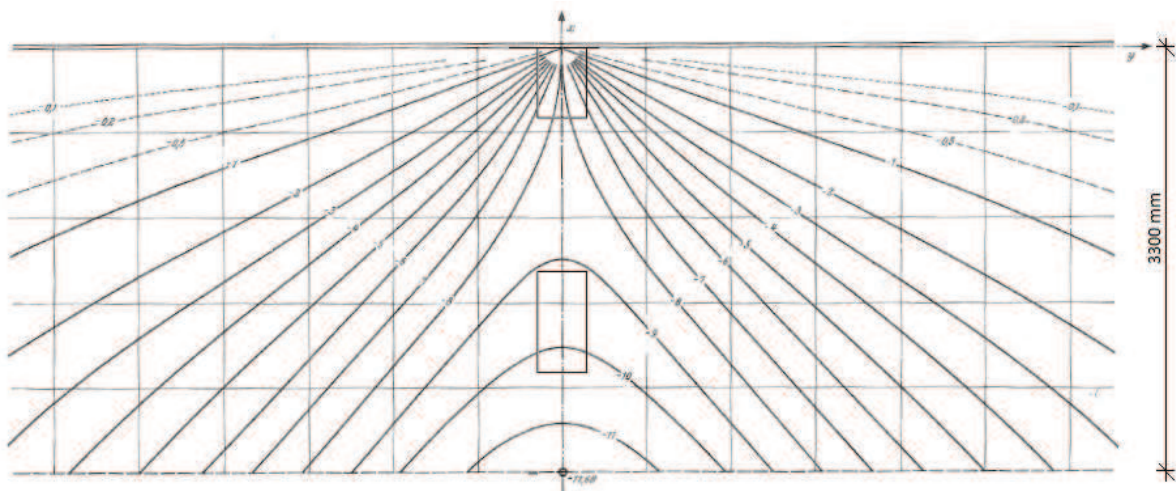
$$t_x = 600 \text{ mm} + d = 784 \text{ mm}$$

$$t_y = 200 \text{ mm} + d = 384 \text{ mm}$$

Momentet fås ved å dele hjullasten på 8π og multiplisere den med en faktor μ som leses av i diagrammet:

$$M = \mu_{\text{middel}} \frac{H}{8\pi}$$

Faktoren μ finnes ved å tegne inn skalerte lastflater i diagrammet (figur 9.1). Plassering av trafikklast i tverretning gjøres i henhold til HB 238 som beskrevet i kapittel 6.2.1 *Trafikklast*. Den ene hjullasten blir stående delvis oppå bjelken og får dermed en redusert verdi. Midlere verdier for μ finnes for hver av lastflatene da de har ulike lastverdier.



Figur 9.1: Influensdiagram for støttemoment i fastholdt ende av utkraget plate [35]

Følgende midlere μ -verdier hentes fra diagrammet for henholdsvis hjullasten lengst mot kanten og hjullasten ved bjelken:

$$\mu_{x,middel} = -9,5$$

$$\mu_{x,middel} = -4,5$$

Opptredende moment ved innspenningen blir dermed:

$$M_t = -9,5 \cdot \frac{80 \text{ kN}}{8\pi} - 4,5 \cdot \frac{60 \text{ kN}}{8\pi} = -41,0 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

9.1.4 Lastkombinasjon

For å finne dimensjonerende moment kontrolleres lastkombinasjon a og b (se kapittel 6.4.1 *Bruddgrensetilstand*). Siden momentbidraget fra trafikklast er mye større enn bidraget fra vindlast antas det at trafikklast er den dominerende variable lasten i dette tilfellet. Dermed er det kun nødvendig å sjekke lastkombinasjon a og b én gang. Tabell 9.2 gir momentet for hver av de to lastkombinasjonene.

Tabell 9.2: Dimensjonerende moment i bruplata

	Lastkombinasjon a		Lastkombinasjon b	
	Lastfaktor	M_f [kNm/m]	Lastfaktor	M_f [kNm/m]
Egenvekt	1,15	50,1	1,0	43,6
Trafikklast	1,4	57,4	1,2	49,2
Vindlast	0	0	0,8	5,8
Totalt		107,5		98,6

Det framkommer av tabellen at lastkombinasjon a er kritisk, og dimensjonerende moment for bruplata er:

$$M_f = 107,5 \text{ kNm/m}$$

9.2 Dimensjonerende skjær

Bruplata kan bli påkjent av konsentrert last nær opplegg i form av hjullast. Plata får i tillegg skjærkraftbidrag fra egenlast og vindlast som virker eksentrisk.

9.2.1 Egenlast

Skjærbidraget fra egenlast er beregnet i Vedlegg G. Tabell 9.3 og 9.4 oppsummerer skjærbidraget fra de ulike egenvektene for henholdsvis aske 1-10 og akse 10-11. For jevnt fordelt last kan dimensjonerende skjær reduseres til skjærkraften i avstand d bra bjelkekanten. En slik reduksjon gjøres for skjærbidraget fra bruplata og slitelaget.

Akse 1-10

Tabell 9.3: Skjærbidrag fra egenlast akse 1-10

	Skjær, V_g [kN/m]
Bruplate	5,2
Kantdrager	5,7
Slitelag	3,7
Rekkverk	0,5
Totalt	15,1

Akse 10-11

Tabell 9.4: Skjærbidrag fra egenlast akse 10-11

	Skjær, V_g [kN/m]
Bruplate	11,5
Kantdrager	5,7
Slitelag	7,2
Rekkverk	0,5
Totalt	24,9

9.2.2 Vindlast

Vertikal vindlast kan gi bidrag til den opptredende skjærkraften. Den vertikale vindlasten for vind med samtidig trafikk, er antatt å være $F_{w,z}^* = 5,71$ kN/m for hele brua. Vindlasten reduseres til $0,7F_{w,z}^*$ ved kombinasjon med trafikklaster. Dermed er skjærbidraget fra vind det samme for akse 1-10 og akse 10-11:

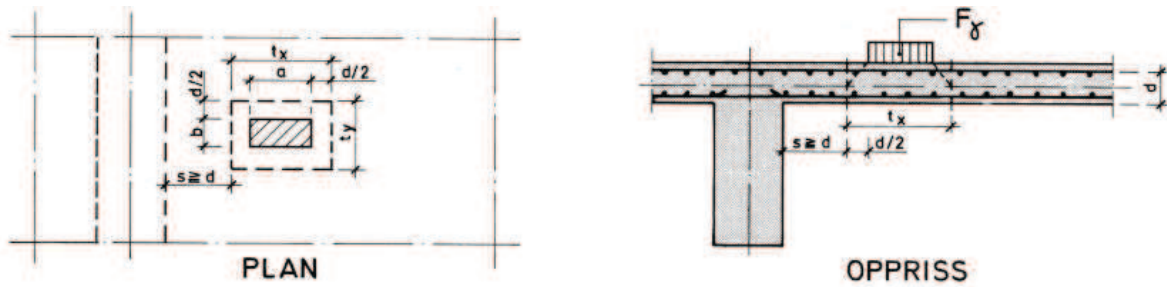
$$V_v = F_{w,z}^* = 5,71 \frac{kN}{m} \cdot 0,7 = 4,0 \text{ kN/m}$$

9.2.3 Trafikklaster

Dersom en plate belastes med konsentrert last kan det oppstå gjennomlokking. Den dimensjonerende skjærkraften bestemmes i henhold til Norsk Betongforenings publikasjon 6: *Skjærkapasitet for plater med konsentrerte laster* [34]. Den dimensjonerende skjærkraften per lengdeenhet i en plate belastet med en last nær opplegg bestemmes av:

$$V_{y,max} = k_v \frac{F_y}{t_y}$$

k_v er en funksjon av t_x/t_y og s/t_y og kan leses av diagrammet i figur 9.3 og 9.4. Diagrammet gjelder dersom platen er fast innspent på én side. Bruplata anses som fast innspent mot bjelken. t_x og t_y er beskrevet i kapitlet 9.1.3, og er vist i figur 9.2.



Figur 9.2: Konsentrert last nær opplegg [34]

Akse 1-10

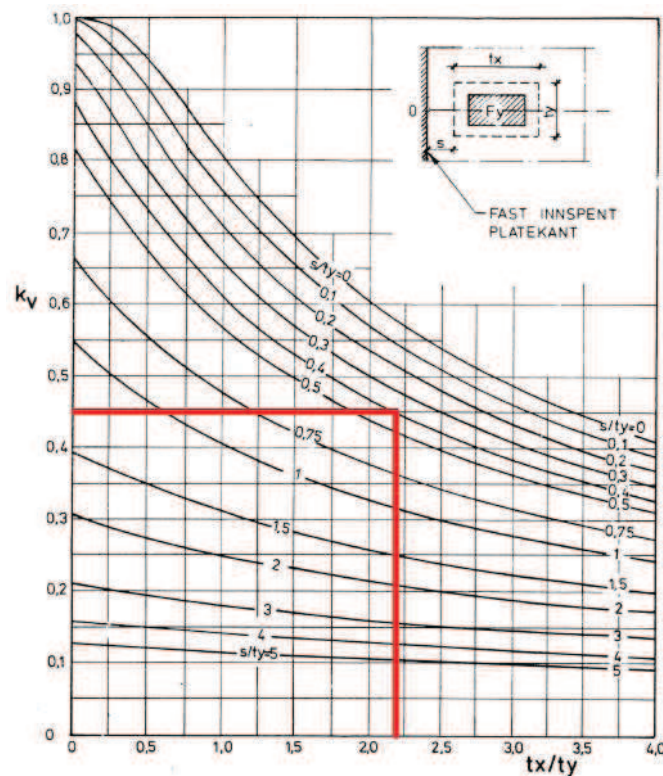
I alle andre spenn enn hovedspennet har bruplata tykkelse 180-140 mm. Ved bjelkekanten er den effektive platetykkelsen $d=146$ mm. Det kritiske snittet for skjær ligger i denne avstanden, d , fra bjelkekanten. I dette snittet er platetverrsnittet mindre enn inntil bjelkekanten og effektiv platetykkelse er 128 mm. Dette gir følgende verdier for lastflaten:

$$t_x = 600 \text{ mm} + d = 728 \text{ mm}$$

$$t_y = 200 \text{ mm} + d = 328 \text{ mm}$$

Diagrammet i figur 9.3 leses av for følgende verdier:

$$\frac{t_x}{t_y} = 2,21 \quad \text{og} \quad \frac{s}{t_y} = 0,39$$

Figur 9.3: k_v for last nær opplegg [34]

Avlesning av diagrammet gir følgende verdier:

$$k_v = 0,45$$

$$V_{y,max} = 0,45 \cdot \frac{80 \text{ kN}}{0,328 \text{ m}} = 110 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Akse 10-11

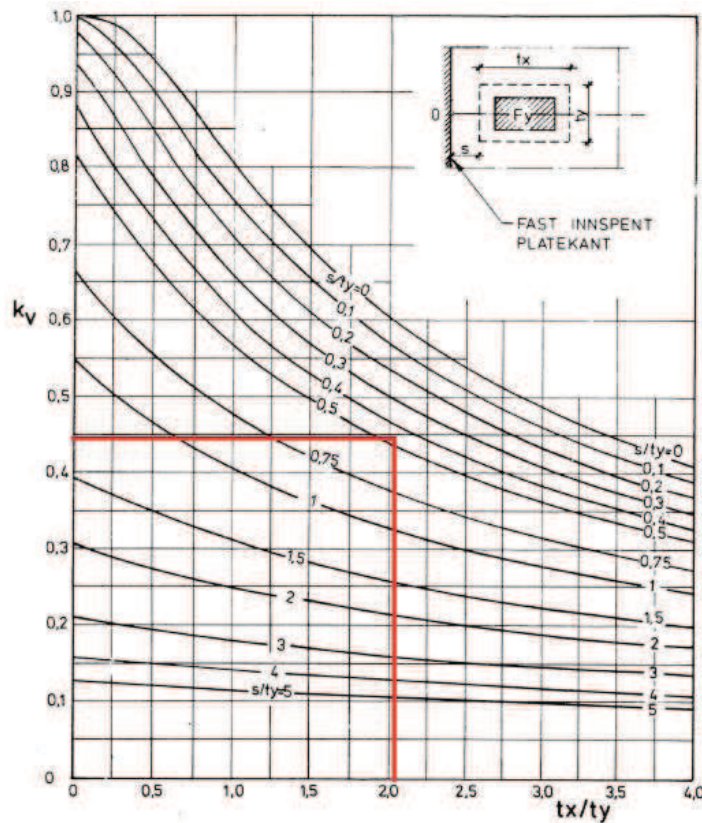
I snittet som kontrolleres har bruplata tykkelse 140-240 mm. Ved bjelkekanten er den effektive platetykkelsen $d=190$ mm. Det kritiske snittet for skjær ligger i denne avstanden, d , fra bjelkekanten. Siden platetverrsnittet har varierende tverrsnitt beregnes en ny effektiv platetykkelse, d , i dette snittet. Ved formlikhet finnes det at effektiv platetykkelse i det kritiske snittet er $d=184$ mm. Det gir følgende dimensjoner for lastflaten:

$$t_x = 600 \text{ mm} + d = 784 \text{ mm}$$

$$t_y = 200 \text{ mm} + d = 383 \text{ mm}$$

Diagrammet i figur 9.4 leses av for følgende verdier:

$$\frac{t_x}{t_y} = 2,04 \quad \text{og} \quad \frac{s}{t_y} = 0,48$$

Figur 9.4: k_v for last nær opplegg [34]

Avlesning av diagrammet gir følgende verdier:

$$k_v = 0,45$$

$$V_{\gamma, \max} = 0,45 \cdot \frac{80 \text{ kN}}{0,384 \text{ m}} = 93,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

9.2.4 Lastkombinasjon

For å finne dimensjonerende skjærkraft, V_f , kontrolleres lastkombinasjon a og b (se kapittel 6.4.1 *Bruddgrensetilstand*). Siden skjærkreftene fra trafikklast er langt større enn skjærkreftene er det kun nødvendig å kontrollere lastkombinasjoner for tilfellet hvor trafikklast er dominerende variabel last. Lastkombinasjonene kontrolleres i tabell 9.5 og 9.6 for henholdsvis akse 1-10 og akse 10-11.

Akse 1-10

Tabell 9.5: Dimensjonerende skjærkraft for bruplate akse 1-10

	Lastkombinasjon a		Lastkombinasjon b	
	Lastfaktor	V_f [kN/m]	Lastfaktor	V_f [kN]
Egenvekt	1,15	17,4	1,0	15,1
Trafikklast	1,4	154,0	1,2	132,0
Vindlast	0	0	0,8	3,2
Totalt		171,4		150,3

Lasttilfelle a er kritisk og den dimensjonerende skjærkraften for bruplata i akse 1-10 blir dermed:

$$V_f = 172 \text{ kN/m}$$

Akse 10-11

Tabell 9.6: Dimensjonerende skjærkraft for bruplate akse 10-11

	Lastkombinasjon a		Lastkombinasjon b	
	Lastfaktor	V_f [kN/m]	Lastfaktor	V_f [kN]
Egenvekt	1,15	28,6	1,0	24,9
Trafikklast	1,4	131,3	1,2	112,6
Vindlast	0	0	0,8	3,2
Totalt		159,9		140,7

Lasttilfelle a er kritisk og den dimensjonerende skjærkraften for bruplata i akse 10-11 blir dermed:

$$V_f = 160 \text{ kN/m}$$

9.3 Momentkapasitet

Momentkapasiteten av plata i tverretning regnes etter samme prosedyre som for lengderetning. I tverretning har plata et rektangulært tverrsnitt med varierende høyde. Momentkapasiteten skal kontrolleres ved bjelkekanten, og høyden i dette snittet er 228 mm. Beregninger er utført i Vedlegg H.

Ved bjelkekanten er oversiden av dekket i strekk. Siden $A_{sb} > A_s$ er tverrsnittet underarmert og følgende formler brukes for beregning av momentkapasiteten:

$$\alpha = \frac{A_{ss}f_{sd}}{0,8bd_1f_{cd}}$$

$$M_d = 0,8f_{cd}(1 - 0,4\alpha)\alpha bd_1^2$$

Momentkapasiteten beregnes til 150 kNm/m.

9.4 Skjærkapasitet

Bruplatas skjærkapasitet beregnes etter samme prosedyre som for skjærkapasitet i lengderetning, og er beregnet per løpemeter. Kapasiteten er beregnet for platetverrsnittet i avstand d fra bjelkekannten. Utregning av kapasitetene finnes i vedlegg H og er oppsummert i tabell 9.7.

Tabell 9.7: Dimensjonerende skjær i bruplata

Snitt	Skjærstrekkkapasitet [kN/m]	Skjærtrykkkapasitet [kN/m]
Akse 10-11	151	1043
Akse 1-10	100	726

9.5 Oppsummering

Tabell 9.8 og 9.9 oppsummerer dimensjonerende snittkrefter og kapasiteter i tverretning.

Moment

Tabell 9.8: Moment i bruplata

Snitt	Dimensjonerende moment [kNm/m]	Momentkapasitet [kNm/m]	Utnyttelsesgrad
Akse 1-10	-	-	-
Akse 10-11	108	150	0,72

Momentkapasiteten i tverretning er tilstrekkelig over hele brua.

Skjær

Tabell 9.9: Skjær i bruplata

Snitt	Dimensjonerende skjærkraft [kN/m]	Skjærkapasitet [kN/m]	Utnyttelsesgrad
Akse 1-10	172	100	1,72
Akse 10-11	160	151	1,06

Skjærkapasiteten overskrides så vidt for hovedfeltet (akse 10-11), mens den overskrides med over 70 % for bruplata i akse 1-10.

10 Bruddgrensetilstand – Søylar

Brua består av enkeltstående, rektangulære søylar som er forbundet til fundamentar i bunn og støpt saman med bjelken til brubanen i topp. For alle søylar vil bøyning kunne skje om to akser; y-aksen, som ligg i lengderetningen til brubanen, og x-aksen, som blir liggende ut av planet på plantegning.

Søyleverrsnittene varierer i x-retning, alle har bredde 700 mm i topp, mens bredde i bunn avhenger av lengden til søylene og kotehøyden på fundamentene. Bredden i y-retning er konstant og har verdi 400 mm for alle søylar med unntak av søylene i akse 10, 11 og 12. I akse 10 og 11 er bredden 800 mm, mens søylen i akse 12 deles i to av en fuge som går helt ned til fundamentet. Dermed er det i akse 12 to identiske søylar med bredde lik 350 mm.

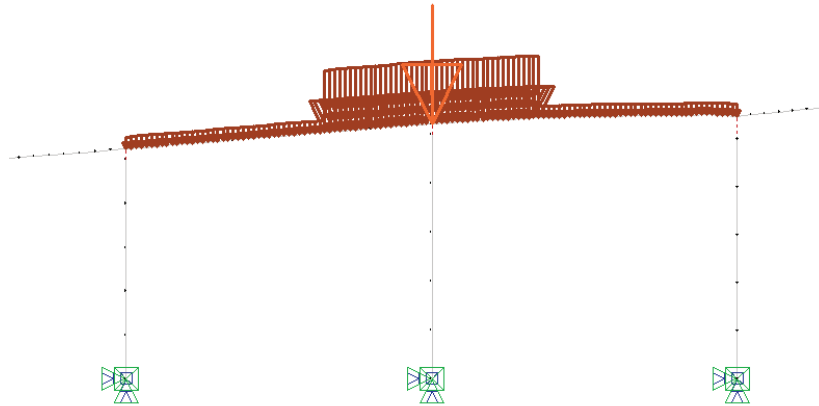
Søyle i akse 9 er den lengste søylen og vil dermed være verst med hensyn til bøyning og 2. ordens effekter. I tillegg har den mindre tverrsnitt enn søyle 10 og 11, som ville fått større kraft på grunn av møteplassen i midtspennet. Kontroll av aksialkraftkapasitet utføres derfor for søylen i akse 9.

10.1 Dimensjonerende krefter

Søylene vil bli påkjent av en kombinasjon av aksialkraft og bøyning. Det lages et lasttilfelle for maksimal aksialkraft i søylen og to tilfeller som gir maksimalt moment; ett i hver retning. Alle tilfeller kontrolleres.

Maksimal aksialkraft

Maksimal aksialkraft for søylar fås ved å plassere vogntoglasten sentrisk over søylen som vurderes, slik at mest mulig av lasten går ned i søylen som normallast. Aksellasten plasseres rett over søylen. De områdene av feltene til siden for søylen, som ikke er belastet med vogntoglast, belastes med lett blandet trafikk, p. Lastplasseringen er vist i figur 10.1.



Figur 10.1: Plassering av vogntoglast for maksimal aksialkraft i søyle akse 9

NovaFrame gir følgende verdier for aksialkraft og moment for gjeldende lasttilfelle:

$$N_f = -1837 \text{ kN}$$

Moment om x-aksen:

$$M_{fx.topp} = -81,7 \text{ kNm}$$

$$M_{fx.bunn} = 168 \text{ kNm}$$

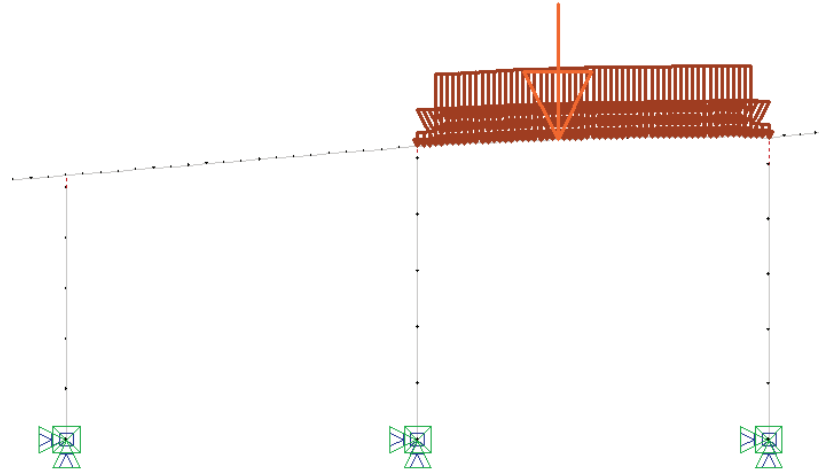
Moment om y-aksen:

$$M_{fy.topp} = -110 \text{ kNm}$$

$$M_{fy.bunn} = 310 \text{ kNm}$$

Maksimalt moment

Søylen vil bli påkjent av moment om begge akser, og det lages et tilfelle som gir maksimal momentpåkjening for hver av aksene. Søylemomentet om x-aksen vil påvirkes av brubanens moment i lengderetning. Hvordan trafikklaster plasseres i lengderetning avgjør derfor hvor store endemomenter søylen får om x-aksen. Det vil være mest kritisk å plassere vogntoglasten sentrisk i et av sidespennene til støtten og ingen last i det andre spennet. Lettere trafikklaster, p fordeles jevnt i resten av spennet, men kun på den ene siden av søylen. Aksellaster plasseres i 0,4L-punktet. Figur 10.2 viser kritisk plassering av vogntoglast med hensyn på søylemoment om x-aksen.



Figur 10.2: Plassering av vogntoglast for maksimalt moment om x-aksen i søyle akse 9

NovaFrame gir følgende verdier for aksialkraft og moment for maksimalt moment om x-aksen:

$$N_f = -1310 \text{ kN}$$

Maksimalt moment om x-aksen:

$$M_{fx.topp} = 285 \text{ kNm}$$

$$M_{fx.bunn} = 408 \text{ kNm}$$

Tilhørende moment om y-aksen:

$$M_{fy.topp} = 216 \text{ kNm}$$

$$M_{fy.bunn} = 1708 \text{ kNm}$$

Søylens moment om y-aksen påvirkes hovedsaklig av vindlast og sidelast, samt eksentrisk plassering av trafikklast. I akse 9 er det kun ett kjørefelt, og kjøretøy kan ikke oppnå stor eksentrisitet i forhold til senter av veibanen. Det er derfor valgt å neglisjere bidraget fra eksentrisk plassert trafikklast. I vertikalretning er trafikklasten plassert likt som i tilfellet som gir maksimalt trykk i søylen. Lastvirkingen blir imidlertid ulik fordi lastkombinasjon a (se kapittel 6.4.1) er dimensjonerende for maksimal trykkraft, mens lastkombinasjon b blir dimensjonerende for maksimalt moment om y-aksen. Momentene om y-aksen blir likt som i tilfellet for maksimalt moment om x-aksen, fordi de horisontale lastene er plassert likt, og lasttilfelle b er dimensjonerende for begge tilfeller.

NovaFrame gir følgende verdier for aksialkraft og momenter når maksimalt moment beregnes om y-aksen:

$$N_f = -1579 \text{ kN}$$

Maksimalt moment om y-aksen:

$$M_{fy.topp} = -216 \text{ kNm}$$

$$M_{fy.bunn} = -1708 \text{ kNm}$$

Tilhørende moment om x-aksen:

$$M_{fx.topp} = -350 \text{ kNm}$$

$$M_{fx.bunn} = -235 \text{ kNm}$$

10.2 Kapasitet midtsnitt

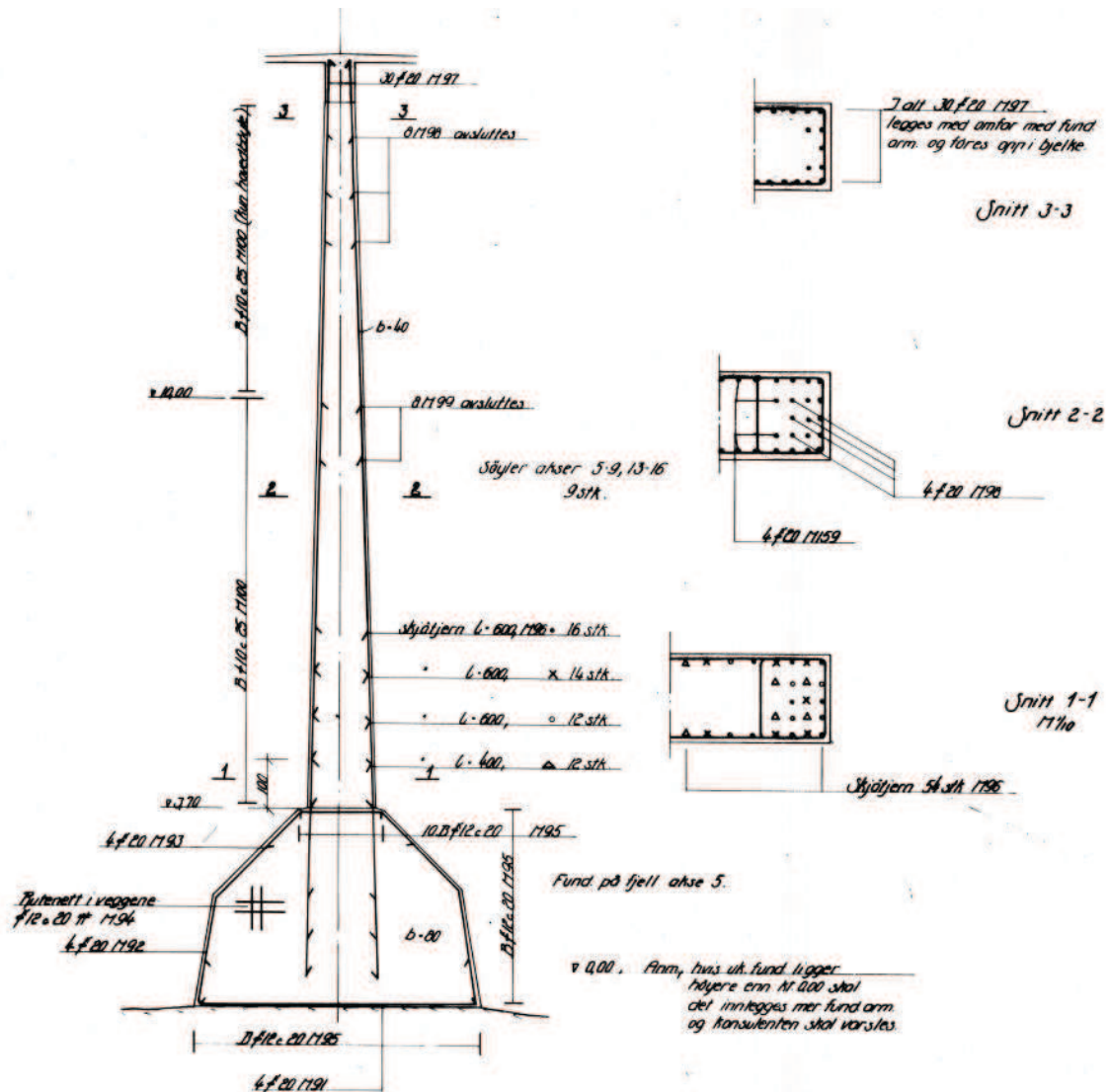
Søyle akse 9

Tverrsnittet til søylene varierer i lengderetning. Søylene i akse 9 har dimensjon 400x700 mm i topp, og 400x1560 mm i bunn. Som en tilnærming for denne søylene er det valgt å se på tverrsnittsareal og armeringsmengde for midtsnittet til søylene. Midtsnittet tilsvarer snitt 2-2 i figur 10.3 (se også vedlegg A). Det antas at søylene er rektangulær med konstante dimensjoner i hele søylens lengde. Total lengde, L , av søylene i akse 9 er 17,5 m. Knekk lengde og slankhet baseres på data fra snitt 2-2.

Videre utføres en kontroll av kapasiteten til tverrsnittet i toppen søylene med tilhørende momentverdier, siden tverrsnittsdimensjonene er mindre der.

Overdekning i søylene antas å være 35 mm etter NS 427 A [43] fra 1963 for søylene utsatt for vær og vind. Verdier for overdekningen etter NS 427 A er gitt tabell 5.9.

Fullstendige kapasitetsberegninger for søylene i akse 9 finnes i Vedlegg I.



Figur 10.3: Armering søyle akse 9

Bøyning kan oppstå om både x- og y-aksen. Tverrsnittets stivhet er mindre for bøyning om x-aksen da tverrsnittshøyden, h , er 400 mm mot 700-1560 mm for bøyning om y-aksen. Søylene vil imidlertid få en betydelig større knekk lengde for sistnevnte. Knekk lengden vil i følge knekkingstabeller [36] være omtrent fire ganger knekk lengden for bøyning om x-aksen. Tverrsnittskapasiteten kontrolleres derfor for begge tilfeller. I tillegg gir lastplasseringene tre ulike lastkombinasjoner for søylene; maksimal aksialkraft (kontrolleres for knekking om begge akser), maksimalt moment om x-aksen og maksimalt moment om y-aksen. Totalt gir dette fire ulike bøyningstilfeller som kontrolleres mot kapasitetskravene.

Kapasitetsbegrensning for moment og aksialkraft

Overskridelse av søylers kapasitet kan kontrolleres med et M-N-diagram. Et slikt diagram defineres av punkter for tverrsnittets kapasitet ved forskjellige tøyningkombinasjoner av

samtidig virkende aksialkraft og moment. Hvis de opprettede kreftene er innenfor grafen er kapasiteten tilstrekkelig. Et forenklet M-N-diagram trenger bare tre punkter, og tøyningkombinasjonene for de er:

- 1) Rent trykk, $M = 0$:

$$\varepsilon_{cm} = \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{cu}}{2}$$

- 2) Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering (balansepunktet):

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}, \quad \varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$$

- 3) Trykkbrudd i betong samtidig med strekkbrudd i armering:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}, \quad \varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 10 \text{ ‰}$$

Hvor

ε_{cm} = gjennomsnittlig betongtøyning

$\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ = betongens bruddtøyning

$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{sd,l}}{E_s} = 1,92 \text{ ‰}$ = armeringens flytetøyning

$\varepsilon_{su} = 10 \text{ ‰}$ = armeringens bruddtøyning

Dersom armeringens tøyning overskrider flytegrensen, $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy}$, får armeringen maksimalt en spenning lik flytespenningen $f_{sd,l} = 384 \text{ MPa}$. Hvis ikke får armeringen en spenning lik $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$.

Slankhet

Konstruksjonsdeler blir beregnet som slanke hvis de overskrider slankhetskravene beskrevet i NS 3473 [2] pkt. 12.2.4. Slanke søyler må beregnes i henhold til 2. ordens teori, som innebærer at konstruksjonens forskyvninger tas med i likevektsbetingelsene. Tilleggskreftene som oppstår på grunn av denne forskyvningen kalles 2. ordens lastvirkninger eller geometrisk ikke-lineære effekter.

Slankhet begrenses av en nedre og en øvre grense. Er søylen så slank at den overskrider den øvre grensen vil den mest sannsynlig få stabilitetsbrudd. Det vil si at 2. ordens utbøyninger øker ubegrenset. Er søylen under nedre grense blir den regnet som kort og det oppstår materialbrudd som følge av at tverrsnittskapasiteten overskrides. 2. ordens effekter må da ikke inkluderes.

Det er beskrevet to slankhetstall i NS 3473, relativ og lastavhengig. Den relative slankheten vil være eksakt for et lineært elastisk materiale, men for trykkstaver av armert

betong vil den ikke være nøyaktig nok. Ifølge NS 3473 er det derfor den lastavhengige slankheten λ_N som sammenlignes med en nedre grense.

Relativ slankhet:

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

$$\lambda \leq 80 \cdot \sqrt{1 + 4\omega_t}$$

Lastavhengig slankhet:

$$\lambda_N = \lambda \sqrt{\frac{-n_f}{1 + 4\omega_t}}$$

$$\lambda_N \leq 45$$

Hvor

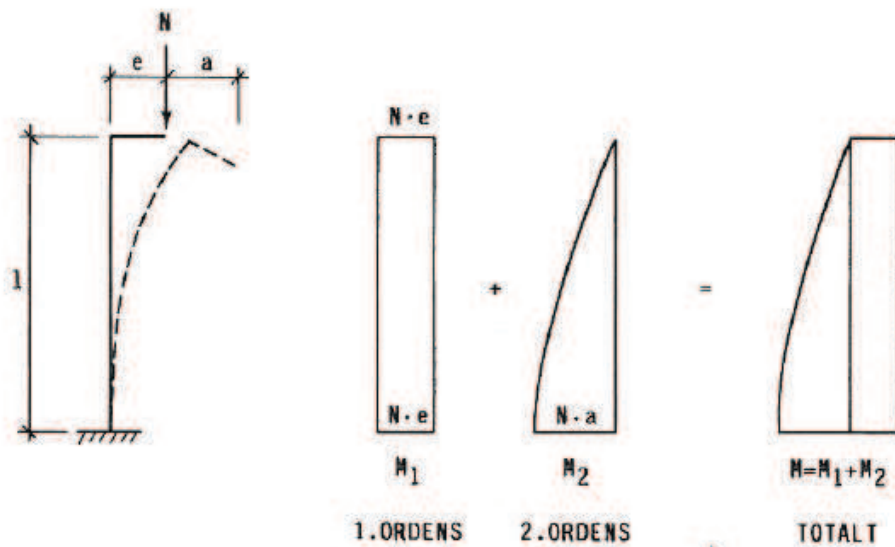
l_e = søylens knekk lengde /effektiv lengde

$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$ = treghetsradius

ω_t = mekanisk armeringsforhold

n_f = den dimensjonsløse aksialkraften

Dersom 2. ordens lastvirkninger må inkluderes fås et tilleggsmoment fra 2. ordens utbøyning i tillegg til langtidsaksentrisitet på grunn av kryp. Virkning av 1. og 2. ordens utbøyninger for en slank søyle er vist i figur 10.4.



Figur 10.4: 1. og 2. ordens effekter [32]

Dimensjonerende moment

Hvis søyler har ulike endemomenter i topp og bunn kan et ekvivalent 1. ordens moment, M_{0f} , gitt i NS-EN 1992 [5] brukes:

$$M_{0f} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad \text{gitt at } |M_{02}| \geq |M_{01}|$$

Det vil si at M_{02} og M_{01} er henholdsvis største og minste endemoment. Det dimensjonerende momentet inklusiv 2. ordens effekter blir:

$$M_f = M_{1f} + M_{2f} = N_f(e_0 + e_a + a_e + a_k)$$

Hvor

M_{1f} = bøyemoment beregnet etter 1. ordens teori inkludert utilsiktet eksentrisitet

M_{2f} = 2. ordens bøyemoment på grunn av forskyvninger

e_0 = minsteeksentrisitet

e_a = utilsiktet 1. ordens eksentrisitet

a_e = 2.ordens utbøyning

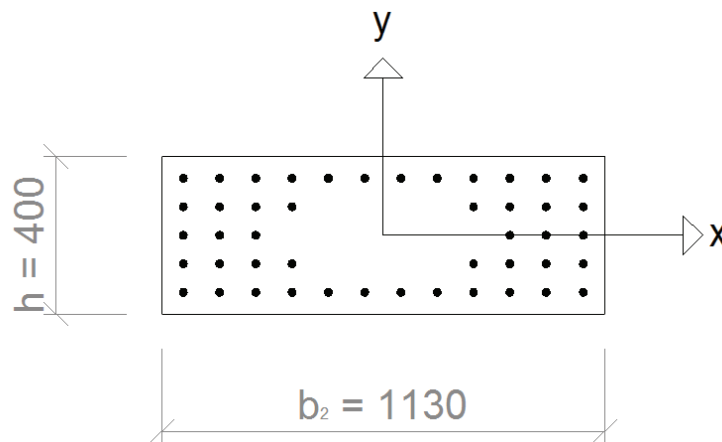
a_k = krypforskyvning

Utilsiktet eksentrisitet skal inkluderes for slanke trykkledd som angitt i NS 3473 [2], 12.2.3.

10.2.1 Bøyning om x-aksen

Dersom søylen bøyes om x-aksen vil den være en del av en rammekonstruksjon. Det må tas hensyn til stivheten til de tilstøtende konstruksjonsdelene fordi søylen blir fastholdt av brudekket. Dette påvirker knekk lengden, og selv om søylen i utgangspunktet bøyes om svak akse i denne retningen, kan knekk lengden bli betydelig redusert og kapasiteten tilsvarende økt.

Tverrsnittet med armering i snitt 2-2 er vist i figur 10.5. Totalt er det 46 lengdearmeringsjern med diameter 20 mm i dette snittet.



Figur 10.5: Tverrsnitt og armering i midtsnitt for søyle akse 9, bøyning om x-aksen

Dimensjonerende krefter

Dersom det antas full rotasjonsfastholdning i topp og bunn, $R = 1$, gir tabeller en knekk lengde på $0,5L$ [36]. For fundamentet i bunn er dette som regel en god tilnærming, men i topp kan rotasjonsfastholdningen være litt mindre siden tilstøtende bjelker kan gi noe etter. Kontroll av knekk lengden, l_e , utføres ved hjelp av en faktor, β , som er en funksjon av rotasjonsinnspenningsgradene i søyleendene. For søylar med uforskyvelige ender er β gitt av:

$$\beta = \frac{2}{2 + 1,1R_{min} + 0,9R_{maks}}$$

Hvor rotasjonsinnspenningsgradene for topp og bunn er:

$$R_{min} = R_{topp} = 0,99498$$

$$R_{maks} = R_{bunn} = 1$$

$$\beta = 0,50069 \approx 0,5$$

Knekk lengden brukes for å avgjøre om søylen oppfyller slankhetskravene. Her blir knekk lengden $l_e \approx 0,5L = 8,8 \text{ m}$ og relativ og normalisert slankhet blir henholdsvis:

$$\lambda = 76,0 \leq 80 \cdot \sqrt{1 + 4\omega_t} = 146$$

$$\lambda_N = 22,4 \leq 45$$

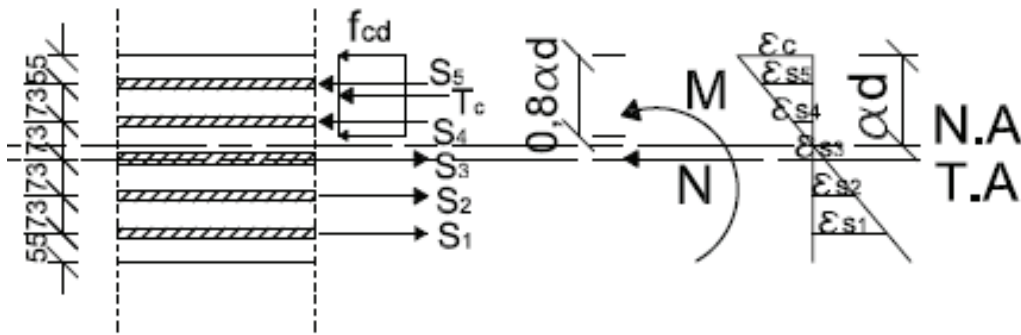
Kriteriet for slankhet er overholdt og 2. ordens effekter trenger ikke inkluderes. Det vil si at dimensjonerende moment er lik ekvivalent 1. ordens moment. Dimensjonerende aksialkraft og moment for begge lasttilfellene ved bøyning om x-aksen er vist i tabell 10.1.

Tabell 10.1: Dimensjonerende krefter i midtsnitt for søyle akse 9, bøyning om x-aksen

		N_f [kN]	M_{fx} [kNm]	M_{fy} [kNm]
i)	Maksimal aksialkraft	1837	67,9	(se tab. 10.2)
ii)	Maksimalt moment om x-aksen	1310	359	1111

Kapasitet

Kapasiteten beregnes for tre ulike tøyningstilstander som nevnt tidligere under kapittel 10.2. Mengden og plassering av armeringsjernene i snitt 2-2 (se figur 10.5) varierer i forhold til kantavstand og vil derfor få ulik tøyning etter hvor i tverrsnittet de ligger. Armeringen er derfor delt opp i fem lag, hvor hvert lag har ett felles tyngdepunkt. Lag 1 og 5 tilsvarer de ytterste lagene i figur 10.5, med avstand 55 mm fra tyngdepunkt til betongkant, og en avstand mellom tyngdepunktene $h'_{1,5} = 290 \text{ mm}$. Lag 2 og 4 er nest ytterste lag med en avstand $h'_{2,4} = 145 \text{ mm}$ til hverandre. Lag 3 er laget i tyngdepunktsaksen. Fordeling av de fem armeringslagene med tilhørende krefter og tøyning er vist i figur 10.6. Figuren viser et tilfelle hvor nøytralaksen ligger mellom lag 3 og 4. Det medfører at lag 4 og 5 ligger over nøytralaksen og befinner seg i trykksonen, mens lag 1, 2 og 3 befinner seg under og ligger i strekksonen.



Figur 10.6: Fordeling av armering, krefter og tøyning i midtsnitt, bøyning om x-aksen

Moment- og aksialkraftkapasitet for de tre tøyningstilstandene:

1. Tøyningstilfelle med rent trykk, armering flyter ved brudd.

$$N_1 = f_{cd}A_c + f_{sd,l}A_{s,tot} = 11877 \text{ kN}$$

$$M_1 = 0$$

2. For tøyningstilfelle 2 er trykksonehøyden $\alpha d = 223 \text{ mm}$ og nøytralaksen befinner seg dermed under tyngdepunktsaksen, mellom lag 2 og 3. Kun armering i lag 1 og 2 får strekk. Lag 1 og 5 får tøyning som overskrider flytetgrensen ε_{sy} .

$$N_2 = T_c + S_5 + S_4 + S_3 - S_2 - S_1 = 3314 \text{ kN}$$

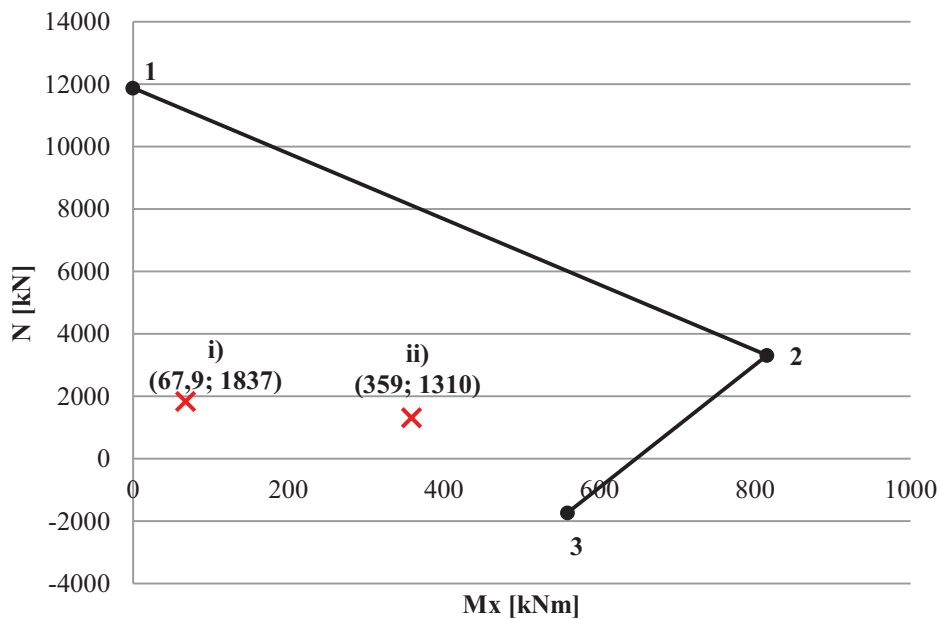
$$M_2 = T_c \left(\frac{h}{2} - 0,4\alpha d \right) + S_1 h'_{1,5} + (S_2 + S_4) \frac{h'_{2,4}}{2} = 816 \text{ kNm}$$

3. For tøyningstilfelle 3 er trykksonehøyden $\alpha d = 89 \text{ mm}$, som vil si at nøytralaksen ligger mellom lag 4 og 5. Dermed vil kun lag 5 få trykk. Lag 1, 2 og 3 får tøyning som overskrider flytetgrensen ε_{sy} .

$$N_3 = T_c + S_5 - S_1 - S_2 - S_3 - S_4 = -1737 \text{ kN}$$

$$M_3 = T_c \left(\frac{h}{2} - 0,4\alpha d \right) + (S_1 + S_5) \frac{h'_{1,5}}{2} + (S_2 - S_4) \frac{h'_{2,4}}{2} = 559 \text{ kNm}$$

Kapasitetene som er funnet over resulterer i et M_x - N -diagram avgrenset av tre punkter som vist i figur 10.7.

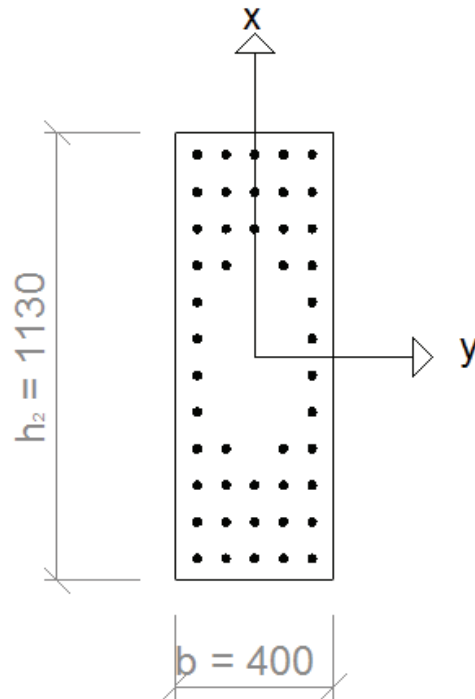


Figur 10.7: M_x - N -diagram for midtsnitt søyle akse 9, bøyning om x-aksen

Dimensjonerende lastvirkninger N_f og M_{fx} , illustrert med røde kryss i diagrammet, ligger innenfor kapasitetskurven både for tilfelle i) maksimal aksialkraft og ii) maksimalt moment om x-aksen. Kapasiteten til søylen er dermed tilstrekkelig for bøyning om x-aksen.

10.2.2 Bøyning om y-aksen

Ved bøyning om lengdeaksen til brubanen antas det at søylene kan bevege seg fritt sideveis i topp. I praksis vil ikke søylene være fullstendig frie i topp, men få et bidrag fra brubanen og de resterende søylene. I bunn er søylen fastholdt av fundament og det antas full rotasjonsfastholdning. Effektiv lengde for enkeltstående søyler kan leses direkte av tabell i profiler og formler [36], og vil for søylen i akse 9 være $2L$. Tverrsnittet med armering i midtsnittet er vist i figur 10.8.



Figur 10.8: Tverrsnitt og armering i midtsnitt for søyle akse 9, bøyning om y-aksen

Dimensjonerende krefter

Som nevnt over settes knekk lengden l_e lik $2L = 35,1 \text{ m}$ og relativ og normalisert slankhet blir henholdsvis:

$$\lambda = 107 \leq 80 \cdot \sqrt{1 + 4\omega_t} = 146$$

$$\lambda_N = 31,7 \leq 45$$

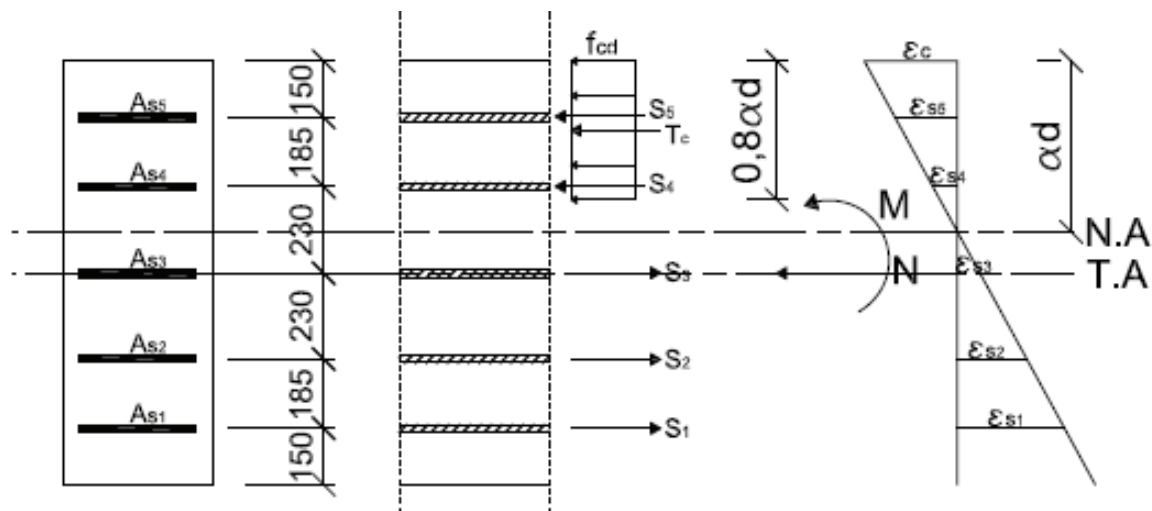
2. ordens effekter må ikke inkluderes siden slankhetskravet er tilfredsstillt. Det fører til at endelig dimensjonerende moment i søylen er lik ekvivalent 1. ordens moment, se tabell 10.2.

Tabell 10.2: Dimensjonerende krefter i midtsnitt for søyle akse 9, bøyning om y-aksen

		N_f [kN]	M_{fx} [kNm]	M_{fy} [kNm]
i)	Maksimal aksialkraft	1837	(se tab. 10.1)	142
iii)	Maksimalt moment om y-aksen	1579	304	1111

Kapasitet

For bøyning om y-aksen vil fordelingen av armeringen bli noe mer kompleks. Armeringen er igjen delt opp i fem lag hvor hvert lag har ett felles tyngdepunkt. Lag 1 og 5 tilsvare de tre ytterste lagene i figur 10.8 og avstanden mellom tyngdepunktene deres er $h'_{1,5} = 835 \text{ mm}$. Lag 2 og 4 er det fjerde ytterste laget med en avstand $h'_{2,4} = 464 \text{ mm}$ mellom hverandre. Lag 3 består av de åtte armeringsjernene ved tyngdepunktsaksen. Fordeling av de fem armeringslagene med tilhørende krefter og tøyning er vist i figur 10.9. Figuren viser et tilfelle hvor nøytralaksen ligger mellom lag 3 og 4. Det medfører at lag 4 og 5 ligger over nøytralaksen og dermed befinner seg i trykksonen, mens lag 1, 2 og 3 befinner seg under nøytralaksen og ligger i strekksonen.



Figur 10.9: Fordeling av armering, krefter og tøyning i snitt 2-2, bøyning om y-aksen

Moment- og aksialkraftkapasitet for de tre tøyningstilstandene:

1. Tøyningstilfelle med rent trykk, armering flyter ved brudd.

$$N_1 = f_{cd}A_c + f_{sd,l}A_{s,tot} = 11877 \text{ kN}$$

$$M_1 = 0$$

2. For tøyningstilfelle 2 er trykksonehøyden $\alpha d = 646 \text{ mm}$ og nøytralaksen befinner seg mellom lag 2 og 3. Kun armering i lag 1 og 2 får strekk. Lag 1, 4 og 5 får tøyning som overskrider flytegrensen ϵ_{sy} .

$$N_2 = T_c + S_5 + S_4 + S_3 - S_2 - S_1 = 3246 \text{ kN}$$

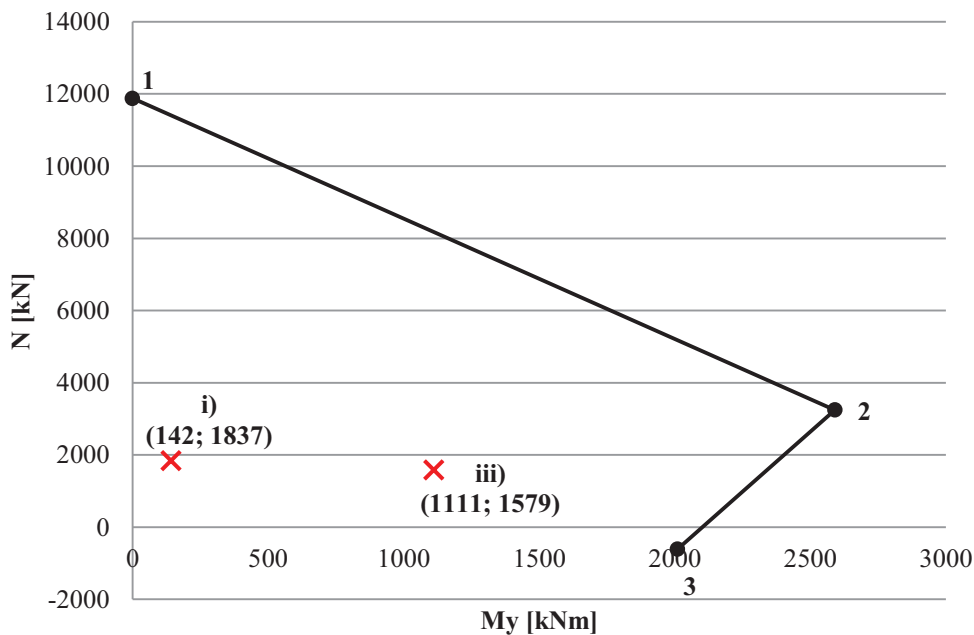
$$M_2 = T_c \left(\frac{h}{2} - 0,4\alpha d \right) + S_1 h'_{1.5} + (S_2 + S_4) \frac{h'_{2.4}}{2} = 2590 \text{ kNm}$$

3. For tøyningstilfelle 3 er trykksonehøyden $\alpha d = 259 \text{ mm}$ som innebærer at nøytralaksen ligger mellom lag 3 og 4. Lag 1, 2 og 3 befinner seg i strekksonen og får tøyning som overskrider flytetegrensen ε_{sy} .

$$N_3 = T_c + S_5 + S_4 - S_1 - S_2 - S_3 = -613 \text{ kN}$$

$$M_3 = T_c \left(\frac{h}{2} - 0,4\alpha d \right) + (S_1 + S_5) \frac{h'_{1.5}}{2} + (S_2 + S_4) \frac{h'_{2.4}}{2} = 2010 \text{ kNm}$$

M_y - N -diagrammet som gjelder for dette tilfellet er vist under i figur 10.10.



Figur 10.10: M_y - N -diagram for midtsnitt søyle akse 9, bøyning om y-aksen

Av figuren framkommer det at de dimensjonerende lastvirkningene N_f og M_{fy} , markert med røde kryss, er godt innenfor kapasitetslinjen, både for tilfelle i) maksimal aksialkraft og iii) maksimalt moment om y-aksen. Det vil si at tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet.

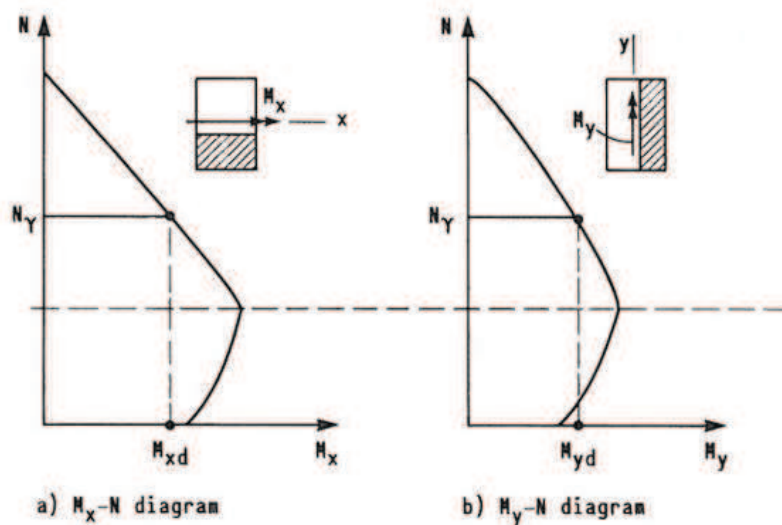
10.2.3 Biaksial bøyning

Etter NS 3473 [2] pkt. A.12.2 d) skal søylar med rektangulært tverrsnitt dimensjoneres for bøyning om begge hovedakser. Det er vanlig å bruke en tilnærming for toakset

kapasitetsberegning hvor det virkelige forløpet tilnærmes med et rettlinjert interaksjonsdiagram. Denne begrensningen tilsvarer:

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} \leq 1$$

Momentkapasitetene for x- og y-retning, M_{xd} og M_{yd} , finnes ved å lese av tilhørende M-N-diagram for aktuell dimensjonerende aksialkraft N_f , som illustrert i figur 10.11.



Figur 10.11: Dimensjonerende aksialkraft og momentkapasitet - biaksial bøyning

Søylens kapasitet for moment om to akser kontrolleres for alle de tre lasttilfellene; i) maksimal aksialkraft, ii) maksimalt moment om x-aksen og iii) maksimalt moment om y-aksen. Dimensjonerende krefter for søylens midtsnitt er oppsummert i tabell 10.3.

Tabell 10.3: Dimensjonerende krefter i midtsnitt søyle akse 9

		N_f [kN]	M_{fx} [kNm]	M_{fy} [kNm]
i)	Maksimal aksialkraft	1837	67,9	142
ii)	Maksimalt moment om x-aksen	1310	359	1111
iii)	Maksimalt moment om y-aksen	1579	404	1111

i) Maksimal aksialkraft

Kapasitetene for x- og y-retning finnes ved å lese av tilhørende M-N-diagram der dimensjonerende aksialkraft er $N_f = 1837 \text{ kN}$.

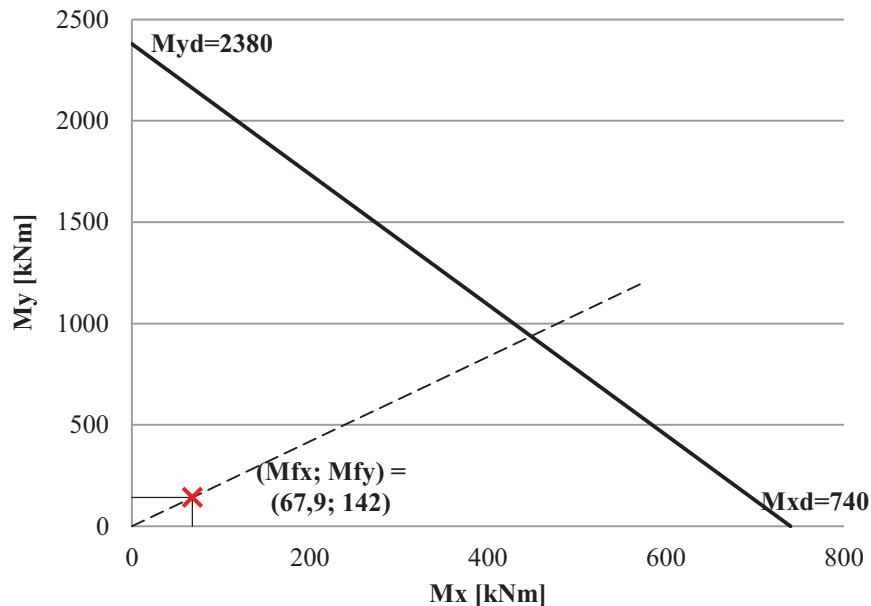
Momentkapasitetene blir da:

$$M_{xd} = 740 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 2380 \text{ kNm}$$

Interaksjonsutnyttelsen er fremtildt grafisk i figur 10.12, numerisk blir den:

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} = 0,15$$



Figur 10.12: Biaksial bøyning for midtsnitt søyle – i) maksimal aksialkraft

Dimensjonerende moment er langt innenfor kapasitetsbegrensningen for lasttilfellet med maksimal aksialkraft.

ii) Maksimalt moment om x-aksen

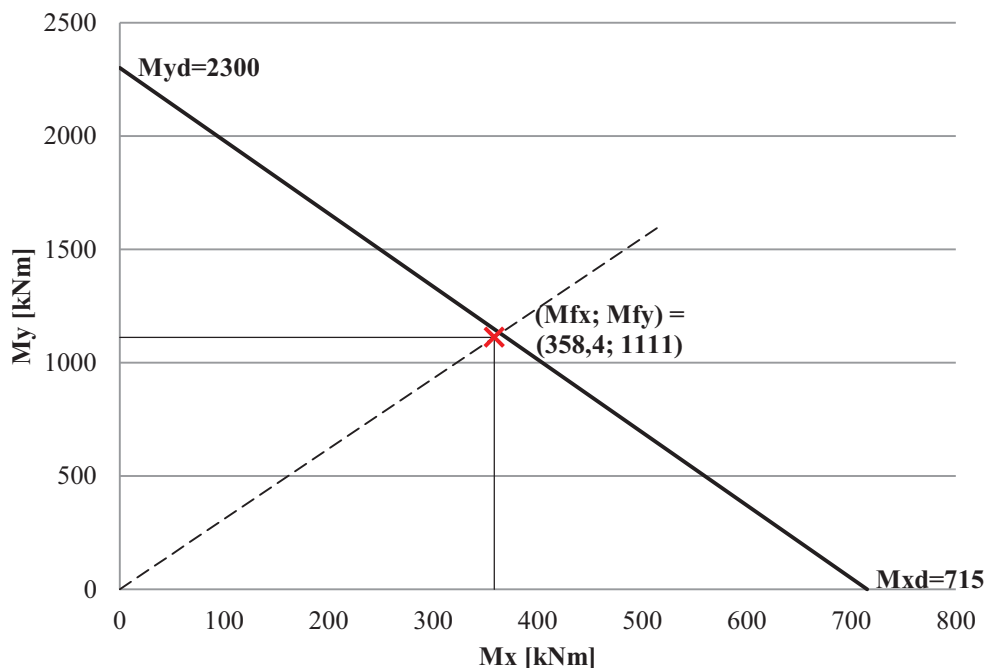
Kapasitetene for x- og y-retning finnes på tilsvarende måte som for maksimal aksialkraft; fra tilhørende M-N-diagram, men der dimensjonerende aksialkraft er $N_f = 1310 \text{ kN}$. Det gir følgende momentkapasiteter:

$$M_{xd} = 715 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 2300 \text{ kNm}$$

Interaksjonsutnyttelsen er grafisk fremstilt i figur 10.13, numerisk blir den:

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} = 0,98$$



Figur 10.13: Biaksial bøyning for midtsnitt søyle – ii) maksimalt moment om x-aksen

Lasttilfellet med maksimalt moment om x-aksen er så vidt innenfor kapasitetsbegrensningen for biaksial bøyning. Utnyttelsesgraden er 98 %.

iii) Maksimalt moment om y-aksen

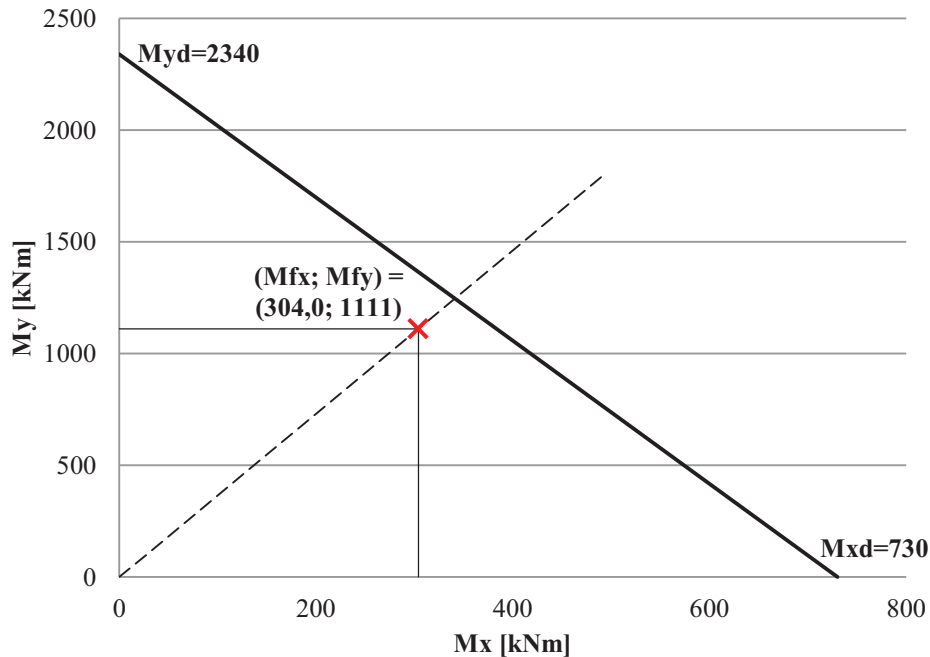
Kapasitetene for bøyning om x- og y-aksen, M_{xd} og M_{yd} , finnes på tilsvarende måte som for maksimal aksialkraft; fra tilhørende M-N-diagram, men der dimensjonerende aksialkraft er $N_f = 1579 \text{ kN}$. Kapasitetene blir da:

$$M_{xd} = 730 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 2340 \text{ kNm}$$

Interaksjonsutnyttelsen er fremstilt grafisk i figur 10.14, numerisk blir den:

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} = 0,89$$



Figur 10.14: Biaksial bøyning for midtsnitt søyle – iii) maksimalt moment om y-aksen

Utnyttelsen er høy for biaksial bøyning med maksimalt moment om y-aksen, men dette lasttilfellet er mindre enn for maksimalt moment om x-aksen. Kapasiteten for biaksial bøyning har en utnyttelsesgrad på 89 %, og er derfor tilstrekkelig.

10.3 Kapasitet i topp søyle

En kontroll av søylens tverrsnitt i topp gjøres for å verifisere kapasiteten. Beregningene baseres på resultatene fra kapittel 10.2, hvor det ble funnet at søylen er kort. Søylen tverrsnitt i topp tilsvarer snitt 3-3 i figur 10.3, og momentene i dette snittet tilsvarer momentene funnet for søyletopp i kapittel 10.1. Dimensjonerende krefter i topp søyle er listet opp i tabell 10.4.

Tabell 10.4: Dimensjonerende krefter i søyletopp akse 9

		N_f [kN]	M_{fx} [kNm]	M_{fy} [kNm]
i)*	Maksimal aksialkraft	1837	81,7	110
ii)*	Maksimalt moment om x-aksen	1310	285	216
iii)*	Maksimalt moment om y-aksen	1579	350	216

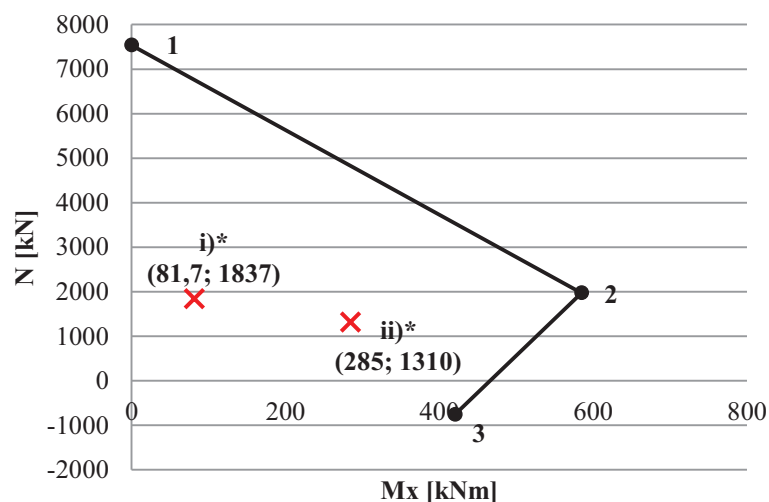
10.3.1 Bøyning om x-aksen

Framgangsmåten for å finne kapasitetsbegrensningene for M_x -N-diagrammet i topp søyle er tilsvarende som for midtsnittet. Se kapittel 10.2.1. For topp søyle med bøyning om x-aksen blir moment- og aksialkraftkapasitet for tre ulike tøyningstilstander som vist i tabell 10.5.

Tabell 10.5: Moment- og aksialkraftkapasitet i søyletopp, bøyning om x-aksen

Tøyningstilstand	Aksialkraftkapasitet N [kN]	Momentkapasitet M [kNm]
1	7539	0
2	1972	585
3	-756	421

M_x -N-diagrammet blir dermed som vist i figur 10.15.

Figur 10.15: M_x -N-diagram for søyletopp akse 9, bøyning om x-aksen

Av figuren framkommer det at de dimensjonerende lastvirkningene for kombinasjon av N_f og M_{fx} , markert med røde kryss, er godt innenfor kapasitetslinjen, både for tilfelle i)* maksimal aksialkraft og ii)* maksimalt moment om x-aksen. Det vil si at søylens tverrsnitt i topp er tilstrekkelig for bøyning om x-aksen.

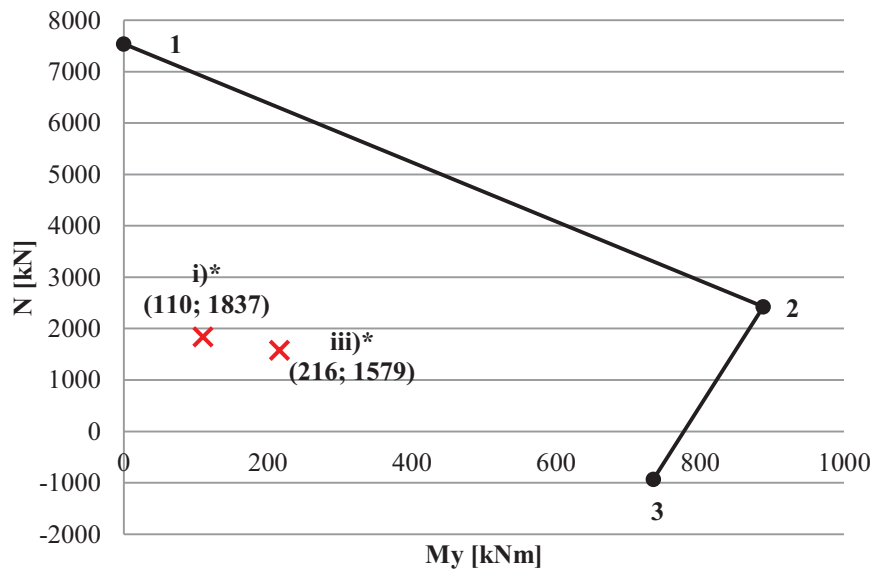
10.3.2 Bøyning om y-aksen

Framgangsmåten for å finne kapasitetsbegrensningene for M_y -N-diagrammet i topp søyle er tilsvarende som for midtsnittet. Se kapittel 10.2.2. For topp søyle med bøyning om y-aksen blir moment- og aksialkraftkapasitet for tre ulike tøyningstilstander som vist i tabell 10.6.

Tabell 10.6: Moment- og aksialkraftkapasitet i søyletopp, bøyning om y-aksen

Tøyningstilstand	Aksialkraftkapasitet N [kN]	Momentkapasitet M [kNm]
1	7539	0
2	2426	888
3	-936	735

M_y - N -diagrammet blir dermed som vist i figur 10.16.



Figur 10.16: M_x - N -diagram for søyle topp søyle akse 9, bøyning om x -aksen

Av figuren framkommer det at de dimensjonerende lastvirkningene N_f og M_{fy} , markert med røde kryss, er godt innenfor kapasitetslinjen, både for tilfelle i)* maksimal aksialkraft og iii)* maksimalt moment om y -aksen. Det vil si at søylens tverrsnitt i topp er tilstrekkelig for bøyning om y -aksen.

10.3.3 Biaksial bøyning

Framgangsmåten for kontroll av biaksial bøyning er beskrevet under kapittel 10.2.3. Begrensningen for bøyning om to akser er gitt av:

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} \leq 1$$

Momentkapasitetene for x - og y -retning, M_{xd} og M_{yd} , finnes ved å lese av tilhørende M - N -diagram for aktuell dimensjonerende aksialkraft N_f .

i)* Maksimal aksialkraft

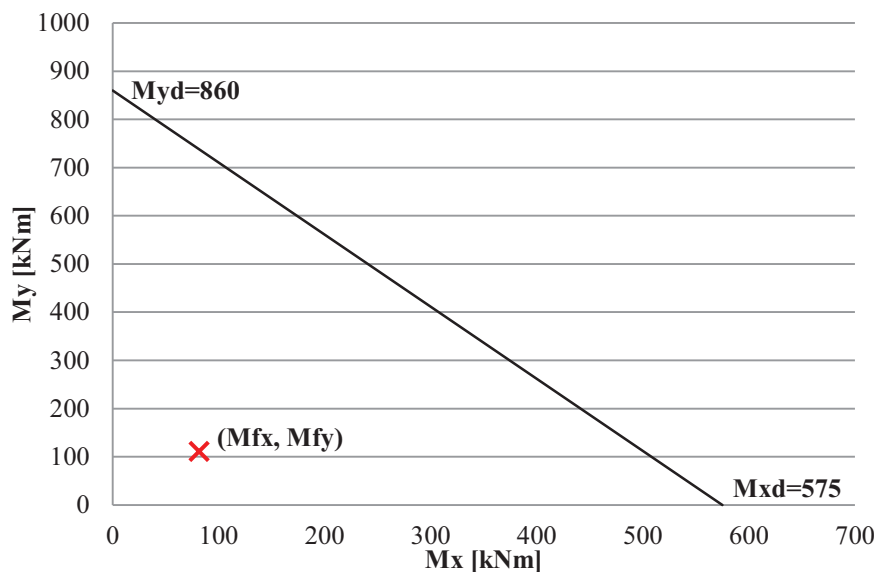
Kapasitetene for x - og y -retning finnes ved å lese av tilhørende M - N -diagram der dimensjonerende aksialkraft er $N_f = 1837 \text{ kN}$. Momentkapasitetene blir da:

$$M_{xd} = 575 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 860 \text{ kNm}$$

Interaksjonsutnyttelsen er fremtitt grafisk i figur 10.17, numerisk blir den:

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} = 0,27$$



Figur 10.17: Biaksial bøyning for søyletopp – i) maksimal aksialkraft

Av diagrammet framkommer det at kapasitet for biaksial bøyning i topp er tilstrekkelig for tilfellet med maksimal aksialkraft.

ii)* Maksimalt moment om x-aksen

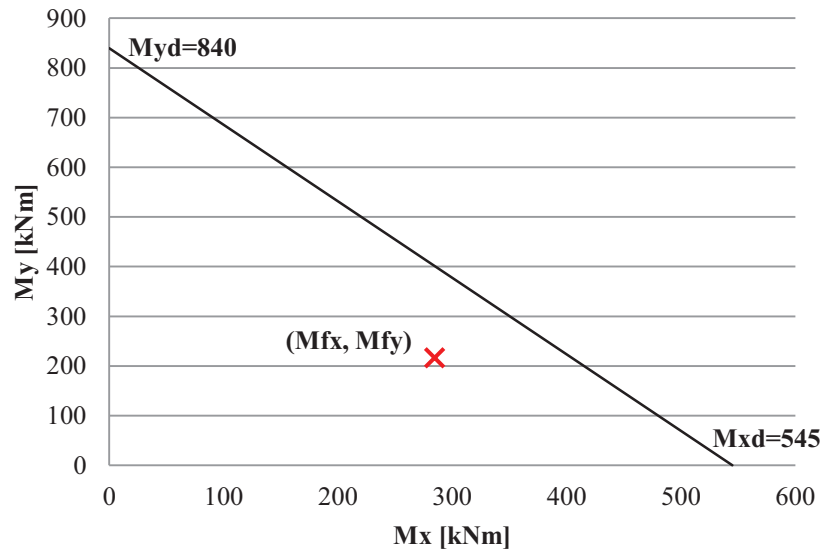
Kapasitetene for x- og y-retning finnes ved å lese av tilhørende M-N-diagram der dimensjonerende aksialkraft er $N_f = 1310 \text{ kN}$. Momentkapasitetene blir da:

$$M_{xd} = 545 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 840 \text{ kNm}$$

Interaksjonsutnyttelsen er fremtitt grafisk i figur 10.18, numerisk blir den:

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} = 0,78$$



Figur 10.18: Biaksial bøyning for søyletopp – ii) maksimalt moment om x-aksen

Av figuren framkommer det at kapasitet for biaksial bøyning i topp er tilstrekkelig for tilfellet med maksimalt moment om x-aksen.

iii)* Maksimalt moment om y-aksen

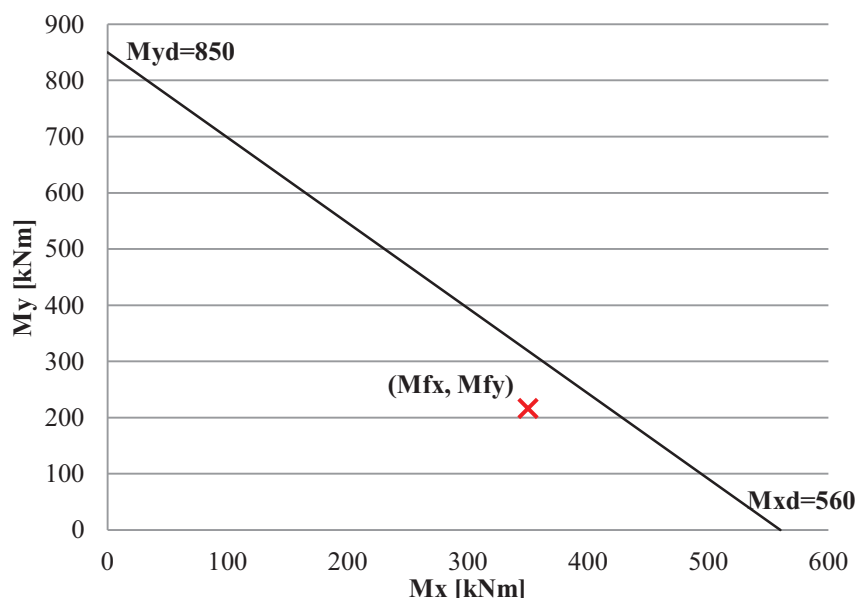
Kapasitetene for x- og y-retning finnes ved å lese av tilhørende M-N-diagram der dimensjonerende aksialkraft er $N_f = 1579 \text{ kN}$. Momentkapasitetene blir da:

$$M_{xd} = 560 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 850 \text{ kNm}$$

Interaksjonsutnyttelsen er fremtildt grafisk i figur 10.19, numerisk blir den:

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} = 0,88$$



Figur 10.19: Biaksial bøyning for søyletopp – iii) maksimalt moment om y-aksen

Av figuren framkommer det at kapasitet for biaksial bøyning i topp er tilstrekkelig for tilfellet med maksimalt moment om y-aksen.

10.4 Oppsummering

Søylekapasiteten er så vidt tilstrekkelig. Ifølge knekningsberegninger og slankhetskrav er søyle i akse 9 kort og 2. ordens effekter er derfor ikke inkludert. Dimensjonerende moment og aksialkraft for bøyning om én akse er godt innefor kapasitetsbegrensningen for alle tilfeller av de kontrollerte lastkombinasjonene (se M-N-diagrammene i figur 10.7, 10.10, 10.15 og 10.16).

For biaksial bøyning er kapasiteten i midtsnittet tilnærmet fullt utnyttet for lasttilfelle ii) maksimalt bøyemoment om x-aksen. Tverrsnittet i topp har lavere utnyttelsesgrad for dette tilfellet. Det skyldes hovedsaklig at horisontale laster gir mindre bidrag til moment i topp, og dimensjonerende moment i y-retning blir derfor betydelig mindre. Dimensjonerende snittkrefter og kapasiteter for biaksial bøyning er oppsummert i tabell 10.7 og 10.8, for henholdsvis søylens midtsnitt og topp.

Tabell 10.7: Utnyttelsesgrad for biaksial bøyning i søylens midtsnitt

		Dimensjonerende moment [kNm]		Momentkapasitet [kNm]		Utnyttelsesgrad
		M_{fx}	M_{fy}	M_{xd}	M_{yd}	
i)	Maks. aksialkraft	67,9	142	740	2380	0,15
ii)	Maks. moment om x-aksen	358	1111	715	2300	0,98
iii)	Maks. moment om y-aksen	304	1111	730	2340	0,89

Tabell 10.8: Utnyttelsesgrad for biaksial bøyning i søyletopp

		Dimensjonerende moment [kNm]		Momentkapasitet [kNm]		Utnyttelsesgrad
		M_{fx}	M_{fy}	M_{xd}	M_{yd}	
i)	Maks. aksialkraft	81,7	110	575	860	0,27
ii)	Maks. moment om x-aksen	285	216	545	840	0,78
iii)	Maks. moment om y-aksen	350	216	560	850	0,88

11 Sammenligning og verifikasjon

Nerlandsøybrua er modellert to ganger tidligere. Rambøll har laget en modell i NovaFrame i 2011 ved klassifisering av brua [38], mens Munthe-Kaas laget en modell i Focus konstruksjoner i forbindelse med sin masteroppgave høsten 2013 [37]. Modellen i denne oppgaven er generelt sett mer omfattende enn de to foregående modellene, og i dette kapitlet sammenlignes resultatene fra de to modellene med resultatene fra NovaFrame-modellen som er utviklet i denne oppgaven.

11.1 Sammenligning med Focus-modell

Munte-Kaas har i sin masteroppgave modellert Nerlandsøybrua i *Focus konstruksjoner 2013*. Dette programmet er på flere områder mer begrenset enn NovaFrame. Blant annet er det begrensninger for egendefinerte tverrsnitt. I Focus-modellen er det derfor benyttet en forenkling av bruoverbygningens tverrsnitt, hvor bruplata har konstant tykkelse 190 mm over hele brua og kantdragerne er neglisjert. Søylene er dessuten modellert med lik tykkelse over hele høyden. Forenklinger av tverrsnitt påvirker konstruksjonens stivhetsegenskaper samt egenvekten av konstruksjonen. Tverrsnittet i NovaFrame-modellen i denne oppgaven stemmer bedre overens med det virkelige tverrsnittet.

Det er ikke muligheter for å legge inn spennarmering i Focus-modellen. Kraftvirkningen fra spennarmeringen må derfor beregnes for hånd og påføres som ytre last. Munthe-Kaas har beregnet kraftvirkningen fra forspenning ved å legge all spennarmeringen i spennarmeringens tyngdepunkt. Som beskrevet i kapittel 7.7.2 *forspenningslast*, beregner NovaFrame lastvirkning på bakgrunn av spennarmeringen som er lagt inn i modellen. Tap av forspenning er i denne oppgaven er beregnet ved hjelp av NovaFrame, mens Munthe-Kaas ikke har tatt hensyn til tap ved beregning av lastvirkning fra forspenning.

Som beskrevet i kapittel 7.2.3 *trafikklast* er det muligheter for å legge inn trafikklast i NovaFrame. Denne muligheten finnes ikke i Focus. Dette er en av faktorene som gjør NovaFrame mer egnet til vurdering av brukonstruksjoner enn Focus. Som beskrevet i det nevnte kapitlet benyttes likevel ikke denne funksjonen i NovaFrame i denne oppgaven.

I denne oppgaven er det også tatt hensyn til flere laster enn i oppgaven til Munthe-Kaas. Dette omfatter følgende laster:

- Bremselast
- Sidelast
- Last fra kryp og svinn i betongen
- Temperaturlast
- Vindlast

Munthe-Kaas har beregnet dimensjonerende snittkrefter for hovedfeltet (akse 10-11) og for feltene i akse 1-4. Disse resultatene kan brukes for å verifisere resultatene fra NovaFrame-modellen. Tabell 11.1 viser resultatene fra NovaFrame-modellen i denne oppgaven og Focus-modellen til Munthe-Kaas.

Tabell 11.1: Resultatet fra Focus-modell og NovaFrame-modell

	NovaFrame-modell	Focus-modell	Avvik
Feltmoment akse 1-4 [kNm]	2 200	2 200	0 %
Feltment akse 10-11 [kNm]	11 180	9 930	11 %
Støttemoment akse 1-4 [kNm]	-2 500	-2 270	9 %
Støttemoment akse 10 [kNm]	-22 320	-17 570	21 %
Skjær akse 1-4 [kN]	930	760	18 %
Skjær akse 10 [kN]	1 990	2 170	-8 %

Av tabellen framkommer det at avvikene er størst for resultatene i hovedspennet og over støtte ved hovedspennet. Ved nærmere undersøkelser kommer det frem at dette i hovedsak skyldes tvangsmomentet fra spennarmeringen. Det totale momentet er uttrykt som summen av primærmoment (M_p) og tvangsmomentet (M_{tvang}). Tabell 11.2 og 11.3 viser avviket mellom momentene fra forspenning for henholdsvis feltmoment og støttemoment i de to modellene.

I felt

Tabell 11.2 viser feltmoment fra forspenning i Focus-modell og NovaFrame-modellen.

Tabell 11.2: Feltmoment fra forspenning

	Focus-modell	NovaFrame-modell	Avvik
M_{tot} [kNm]	-3460	-2770	20 %
M_p [kNm]	-4930	-5780	-15 %
M_{tvang} [kNm]	1470	3010	-51 %

Over støtte

Tabell 11.3 viser støttemoment fra forspenning i Focus-modell og NovaFrame-modellen.

Tabell 11.3: Støttemoment fra forspenning

	Focus-modell	NovaFrame-modell	Avvik
M_{tot} [kNm]	7670	7780	1 %
M_p [kNm]	5840	5010	14 %
M_{tvang} [kNm]	1830	2770	34 %

Det er mindre avvik mellom totalmomentene enn mellom tvangsmomentene. Avviket mellom tvangsmomentene skyldes altså i større grad avvik i primærmoment. Spesielt gjelder dette for

moment over støtte. Det er flere faktorer som kan gjøre at momentene fra spennarmeringen avviker i de to modellene:

- Ulike eksentrisiteter og ulike geometri for spennarmeringen
- Ulik input for materialparametere
- Usikkerhet knyttet til hvordan NovaFrame påfører spennkrefter
- Ulik behandling av spennkrafttap

11.2 Sammenligning med Rambølls NovaFrame-modell

NovaFrame-modellen til Rambøll skiller seg fra modellen i denne oppgaven på flere områder. Rambøll har blant annet modellert brua med noe annerledes randbetingelser enn det er gjort i denne oppgaven.

Rambøll har i likehet med denne oppgaven brukt en manuell plassering av trafikklast for Bk 10.

I denne oppgaven er det tatt hensyn til flere laster enn det Rambøll har gjort i sin modell. Laster som inkluderes i denne oppgaven, og som Rambøll ikke tar hensyn til i sin vurdering omfatter:

- Bremselast
- Sidelast
- Temperaturlast
- Vindlast

Rambøll betrakter bare felt- og støttemoment for hovedspennet i sin vurdering, og gir dermed en mindre fullstendig vurdering av brua.

Det er også verdt å merke seg at Rambøll har brukt lastfaktor 1,3 for trafikklast i lasttilfelle a (for Rambøll er det kun lasttilfelle a som er relevant, da de kun vurderer én type variabel last), mens det i denne oppgaven er brukt 1,4.

Tabell 11.4 oppsummerer resultatene fra Rambølls modell og fra modellen i denne oppgaven.

Tabell 11.4: Sammenligning dimensjonerende moment

	Denne oppgaven	Rambøll	Avvik
Feltmoment akse 10-11 [kNm]	11 180	10 330	7,6 %
Støttemoment akse 10 [kNm]	22 320	21 840	2,2 %

Fra tabellen over fremkommer det at avvikene i forhold til Rambøll sine verdier er relativt små. Disse avvikene kan skyldes flere subjektive valg, for eksempel utforming av modellen lastplasseringer og -tilfeller.

For denne oppgaven er lasttilfelle a, med trafikklast som dominerende variabel last, kritisk for både støtte- og feltmoment. Dette betyr at lastvirkning fra temperatur- og vindlast ikke har innvirkning på det dimensjonerende momentet. Sidelast har heller ikke innvirkning på momentet i lengderetning, og den eneste lasten som virker i lengderetning, som Rambøll ikke har med i sin vurdering, er bremselast. Bremselast gir et ekstra bidrag til momentet, men den største forskjellen skyldes ulikt bidrag fra tvangskrefter på grunn av spennarmeringen.

Resultatene i denne oppgaven er mer like resultatene Rambøll oppnår i sin vurdering, enn det Munthe-Kass har fått fra Focus-modellen.

12 Konsekvenser av armeringskorrosjon

For å kunne bedømme sikkerheten til en korrodert betongkonstruksjon er det nødvendig å ha forståelse for hvordan betongkonstruksjoner reagerer på korrosjon. I dette kapitlet gjennomgås en beskrivelse av hvordan armeringskorrosjon påvirker betongkonstruksjoner.

Det eksisterer per i dag lite litteratur som omhandler hvordan nedbrytningsmekanismer i betong påvirker mekaniske egenskaper, men flere har foreslått ulike modeller for kapasitetsberegning av konstruksjoner som er korrosjonsskadet. Disse modellene er imidlertid basert på helt spesielle betingelser, og er derfor lite egnet for konstruksjoner med naturlige skader. I de fleste studiene som er gjort fremskyndes korrosjonsskader på prøveelementer, for deretter å påføres last. I virkeligheten er dette to prosesser som foregår samtidig, og lastpåkjenningen kan akselerere initieringen av korrosjon. I forsøkene er armeringsstengene som regel påkjent av uniform korrosjon langs hele lengden. Kloridinitiert korrosjon vil gi korrosjon som er sentrert til mindre områder. Det er vanskelig å si noe om hvilken betydning disse ulikhetene mellom prøveelementer og virkelige konstruksjoner har [37].

Som resultat av ulike studier er det foreslått en del formler og retningslinjer for beregning av heft-, moment- og skjærkapasitet til bjelker og plater avhengig av hvor mye konstruksjonen er skadet. Noen av disse presenteres i dette kapitlet.

12.1 Redusert armeringsareal

Ved uniform korrosjon og pittingkorrosjon vil det effektive armeringstverrsnittet reduseres jevnt eller lokalt. Armeringsreduksjonen er enklest å finne ved direkte måling. For en konstruksjon med delaminering kan det gjenværende arealet måles etter at rust er fjernet. For mindre korroderte konstruksjoner hvor delaminering ikke har funnet sted, kan overdekningen meisles bort i ukritiske områder. [40]

For heftfasthet antas reduksjon avhengig av hvor mye armeringen har korrodert, og om det er tverrarmering eller ikke utenpå lengdearmeringen. For moment- og skjærkapasitet regnes det med reduserte tverrsnitt for armeringen og betongen avhengig av en del angitte kriterier. Dette forslaget baserer seg dels på forsøksresultater og dels på antakelser om skadetilstand, avhengig av hvor mye armeringen har korrodert.

Ved armeringskorrosjon kan det antas at diameteren av armeringsstengene reduseres i henhold til følgende uttrykk [41]:

$$\Phi_t = \Phi_0 - \alpha P_x$$

Hvor:

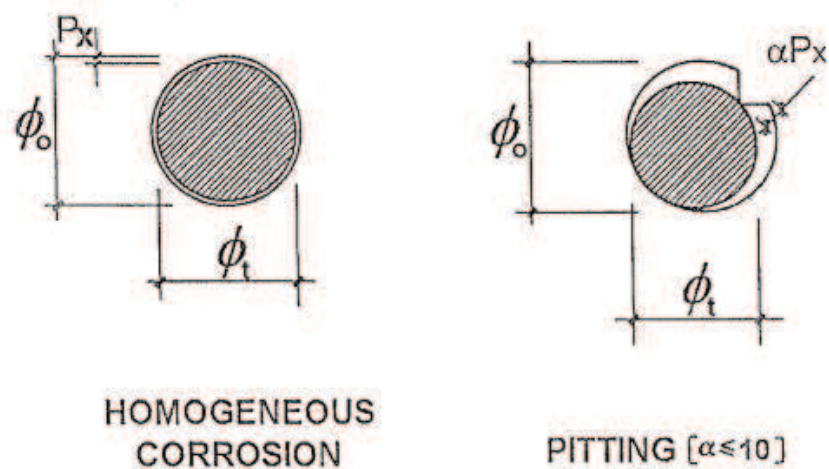
Φ_t = diameteren i mm etter tiden t i år

Φ_0 = den nominelle diameteren i mm

α = en faktor som er 2 for karbonatisert betong og opp til 10 for kloridinitiert korrosjon.

P_x = gjennomsnittlig reduksjon av radius til stangen i mm pr. år.

De modellene som er benyttet for reduksjon av armeringstverrsnittet ved korrosjon fra karbonatisering og klorider er vist i figur 12.1.



Figur 12.1: Antatte modeller for reduksjon av armeringsarealet ved karbonatisering og klorid initiert korrosjon [41]

De foreslåtte verdiene for α relaterer til enkeltstenger og ved flere enn 3 stenger kan α reduseres noe.

P_x er uttrykt som:

$$P_x = 0,0115 I_{corr} t$$

hvor $0,0115 I_{corr}$ uttrykker korrosjonshastigheten i mm per år dersom strømstyrken, I_{corr} , er uttrykt i $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. I_{corr} kan måles ved potensialmåling, som beskrevet i kapittel 3.2.1.

Avhengig av miljøet er det foreslått verdier for I_{corr} som vist i tabell 12.1. Ved å sette $I_{corr} = 1,0 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, som er ganske representativt for korrosjon forårsaket av klorider, blir korrosjonshastigheten $\approx 0,01$ mm per år.

Tabell 12.1: I_{corr} for forskjellige miljøklasser [41]

Miljøklasser		I_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)		Hastighet (mm/år)
0	Ingen korrosjon	~0,01		0,0001
Karbonatisering		Delvis	Fullstendig	
C1	Tørt eller helt vått	~0,01	~0,01	0,0001
C2	Vått, sjeldent tørt	0,1 – 0,5	0,2 – 0,5	0,001 – 0,005
C3	Moderat fuktig	0,05 – 0,1	0,1 – 0,2	0,0005 – 0,002
C4	Syklisk vått – tørt	0,01 – 0,2	0,2 – 0,5	0,0001 – 0,005
Klorid initiert korrosjon				
D1	Lite fuktig	0,1 – 0,2		0,001 – 0,002
D2	Vått, sjeldent tørt	0,1 – 0,5		0,001 – 0,005
D3	Syklisk vått – tørt	0,5 – 5		0,005 – 0,05
S1	Lett sjøsprut	0,5 – 5		0,005 – 0,05
S2	I sjøvann	0,1 – 1		0,001 – 0,01
S3	Tidevannssone / mye sjøsprut	1 – 10		0,01 – 0,1

12.2 Duktilitet og styrke

Flere studier har undersøkt effekten av uniform korrosjon på materialegenskapene til armering. Det viser seg at flytespenningen, fasthetsforholdet og elastisitetsmodulen for armeringen i liten grad påvirkes av korrosjon. Fasthetsegenskapene for ukorrodert armering kan derfor brukes for korrodert armering. Nivået av korrodert armering påvirker ikke strekkfastheten til armeringen ved beregninger basert på det aktuelle armeringstverrsnittet. Bruddtøyningen reduseres derimot markant på grunn av uniform korrosjon [40].

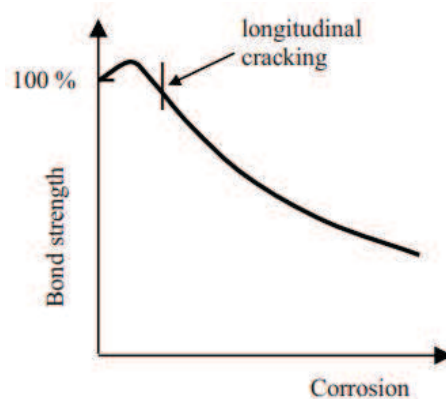
Du et al. [48] har i en studie undersøkt hvordan armeringstype og diameter av armeringsstenger påvirker stålets materialegenskaper ved korrosjon. Rundstål er mer utsatt for korrosjon enn kamstål. Når kamstål korroderer, korroderer kammene og tverrsnittet, mens for rundstål er det kun tverrsnittet som korroderer. Dermed vil det gjenværende armeringsarealet for rundstål være mindre enn kamstål, og restkapasiteten vil være mindre for rundstål. Selv om målte reduksjoner i bruddtøyning og forlengelse av armering med mindre diameter var generelt større enn de med stor diameter, var forskjellen ikke større enn 5 %. Du et al. konkluderte dermed med at duktilitet for korrodert armering primært en funksjon av mengden korrosjon og ikke armeringstype og diameter.

12.3 Heftfasthet

Heft kan beskrives som skjærspenninger på overflaten av innstøpte armeringsstenger, og sørger for samvirke mellom betong og armeringsstål. Heft er nødvendig for hovedlastbæringen av bøyning, skjær og aksiallast. Ved armeringskorrosjon som følge av karbonatisering, eller ved aksellerert korrosjon i laboratium, vil det trolig få konsekvenser for heftfastheten først. Som regel vil synlige spalteriss i overdekningen utenfor armeringen være et tegn på at konstruksjonen er korrosjonsskadet. Heftfastheten trenger imidlertid ikke

påvirkes av det første spalterisset, hvertfall ikke hvis bøyer eller annen tverrarming ligger utenfor armeringen som krysser risset. På overflaten mellom armeringen og betongen vil det dannes et korrosjonsprodukt, som reduserer heftfastheten. Dette kan redusere brukstiden til konstruksjonen.

Forsøk har vist at litt rust er gunstig for heftfastheten, men heftfastheten avtar sterkt etter hvert. Dette er illustrert i figur 12.2, og kan forklares med at armeringen i betongen ikke kan bevege seg like mye hvis mengden korrosjonsprodukt øker, siden den da påfører den utenomliggende betongen et innvendig trykk. I de tidligste fasene av korrosjon øker armeringsstålets ruhet. Dette øker friksjonen mellom armeringen og betongen.



Figur 12.2: Utvikling av heftfasthet ved korrosjon [45]

Som regel er tap av heftfastheten bare et problem når det gjelder forankring av armeringsstenger ved opplegg og omfaring. Heftspenningene er vanligvis ikke større enn at armeringen i bjelke- eller platespenn vil klare å overføre disse selv om deler av overdekningen er borte.

I utgangspunktet skal armeringsskjøter plasseres der det er lite kraft i armeringen, men dette kan være vanskelig å få til i praksis. Det er derfor viktig å være oppmerksom på korrosjonsskader der armeringen avtrappes eller avsluttes, og der skjøter må ta kraftoverføring. Derfor bør korrosjonsskader i et forankringsskjøteområde utbedres tidligst mulig. Utenforliggende tverrarming er som regel tynnere enn lengdearmingen. Denne armeringen kan være sterkt korrosjonsutsatt uten at langsgående spalteriss langs hovedarmeringen synes. På den måten kan korrosjonsskadene være uoppdaget. Dette gjelder spesielt bøylehjørner.

De to armeringstypene, kamstål og glattstål, baserer seg på forskjellig kombinasjon av heftfasthet for lastbæring. Heft for glattstål baserer seg på friksjon og adhesjon, mens heft for kamstål baserer seg på friksjon, adhesjon og mekanisk låsing.

Glattstål har en tendens til å svikte ved at den utrives fra betongen uten å lage stor skade på betongen. Kamstål med liten overdekning svikter ved langsgående riss. Hvis overdekningen er større vil kamstålet rives ut og kammene knuser den omliggende betongen. Kamstål har høyere heftfasthet enn glattstål med lik diameter. Heftspenningene fra kamstål på betongen

kan deles inn i to komponenter som virker aksialt og normalt langs lengden av armeringsstangen.

Påvirkningen av individuelle parametere på heftfastheten er gitt ved [39]:

$$f_{bu} = \beta \sqrt{f_{cu}}$$

β varierer avhengig av om det er glattstål, kamstål eller armeringsnett, og om armeringen virker i trykk eller strekk. f_{bu} er hefttrykk, og f_{cu} er betongens trykkfasthet.

Nøkkelparameterne som beskriver effekten av heftfasthet er:

- c/D-forhold (forholdet mellom betongoverdekning og lengdearmeringens diameter)
- Betongens strekkfasthet
- Mengde korrosjon
- Korrosjonshastighet

Tepfers uttrykk for interne trykkrefter er anvendelig for både heftstyrke for ukorroderte og korroderte armeringsstenger. Det er foreslått å bruke Tepfers uttrykk med en modifikasjonsfaktor for påvirkningen av korrosjon [39]:

$$f_b = f(\text{corrosion})0,6(0,5 + \frac{c}{D})f_{ct}$$

Produktet av $f(\text{corrosion})$ og 0,6 uttrykkes med en faktor k:

$$f_b = k(0,5 + \frac{c}{D})f_{ct}$$

hvor $k = 0,44 - 0,015A_{\text{corr}}$. A_{corr} representerer mengden armeringsareal som har gått tapt på grunn av korrosjon. Kammene vil korrodere først. Forskjellige nominelle diametre har ulikt kammareal, og vil kreve forskjellig A_{corr} for det korroderte kammarealet [39].

Ved å kombinere heftfastheten for lengdearmering og bøylearmering fås følgende formel:

$$f_b = k \left(0,5 + \frac{c}{D} \right) f_{ct} + \frac{k_{\text{link}} A_{sv}}{s_v D}$$

Webster [39] har ved hjelp av testdata fra Rodriguez et al. funnet k_{link} til å være 75,1. A_{sv} er bøylearmeringens areal, D er lengdearmeringens diameter begrenset av bøyene og s_v er avstanden mellom bøylearmeringen.

Fang et al. [42] har studert betydningen av korrosjonsgraden på heftfastheten. I studien ble det tatt tester med kamstål og glattstål, med og uten bøyler. Med økende korrosjonsnivå avtok heftegenskapene raskt. Ved 9 % korrosjon var heftfastheten kun en tredjedel av den ukorroderte referanseprøven. I prøver med kamstål og bøyler var heftegenskapene lite påvirket av korrosjonsgraden. Almusallam et al. [9] fant at maksimal heftfasthet ble oppnådd ved 4 % korrosjon. Heftfastheten på dette tidspunktet var nesten 13 % høyere enn

heftfastheten til den ukorroderede kontrollbjelken. Med mer enn 4 % korrosjon fås et markant fall i heftfastheten og glidningen øker med avtagende bruddlast. Fallet kommer plutselig for kamstål på grunn av oppsprekking av betongoverdekningen. Ved økt korrosjonsgrad vil kamstål opptre mer som glattstål siden kammene reduseres. Heftbrudd oppstår ved lavere laster fordi stålet da mister mye av sin forankringsevne til betongen. Korrosjonsmaterialet fungerer som et smøremiddel som reduserer friksjonen. Da korrosjonsnivået oversteg 25 % opplevde kamstålet en kraftig reduksjon i heftfastheten. Dette fallet fortsatte opp til 45 %. Heftfastheten hadde ingen stor effekt av ytterligere korrosjon. Dette kommer av at rissene som oppstår på et tidspunkt ikke lenger påvirker heftfastheten betydelig. Armeringen mister mye av forankringskraften ved brede nok riss, og en fortsatt økning i rissvidden vil ikke ha effekt på heftfastheten i betongen da armeringen lett kan dras ut av betongen.

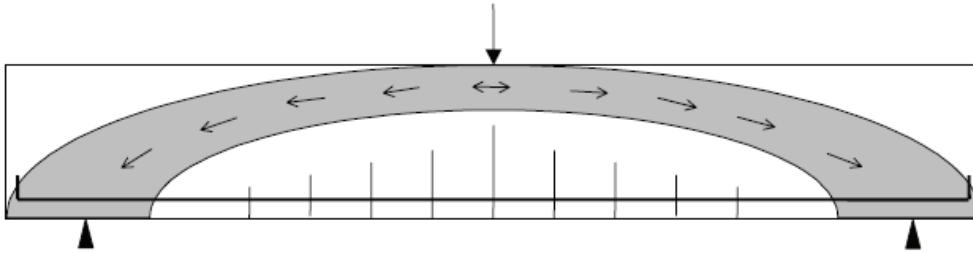
Hanjari et al. [10] utførte eksentriske uttreksprøver for å studere effekten av korrosjon som fører til riss og effekten av korroderede og ukorroderede armeringsbøyler på forankringen av deformerte armeringsstenger. Prøvene med høyest korrosjonsgrad hadde opp mot 20 % vekttap på lengdearmeringen og 35 % på bøylearmeringen. Uttreksforsøkene ble gjort på tre prøver med ulike armeringsarrangement og korrosjon på lengdearmering og bøylearmering.

- Type A: uten bøyler, lengdearmering var utsatt for korrosjon
- Type B: med bøyler, kun lengdearmeringen var utsatt for korrosjon
- Type C: med bøyler, lengdearmering og bøyler var utsatt for korrosjon

Generelt viste resultatene at heftfastheten var mindre påvirket av korrosjon når konstruksjonsdelen hadde bøyler. Dette illustrerer viktigheten av bøylearmering etter at betongen begynner å risse. Ved avskalling av betongoverdekningen er det kun bøylearmeringen som hindrer tverrutvidelse. Plassering av lengdearmering for prøvene uten bøyler, type A, hadde stor betydning. Ved 8,7 % korrosjon hadde hjørnestengene opp mot 50 % reduksjon i heftfastheten. For at langsgående riss skal oppstå på overflaten, kreves større korrosjonsgrad når overdekningstykkelsen øker. Overdekningstykkelsen påvirker ikke heftfastheten.

Plassering av lengdearmering for prøvene i type B og C hadde mindre å si. Resultatene viste at reduksjon i heftfastheten var minst for type B. Grunnen til dette er sannsynligvis den effektive interaksjonen mellom bøyler og hovedarmeringen i hjørnene av tverrsnittet. For type C ble konklusjonen at det kreves stor grad av korrosjon. Over 50 % korrosjon kreves før nevneverdig tap av heftfasthet oppsto. Dette kan tilsvare en situasjon hvor det er brudd i bøylebein på grunn av pittingkorrosjon eller hvor bøyler nesten er borte på grunn av uniform korrosjon.

En bjelkes kapasitet avhenger av heft for å kunne overføre krefter fra strekkarmeringen til betongen. Når heften avtar, avtar også overføringen av krefter mellom armeringsstålet og betongen. Dersom heften forsvinner fullstendig vil armeringsstålet og betongen virke uavhengig av hverandre. Bjelken vil da enten gå til brudd, eller finne andre måter å bære lasten på. En måte er å bære lasten som en bue, som illustrert i figur 12.3 [39].



Figur 12.3: Buevirkning ved tap av heft [39]

Konstruksjoner utsatt for uniform korrosjon vil bli utsatt for størst reduksjon av heftfasthet. Heftproblemer vil derfor være mest relevant for konstruksjoner utsatt for karbonatiseringskorrosjon og elementer som er påført uniform korrosjon i lab. For kloridinitiert korrosjon er det mer aktuelt å betrakte reduksjon av armeringsareal, da pittingkorrosjon gir store lokale spenninger i armeringen.

12.4 Opprissing av betong

Armeringskorrosjon kan forårsake opprissing av omkringliggende betong. Hvor mye korrosjon som skal til før opprissing skjer avhenger av flere faktorer. Noen av de mest avgjørende parametrene er [39]:

- Betongoverdekningens tykkelse
- Strekkapasiteten til betongoverdekningen
- Armeringsdiameter
- Armeringstang med rust opptar større volum enn opprinnelig armeringsstang
- Rustprodukt innlemmes i porene i den omkringliggende betongen uten å skape spenninger i betongen.

12.4.1 Ekspansjon av armeringsstenger

Kamstål vil generere langsgående og radielle spenninger i betongen ved lastpåkjenning. For betongoverdekningsforhold $c/D < 2,5$, vil radielle spenninger være kritisk og bestemme når overdekningen risser.

Tepfers har sett på bruken av elastisk, plastisk og delvis risset tykkveggede sylindremodeller for å forutsi belastningen som forårsaker brudd i en utrivningstest. Selv om Tepfers arbeid egentlig omhandler heftstyrke, finner han også når overdekningen risser. Tepfers fant at den elastiske modellen ga lasten som startet rissene ved overgangen mellom armeringen og betongen, mens den delvis rissede elastiske modellen tilsvarte den lasten som gjorde at rissene gikk rett gjennom betongoverdekningen. Dersom betongen har noe plastisk deformasjon kan bruddlasten bli noe høyere enn det c/D -forholdet tilsier. Den elastiske metoden ble funnet til å underestimere risslasten grovt. Det delvis rissede elastiske tilfellet ga en lavere grense for risslasten, mens det plastiske tilfellet ga en øvre grense. Tepfers foreslår da å bruke et gjennomsnitt av det delvis rissede og det plastiske tilfellet.

For det delvis rissede tilfellet gjelder følgende formel for utregning av interne trykkrefter som gir riss:

$$P_{cr.pce} = 0,6 \left(0,25 + \frac{c}{D} \right) f_{ct}$$

For det plastiske tilfellet gjelder:

$$P_{cr.plas} = 2f_{ct} \frac{c}{D}$$

Hvor

$P_{cr.pce}$ = trykk som gir riss i betongoverdekningen for delvis risset elastisk spenningstilstand (N/mm²)

$P_{cr,olas}$ = trykk som gir riss i betongoverdekningen for plastisk spenningstilstand (N/mm²)

D = armeringsdiameter

f_{ct} = betongens strekkapasitet

Tepfers tilnærming ved å bruke gjennomsnittet av $P_{cr.pce}$ og $P_{cr.plas}$ gir rimelige resultater sammenlignet med hans tester.

Det vil bli en netto radiell utvidelse, δr , av armeringsstengene på grunn av risstrykket. Dersom elastisk oppførsel antas, vil tøyningen i grenseflaten mellom armeringen og betongen være lik. Da kan δr regnes ut [39]:

$$\delta r = \frac{P_{cr}(1 + \nu_c)D}{2E_{c,eff}}$$

Hvor

ν_c = poisson's ratio

$E_{c,eff}$ = effektiv elastisitetsmodul

12.4.2 Rustindusert økning i armeringsvolum

Hvor mye rust som produseres ved korrosjon er avhengig av hvilken reaksjon som skaper rust. De to vanligste typene rust er $\text{Fe}(\text{OH})_2$ og $\text{Fe}(\text{OH})_3$. Volumet av rustproduktet er større for $\text{Fe}(\text{OH})_3$ enn for $\text{Fe}(\text{OH})_2$. Gjennomsnittlig volumforhold for disse rustproduktene og jern er 3,84.

Tapshastigheten av armeringsradius per år, $\Delta\delta r$, kan regnes ut ved bruk av Faradays lov:

$$\Delta\delta r = 11,6I_{corr}$$

der I_{corr} er korrosjonshastigheten ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)

Radielle ekspansjoner og reduksjoner er små i forhold til armeringsdiameteren. Når armeringen øker 3,84 enheter av radiusen for hver enhet den minker, fås en netto gevinst på 2,84 enheter [39]:

$$\Delta\delta r_{rust} = 2,84(11,6I_{corr})$$

12.5 Momentkapasitet

Armeringskorrosjon kan føre til redusert areal og duktilitet for armeringen, noe som kan ha konsekvenser for en konstruksjonsdels stivhet og styrke. Korrosjon fører også til en indre volumekspansjon som kan gi opprissing, og videre delaminering og bortfall av betongoverdekningen. Disse skadene gjør konstruksjonsdeler mer utsatt for nedbrytningsmekanismer, og kan akselerere disse prosessene.

Duktilitet gir mulighet for omlagring av bøyemoment ved å tillate at det dannes plastiske ledd i de mest påkjente snittene, såkalte flyteledd. Momentet kan reduseres i det kritiske snittet, men momentet må økes tilsvarende i en annen konstruksjonsdel for å opprettholde likevekt. Duktile element tillater riss og nedbøyning før elementet går til brudd. Dette kan oppnås ved å underarmere tverrsnittet. For et underarmert tverrsnitt flyter armeringen i strekk før betongen knuses i trykk, og betongtverrsnittet er dermed duktilt. Ved store korrosjonsskader vil redusert duktilitet redusere muligheten for omfordeling av krefter og moment, og dermed sette begrensninger for kapasiteten til konstruksjonen.

Betongoverdekningen kan skalle av hvis armeringen korroderer i trykksonen. Rodriguez et al. foreslår at dette tapet skal tas i betraktning i alle utregninger. Det er lite sannsynlig at dette vil ha stor innvirkning på momentkapasiteten for underarmerte elementer, da lastbæringen i hovedsak skjer ved strekkarmeringen. Tap av overdekning gir imidlertid en mindre momentarm slik at tverrsnittet kan bli overarmert. I overarmerte elementer knuses betongen før strekkarmeringen flyter og omlagring blir derfor ikke mulig.

Armeringsarealet vil reduseres på grunn av korrosjon. Denne reduksjonen kan variere avhengig av om pittingkorrosjon er til stede eller ikke. Den effektive armeringsdybden, d , vil neppe påvirkes med mindre det er vesentlig tap av overdekningen i trykksonen. Betongstyrken vil lite sannsynlig påvirkes nevneverdig av korrosjon.

Tabell 12.2 viser effekten av korrosjon på momentkapasitetens parametre.

Tabell 12.2: Effekt av korrosjon på momentkapasitetens parametre [39]

Parameter	Effekt av korrosjon
b, bredde	Mulig reduksjon i trykksonen på grunn av avskalling
d, armeringsdybde	Som ukorroderet, hvis ikke store deler av overdekningen i trykk er tapt
A_s , armeringsareal	Redusert tverrsnitt
f_y , flytespenning	Som ukorroderet

Rodriguez et al. foreslår knekking av trykkarmering i stedet for flyting som en mulighet når overdekningen har skallet av. Det er lite sannsynlig at dette reduserer momentkapasiteten i betydelig grad, da det er strekkarmeringen som i hovedsak bærer lasten. Med reduksjonen i trykkapasiteten som følge av redusert betongareal og redusert trykkarmering, må dybden til nøytralaksen øke for å balansere kraften som er tilgjengelig i strekkarmeringen. Tverrsnittet må kontrolleres for å sikre at strekkarmeringen fremdeles flyter før betongen knuser [39].

Ved bestemmelse av momentkapasitet ved korrosjonsskadede tverrsnitt er det viktig å vurdere hvor mye armeringstverrsnittet reduseres, og hvor mye som skal tillates i forhold til hvor mye strekkraft tverrsnittet er dimensjonert for. En prosentvis reduksjon i armeringstverrsnittet for underarmerte tverrsnitt vil føre til at momentkapasiteten avtar lineært. Trykkresultanten vil flytte seg nærmere strekksonen dersom betongoverdekningen i trykksonen reduseres. Den indre momentarmen reduseres og momentkapasiteten avtar. Delaminering er ikke nødvendigvis kritisk for kapasiteten på strekksiden, da det antas at betongen ikke tar opp strekkrefter. Dersom heftkapasiteten er for liten på grunn av delaminering vil spenningen i armeringen i det skadde området etter hvert jevne seg ut. Konstruksjonen kan da få større rissvidder og nedbøyning, noe som kan føre til at konstruksjonen i større grad utsettes for nedbrytningsmekanismer.

Når armeringsstenger er angrepet av pittingkorrosjon vil det bli store tøyninger i områder med endring i armeringstverrsnitt. Den gjennomsnittlige tøyningen av armeringsstangen vil være lavere enn den lokale tøyningen i gropen. Dette skyldes at angrepet skjer over en kort del av armeringsstangen. På grunn av dette går stangen til brudd ved langt lavere tøyninger enn bruddtøyningen til en ukorrodert stang. Kapasiteten vil avta hurtigere enn den gjennomsnittlige tverrsnittsreduksjonen siden det er dybden av gropen som er avgjørende og ikke det totale tverrsnittstapet. Momentkapasiteten bestemmes av reduksjon av tverrsnittet framfor reduksjonen av heftfastheten. For små diametre vil reduksjon av armeringsareal være mer dramatisk [37].

12.6 Skjærkapasitet

Korrosjon kan endre sannsynlig bruddtype ved å redusere skjærkapasiteten raskere enn den reduserer bøyekapasiteten. Det er tre grunner til dette [39]:

- Skjærbøyler ligger utenpå lengdearmeringen, og har dermed mindre overdekning enn lengdearmering. Dermed vil skjærbøylene korrodere først.
- Skjærbøyler har som regel mindre tverrsnittsareal enn lengdearmering, og vil dermed korrodere raskere.
- Skjærkapasiteten er mer følsom for reduksjon i heftforankring av strekkarmering ved oppleggene.

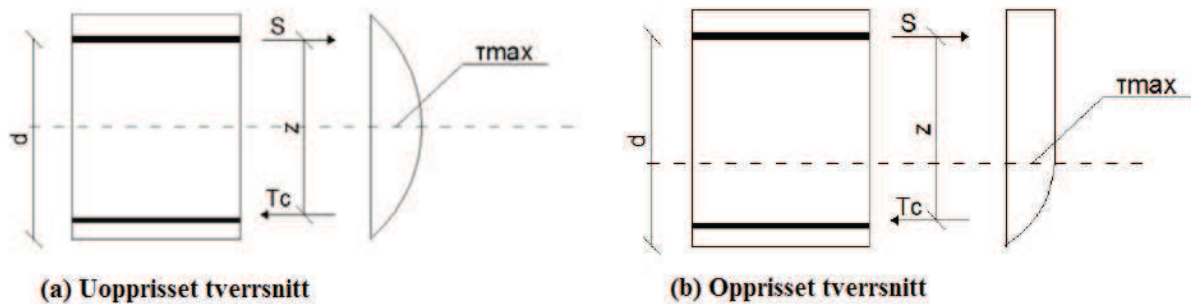
Hvilke spenninger skjærkraft gir i et betongtverrsnitt, avhenger sterkt av hvilken tilstand tverrsnittet er i. Før riss oppstår følger skjærspenningsfordelingen en parabelform med maksimalverdi ved nøytralaksen. Dette gjelder så lenge tverrsnittet fortsatt er lineær-elastisk

både på strekk- og trykksiden. Figur 12.4 (a) viser skjærspenningsfordelingen for urisset tverrsnitt. Maksimal skjærspenning for urisset betong er gitt av:

$$\tau_{max} = \frac{3V}{2bd}$$

Når strekksiden risser flytter nøytralaksen seg mot trykksonen. Det antas at betongspenningene i strekksonen kan neglisjeres, og skjærspenningsfordelingen går gradvis over til en fordeling med økende skjærspenning i trykksonen. I strekksonen er skjærspenningen konstant. Figur 12.4 (b) vier skjærspenningsfordelingen i et risset tverrsnitt. Den maksimale skjærspenningen er for opprisset tverrsnitt gitt av:

$$\tau_{max} = \frac{V}{bz}$$



Figur 12.4: Skjærspenningsfordeling [37]

Tilstanden med konstant skjærspenning i strekksonen forutsetter at risset betong kan overføre strekk, trykk og skjærspenninger. Kraftene kan overføres av betongen mellom rissene og som friksjon i selve rissene. Denne tilstanden er likevel sterkt idealisert i forhold til det som virkelig skjer når det oppstår et stabilt system av skråriss i et område.

Normalt antas det at skjærkraften i et slikt område overføres i trykksonen og som skrå trykkdiagonaler i betongen mellom rissene. Kraftene i trykkdiagonalen overføres delvis til rissene som friksjonskrefter og til lengdearmeringen som dybelkrefter over rissene. Eventuelle bøyer som krysser rissene må ta opp resten av kraften i trykkdiagonalene. Dersom tverrsnittet ikke har bøyer, vil den andelen av kraften som bæres av trykkdiagonalene gradvis avta etter hvert som lastnivået og rissviddene øker [41].

Konsekvensen av korrosjon avhenger i stor grad av hvor på konstruksjonen angrepene forekommer og hvor langt korrosjonsprosessen er kommet. En kontinuerlig bjelke vil i lengderetning være mest påkjent inn mot støttene. Maksimale skjærkrefter i tverretning vil opptre på bruplatten inn mot bjelkekanten for et T-tverrsnitt. I disse områdene vil trykksonen ligge i underkant av bruplata. Ikke alle krefter i trykksonen overføres mellom trykkarmeringen og betongen ved delvis delaminering i trykksonen. Trykksonen i tverrsnittet vil dermed ikke være fullt utnyttet. Trykksonen reduseres ytterligere ved full delaminering og bortfall av overdekningen. Bortfall av overdekning vil påvirke bidraget fra betongen, gitt av

bredden og den effektive tverrsnittshøyden. For tverrsnitt med skjærarmering vil trykkresultanten flytte seg mot strekksiden i tverrsnittet, og den indre momentarmen og skjærkapasiteten reduseres [37].

Bortfall av overdekningen og redusert heft kan være kritisk for skjærkapasiteten. Dette vil kunne gi en situasjon hvor spenningen i armeringen er konstant i det skadde området, og bjelken får da mulighet til å etablere buevirkning. Forsøk viser at redusert heft faktisk kan være gunstig for skjærkapasiteten, da det skaper trykk i større deler av tverrsnittet, og trykk bidrar positivt til skjærkapasiteten.

Lorentsen foreslår følgende formel for skjærkapasitet for en bjelke med redusert heft [39]:

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d(A_{st}f_{st})}{dx}z + A_{st}f_{st} \frac{dz}{dx}$$

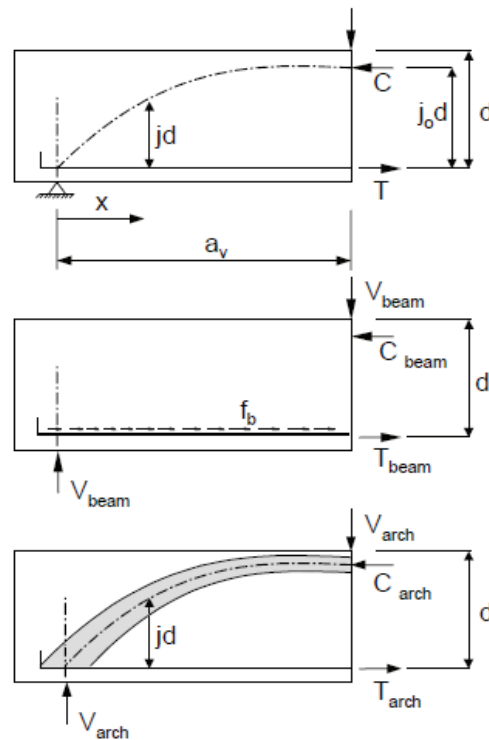
hvor:

A_{st} = areal av strekkarmering

f_{st} = spenning i strekkarmeringen

z = indre momentarm

Det første leddet representerer bjelkens skjærkapasitet, mens det andre leddet representerer buekrefter. Dersom det er full heft mellom armeringen og betongen fås ingen buevirkning, og det andre leddet i uttrykket blir lik null. Dette vil være situasjonen for uskadde bjelker. Dersom heften forsvinner fullstendig vil det første leddet bli lik null. For en korrodert bjelke, vil situasjonen være en blanding mellom de to ytterpunktene. Heften mellom armeringen og betongen vil være redusert, men ikke i den grad at den svikter fullstendig over hele armeringslengden. Tapet av heft vil mest sannsynlig variere over lengden på grunn av variasjon i korrosjon og lastpåkjenning. Leddene i uttrykket er illustrert i figur 12.5.



Figur 12.5: Skjærmotstand for korroderte bjelker [39]

Det er likevel usannsynlig at det blir særlig buevirkning så lenge store armeringsmengder fortsatt er innstøpt i betongen. Spesielt gjelder dette lange spenn. Det er ofte kun den ytterste halvparten av armeringen som blir frilagt, og det vil normalt være nok heftkapasitet igjen til å ta opp den variasjonen i spenningen i armering fra snitt til snitt. Når hele armeringen er frilagt kan full buevirkning forventes. Dette skjer normalt kun i forbindelse med reparasjoner.

Skråriss som har oppstått tidligere i lasthistorien antas å fortsette å utvikle seg dersom omlagring av krefter skjer, som følger av korrosjonsskader. Omlagring kan skje ved reduksjon av bøyleverrsnitt, heft eller dybeleffekt. [39]

En korrosjonsskade på lengdearmeringen trenger ikke å ha stor betydning for skjærkapasiteten for elementer uten bøyer. Dybelvirkningen vil være borte hvis skaden har utviklet seg så langt at overdekningen er borte. Skjærkraften må da tas av trykksonen og som friksjonskrefter over rissene. For relativt små skadeområder vil dette antageligvis ikke være et problem, da dybelvirkningen som regel også bidrar lite til kapasiteten ved brudd i de forsøkene som ligger til grunn for beregningsreglene [41].

12.6.1 Elementer uten skjærarmering

Dersom det antas at det ikke er noen endring i bruddmekanismene for ulike c/D -forhold, er A_s den eneste variabelen som varierer i uttrykket for skjærkapasitet.

Forholdet mellom skjærkapasiteten med og uten korrosjon kan da uttrykkes på følgende måte etter NS 3473 [2, 39]:

$$\frac{V_{c,corr}}{V_c} = \frac{\left[\frac{100A_{s,eff}}{bd}\right]^{\frac{1}{3}}}{\left[\frac{100A_s}{bd}\right]^{\frac{1}{3}}}$$

Forenklet gir dette:

$$A_{s,eff} = \left[\frac{V_{c,corr}}{V_c} A_s^{\frac{1}{3}}\right]^3$$

Hvor

V_c = skjærkapasitet for ukorrodert konstruksjonsdel

$V_{c,corr}$ = skjærkapasitet for korrodert konstruksjonsdel

A_s = effektivt armeringsareal for ukorrodert konstruksjonsdel

$A_{s,eff}$ = effektivt armeringsareal for korrodert konstruksjonsdel

12.6.2 Elementer med skjærarmering

Rodriguez et al. designet kontrollbjelker for planlagt momentbrudd. Det viste seg imidlertid at det oppstod skjærbrudd for tilfeller med høye nivåer av korrosjon.

Korrosjonsskader påvirker styrken på en rekke måter. Dersom skjærbøylene er korrodert, betyr ikke dette nødvendigvis at det vil være en betydelig reduksjon i skjærstyrke. Standarder tar generelt ikke hensyn til samspillet mellom skjær- og bøyearmering. Når skjærarmeringen reduseres må strekkarmeringen ta opp mer krefter for å opprettholde likevekten.

Daly og Rodriguez testet korroderte bjelker og sammenliknet de med kontrollbjelker. Resultatene viste at det var større variasjon i forutsigbarhet når elementer var skjærarmert. Dette kan skyldes ulik mengde korrosjon på forskjellige steder på bøyene. Bøyer har en tendens til å korrodere fortrinnsvis i hjørnene hvor de er i kontakt med lengdearmeringen. Selv om bøyer skal motstå skjærkrefter på tvers av diagonale riss, er de ikke alltid i stand til å motstå skjærkrefter i hjørnene. Derfor kan gjennomsnittlig og maksimalt korrosjonsnivå være irrelevant, med mindre korrosjonen er jevnt fordelt eller at målingen er tatt i et relevant område [39].

12.7 Aksialkraftkapasitet

Aksialkraftkapasitet gjelder hovedsaklig for søyler, da aksialkraft sjelden er dimensjonerende i andre konstruksjonsdeler.

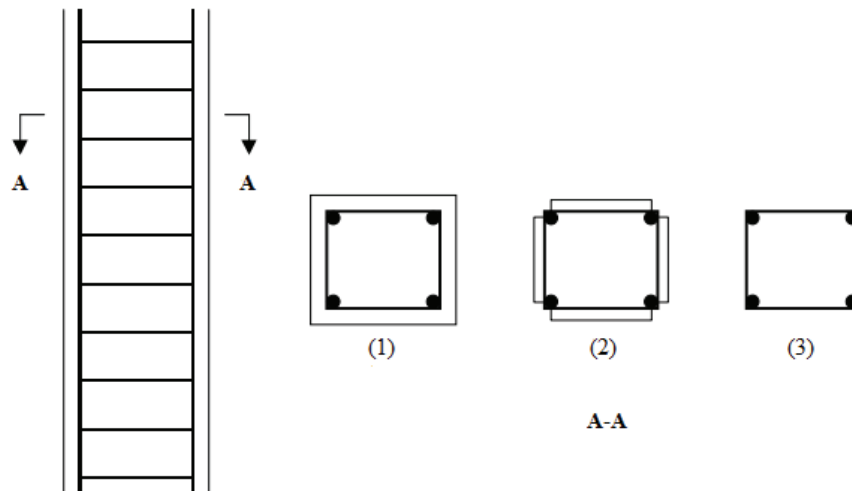
Det er per i dag et begrenset antall litteraturstudier som omhandler armerte betongsøylers kapasitet i forhold til armeringskorrosjon. Det finnes ingen regelverk for beregning av redusert kapasitet når søyler korroderer, men flere forsøk har vist at forenklede antakelser kan gi et bilde av tilstanden.

I følge Raghunath et al. [47] reduseres kapasiteten når det effektive armeringsarealet avtar, i tillegg til at det oppstår riss. Rissene påvirker styrken og heftegenskapene. Søyler utsatt for aksialkraft tåler mindre aksiell tøyning med økt korrosjon, som tilsier at søylene får redusert duktilitet og sprøere brudd.

Rodriguez et al. har gjort forsøk på korroderte søyler utsatt for aksialkraft og nominelle moment fra minimumseksentrisitet. Forsøkene er sammenlignet med beregninger for tre ulike betongtverrsnitt [39]:

- (1) Brutto areal – som støpt
- (2) Areal uten hjørner
- (3) Areal uten overdekning utenfor bøylen

De ulike tverrsnittene er illustrert i figur 12.6.



Figur 12.6: Ulike betongtverrsnitt for beregning av aksialkraftkapasitet til korroderte søyler [39]

Sammenligning av forsøkene og beregningene viste at det tredje betongtverrsnittet, der all overdekning utenfor søylene ekskluderes, gir den verdien som stemmer best for virkeligheten.

13 Kapasitetskontroll av skadet bru

I dette kapitlet gjøres det en vurdering av hvordan armeringskorrosjon kan påvirke kapasiteten til Nerlandsøybrua. Metoden som benyttes ved kapasitetsvurdering av skadet konstruksjon bygger på en antagelse om at tradisjonelle beregningsmetoder for betongkonstruksjoner fortsatt kan benyttes. Effekten av korrosjonsskader kan modelleres ved å endre geometri og materialegenskaper for betongen, armeringen og grensesnittet mellom armering og betong. Modifikasjoner kan gjøres etter følgende metoder [40]:

(1) Betong:

Effekten av tap av overdekning og betongtverrsnitt kan modelleres ved å modifisere tverrsnittsgeometrien ved analyse. I områder hvor korrosjon har ført til oppsprekking av betong vil styrken og stivheten til betongen være lavere enn for urisset betong. Dette kan simuleres ved å benytte lavere strekkfasthet for betongen.

(2) Armering:

Effekten av uniform armeringskorrosjon kan modelleres ved å anta at korrosjon skjer jevnt rundt hele armeringsstangen. Pittingkorrosjon påvirker armeringen lokalt, og resterende armeringsareal bør måles eller estimeres. Duktilitetsegenskapene til armeringen kan endres som følge av korrosjon, og kan bestemmes fra forsøk som det refereres til i litteraturen. Oppgaven går ikke nærmere inn på hvordan duktilitetsegenskapene til armeringen endres.

(3) Grensesnitt mellom betong og armering:

Korrosjon påvirker interaksjonen mellom armering og betong ved endring av heftfasthet, og kan tas i betraktning som beskrevet i kapittel 12.3.

I denne oppgaven er det valgt å beholde de materialegenskapene betongen og armeringen har i uskadd tilstand, og undersøke hvordan kapasiteten påvirkes når tverrsnittet mister betongoverdekningen og når armeringsarealet reduseres. Tap av heft antas å ha liten betydning, og tas ikke i betraktning i denne vurderingen. Reduksjon av betongtverrsnitt er synlig, og det er registrert bom (avskalling av betong) på flere steder langs brua. Reduksjon av armeringstverrsnitt er det imidlertid vanskelig å si noe konkret om, men skader på overflaten og kloridprøver kan antyde om armeringskorrosjon er sannsynlig. Resultatene i dette kapitlet vil derfor ikke gi konkrete svar for kapasiteter, men vil vise hva kapasitetene *kan* være for ulike tilfeller og grader av korrosjon.

13.1 Reduksjon av betongtverrsnitt

Det er ønskelig å vite hvordan reduksjon av betongtverrsnitt påvirker moment- skjær- og torsjonskapasiteten i bruoverbygningen, samt hvordan kapasiteten til søylen endres. Et sannsynlig scenario er bortfall av overdekningen, og det er dette tilfellet som betraktes.

13.1.1 Momentkapasitet

Bortfall av betongoverdekning har liten betydning for momentkapasiteten dersom det skjer i strekksonen. Dette skyldes antagelsen om at betong ikke kan ta strekk, og at strekkarmeringen derfor tar opp alle strekkreftene. I og med at undersiden av tverrsnittet er mest utsatt for korrosjon, vil dette være tilfelle for feltene, hvor det er strekk i underkant og trykk i overkant. Det antas derfor at momentkapasitetene i felt vil være tilnærmet uendret ved bortfall av betongoverdekning.

Ved bortfall av betongoverdekning i trykksonen vil trykksonehøyden reduseres, og momentkapasiteten synke. Over støtte ligger trykksonen i underkant, og bortfall av betongoverdekning i trykksonen er derfor sannsynlig. I akse 1 til 4 overskrides momentkapasiteten over støtte, og det er derfor av interesse å finne ut hvilken betydning bortfall av betongoverdekning i underkant av bjelken har her. Det er dessuten registrert skader i dette området. Ved bortfall av betongoverdekningen reduseres tverrsnittshøyden med 40 mm, og momentkapasiteten synker fra 2134 kNm til 2061 kNm. Dette er en kapasitetsreduksjon på 3,4 % i forhold til uskadd betongtverrsnitt. Dersom 40 mm av betongen også fjernes på sidene av tverrsnittet reduseres momentkapasiteten videre til 2054 kNm. Dette tilsvarer en reduksjon på 3,7 %.

13.1.2 Skjær

I uskadd tilstand er skjærkapasiteten i tverretningen til bruplata overskredet langs hele brua, situasjonen er spesielt kritisk for de korte feltene hvor plata er tynnere. Utnyttelsesgraden er 1,72 allerede før plata er utsatt for korrosjonsskader. På grunn av manglende informasjon om overdekninger er det antatt at brua er prosjektert med 20 mm overdekning for plater utsatt for vær og fuktighet etter NS 427 A [43]. Dersom tverrsnittshøyden reduseres med 20 mm, reduseres skjærkapasiteten fra 100 kN/m til 92 kN/m. Dette tilsvarer et tap på 8 % og utnyttelsesgraden stiger til 1,87. Det er registrert flere punkter med bom i underkant av bruplata, og kloridprøver på undersiden av bruplata i akse 3 + 1m (P17 og P20) viser mulig kloridinitiert korrosjon (se tabell 4.1 og figur 4.4). På bakgrunn av dette er bortfall av betongoverdekning sannsynlig for plata, og situasjonen for skjær i plata er svært kritisk.

Tilsvarende antagelser gjøres for plata i hovedspennet (akse 10-11), hvor utnyttelsesgraden før korrosjon er 1,06. Ved bortfall av betongoverdekning reduseres kapasiteten fra 151 kN/m til 145 kN/m. Dette tilsvarer et tap på 4 %, og utnyttelsesgraden øker til 1,10.

13.1.3 Torsjonskapasitet

Avskalling av betongoverdekning i bjelken antas å skje i bunn først. Torsjonskapasiteten kontrolleres derfor for et tilfelle der overdekning i bunn fjernes, og et der både bunn- og sideoverdekningen fjernes. For enkelthets skyld reduseres hele bjelkebredden likt. Redusert betongareal påvirker nødvendig mengde lengdearmring og bøylearmring, samt utnyttelsesgraden for interaksjon. Kontroll av snitt ved enden av vogntoglasten, snitt B-B, blir gjort siden det har størst utnyttelsesgrad.

Bøyle- og lengdearmring i snitt B-B er ikke tilstrekkelig i prosjektert tilstand (se kapittel 8.4.2). Dersom betongarealet reduseres øker nødvendig mengde lengdearmring med 3,0 % og 7,9 % for henholdsvis tap av betongoverdekning i bunn og tap i bunn og på sidene. Nødvendig bøylearmring øker med 3,6 % og 13,5 % disse tilfellene.

Interaksjonen for samtidig virkende torsjon og skjær øker fra 0,96 til 0,99 dersom overdekningen forsvinner i bunn. Kapasiteten er fullt utnyttet, men befinner seg akkurat innenfor kravet. Utnyttelsesgraden overskrider kapasiteten med 22 % dersom betongoverdekningen på sidene også forsvinner, interaksjonen er da 1,22.

13.1.4 Søyler

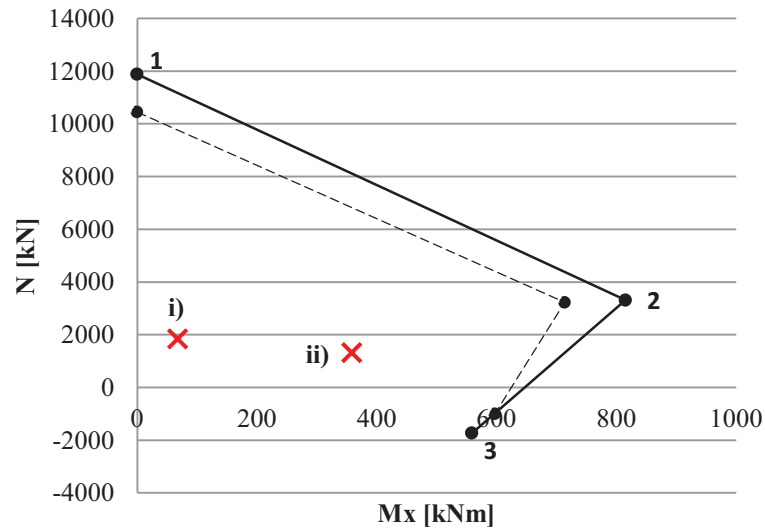
Spesialinspeksjonen gjennomført av Rambøll [21] avdekker et kloridinnhold i dybde med armeringen på søylene som ligger over grenseverdien på 0,07 % kloridinnhold av betongvekten. Et slikt kloridinnhold indikerer mulig kloridinitiert korrosjon. Derfor undersøkes kapasiteten til søylen i akse 9 ved armeringskorrosjon. I midtsnittet er kapasitetsutnyttelsen kritisk og derfor blir kun dette tverrsnittet kontrollert. I dette avsnittet beregnes kapasiteten ved å anta at betongoverdekningen har skallet av.

Beregningene er gjort på tilsvarende måte som i kapittel 10.2, men betongtverrsnittet er redusert ved å trekke fra overdekningen. Bortfall av betongoverdekning tilsvarer en reduksjon av betongarealet på 22,6 %, Slankhetskravet er fortsatt overholdt.

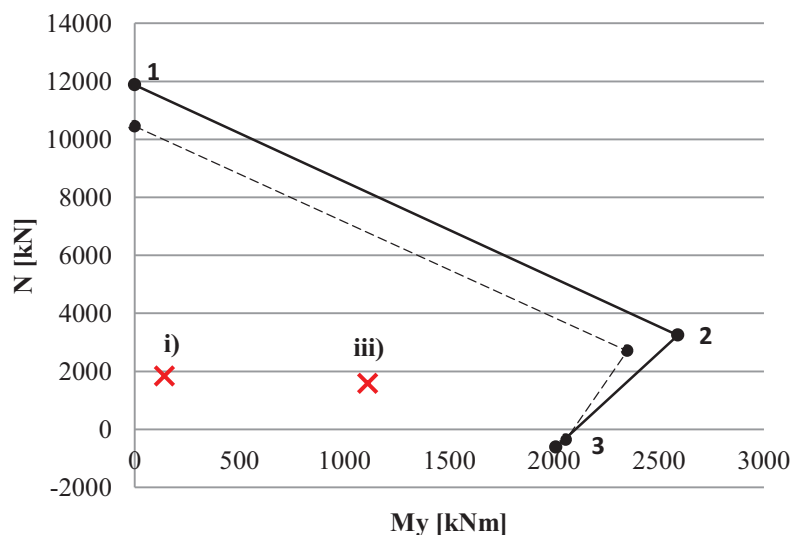
M-N-diagram for midtsnitt

Kapasitet for redusert betongtverrsnitt er sammenlignet med kapasitet for prosjektert tverrsnitt i figur 13.1, for bøyning om x-aksen, og figur 13.2, for bøyning om y-aksen. y-aksen går i bruas lengderetning og x-aksen går ut av planet på plantegning. Den stiplede linjen representerer kapasitet for redusert betongareal og heltrukket linje representerer kapasitet for prosjektert tverrsnitt. De røde kryssene representerer de aktuelle dimensjonerende lastvirkningene:

- i) maksimal aksialkraft
- ii) maksimalt moment om x-aksen
- iii) maksimalt moment om y-aksen



Figur 13.1: M_x - N -diagram for søylekapasitet ved redusert betongtverrsnitt i midtsnitt, bøyning om x-aksen



Figur 13.2: M_y - N -diagram for søylekapasitet ved redusert betongtverrsnitt i midtsnitt, bøyning om y-aksen

Bortfall av betongoverdekning reduserer kapasiteten noe, men søylekreftene er fortsatt langt innenfor kapasitetskurvene i følge M - N -diagrammene.

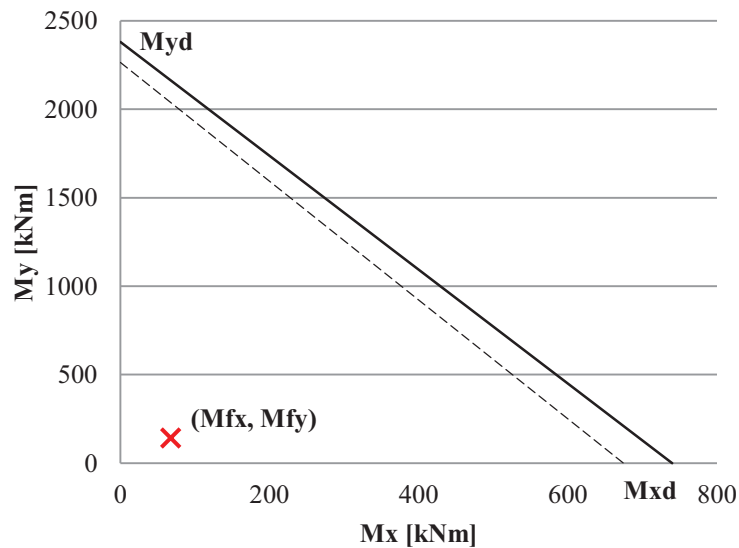
Biaksial bøyning for midtsnitt

For redusert betongareal beregnes kapasiteten for biaksial bøyning på samme måte som for uskadd tilstand (se kapittel 10.2.3). Dimensjonerende moment og momentkapasitetene for de tre lasttilfellene er vist i tabell 13.1, hvor (a) representerer prosjektert tverrsnitt og (b) representerer redusert betongtverrsnitt.

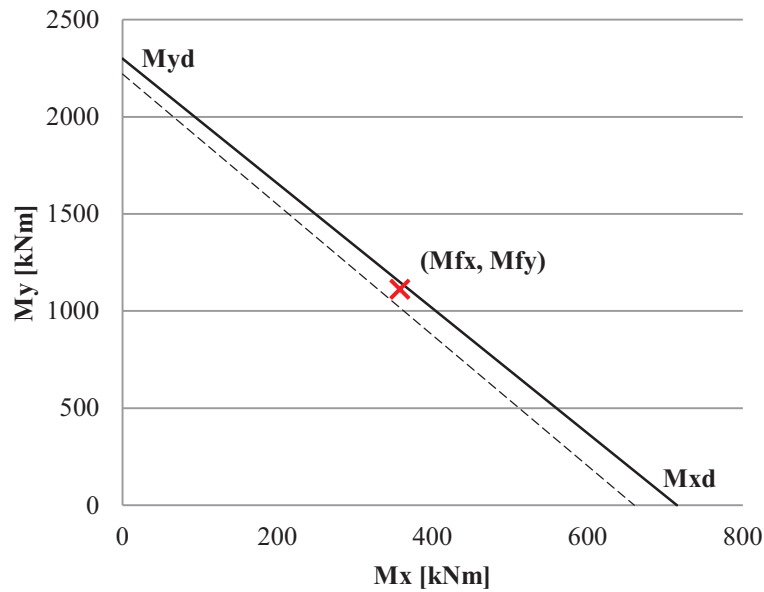
Tabell 13.1: Dimensjonerende moment og momentkapasitet for a) prosjektert tverrsnitt og b) redusert betongtverrsnitt

	Dimensjonerende moment [kNm]		Momentkapasitet [kNm]				Utnyttelsesgrad	
			(a)		(b)		(a)	(b)
	M_{fx}	M_{fy}	M_{xd}	M_{yd}	M_{xd}	M_{yd}		
i)	67,9	142	740	2380	675	2265	0,15	0,16
ii)	358	1111	715	2300	660	2220	0,98	1,04
iii)	304	1111	730	2340	670	2250	0,89	0,95

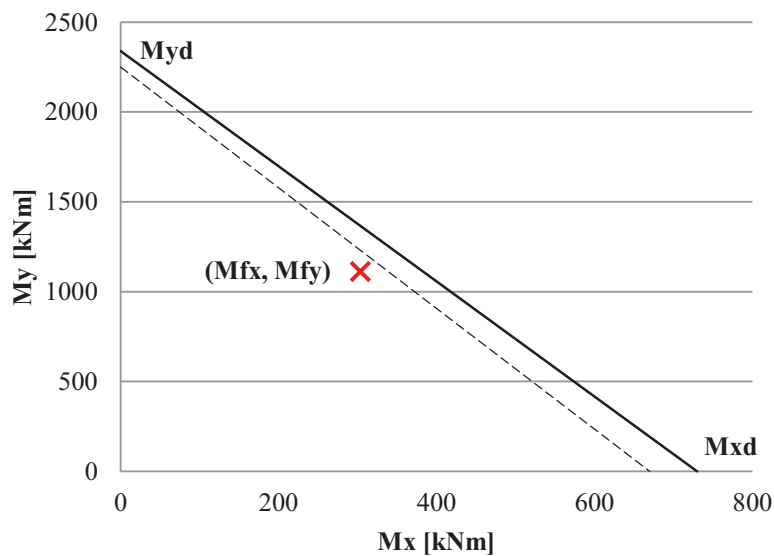
Kapasitetsutnyttelsen for biaksial bøyning i midtsnittet er framstilt grafisk i figur 13.3-5, for aktuelle lasttilfeller. Den stiplede linjen representerer kapasitet for redusert betongareal (b), heltrukket linje representerer kapasitet for prosjektert tverrsnitt (a). De røde kryssene representerer de dimensjonerende lastvirkningene.



Figur 13.3: Redusert betongareal for biaksial bøyning i midtsnitt– i) maksimal aksialkraft



Figur 13.4: Redusert betongareal for biaksial bøyning i midtsnitt – ii) maksimalt moment om x-aksen



Figur 13.5: Redusert betongareal for biaksial bøyning i midtsnitt – iii) maksimalt moment om y-aksen

Kapasitet for biaksial bøyning er ikke tilstrekkelig for lasttilfelle ii) maksimalt moment om x-aksen dersom betongoverdekningen skaller av.

13.2 Reduksjon av armeringstverrsnitt

Det er ønskelig å vite hvordan reduksjon av armeringstverrsnitt som følge av korrosjon påvirker moment-, skjær- og torsjonskapasiteten i bruoverbygningen, samt hvordan kapasiteten til søylen i akse 9 endres. Det undersøkes hvordan kapasiteten gradvis endres etter

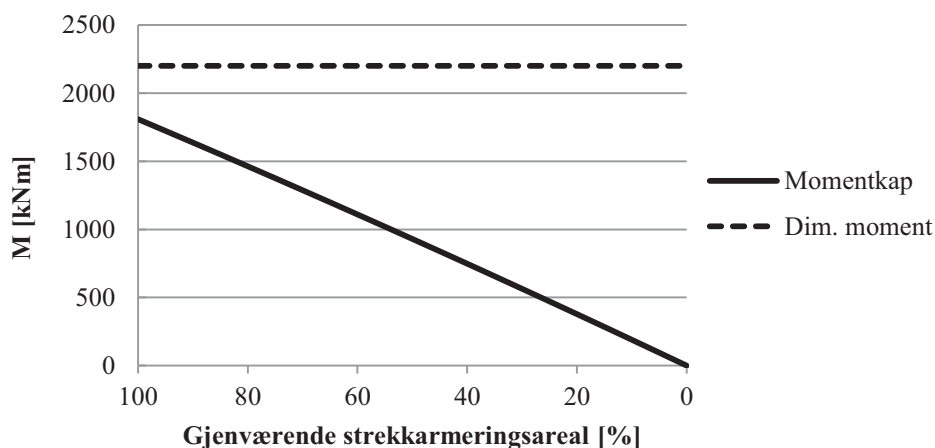
hvert som armeringsarealet blir mindre. For noen tilfeller er scenarioer som anses som sannsynlige vurdert. Den største oppredende lastvikningen i hver inndeling (for eksempel akse 1-4) er brukt som dimensjonerende lastvirkning for alle aktuelle snitt i inndelingen.

13.2.1 Momentkapasitet

Feltmoment akse 1-4

I Rambølls rapport fra 2011 [21] er det registrert et stort område med delaminering som sammenfaller med største oppredende feltmoment i disse feltene. Bortfall av betongoverdekning trenger ikke nødvendigvis å ha stor betydning her, siden armeringsspenningene vil jevne seg ut. Delaminering kan derimot indikere at strekkarmeringen er utsatt for korrosjon. Kontroll av bruas kapasitet i uskadd tilstand viser at kapasiteten for både felt og støttemoment i akse 1-4 er overskredet (se kapittel 8.2.1). I og med at tverrsnittene er underarmert, vil et eventuelt brudd sannsynligvis komme med forvarsel ved deformasjoner så lenge armeringen innehar sine duktilitetsegenskaper.

Figur 13.6 viser hvordan avtagende armeringsareal påvirker momentkapasiteten i felt. Momentkapasiteten er ikke tilstrekkelig i disse feltene. Årsaken til at brua ikke har gått til brudd er trolig sikkerhetsmarginene, da material- og lastfaktorer gjør at momentkapasiteten blir lavere enn faktisk verdi og dimensjonerende moment blir høyere. Dessuten er det usannsynlig at lasttilfellet brua dimensjoneres for har opptrådt i virkeligheten, da dette er et "worst case"- scenario.



Figur 13.6: Momentkapasitet i felt for akse 1-4 ved reduksjon av armeringsareal

Det er sannsynlig at nederste rad korroderer først. Denne raden består av 12 armeringsstenger med diameter 20 mm. Dette utgjør 50 % av armeringen i strekksone. Det er sannsynlig at alle disse armeringsstengene reduseres med nokså lik hastighet. Betongoverdekningen er målt av Rambøll til å være 17-43 mm over hele bjelken, det er også registrert et større område med

delaminering mellom akse 2-3. Derfor er det ikke usannsynlig at nederste rad utsettes for korrosjonsskader.

En reduksjon av effektiv armeringsdiameter i nederste armeringsrad på 2 mm er et sannsynlig scenario. For dette tilfelle vil gjenværende kapasitet være:

$$A_{ss} = 12\pi(9\text{mm})^2 + 12\pi(10\text{mm})^2 = 6824\text{mm}^2$$

$$\alpha = \frac{A_{ss}f_{sd}}{0,8b_f d_1 f_{cd}} = \frac{6824\text{mm}^2 \cdot 384\text{MPa}}{0,8 \cdot 2940\text{mm} \cdot 660\text{mm} \cdot 14\text{MPa}} = 0,121$$

$$t = 0,8\alpha d_1 = 0,8 \cdot 0,121 \cdot 660\text{mm} = 63,9\text{mm}$$

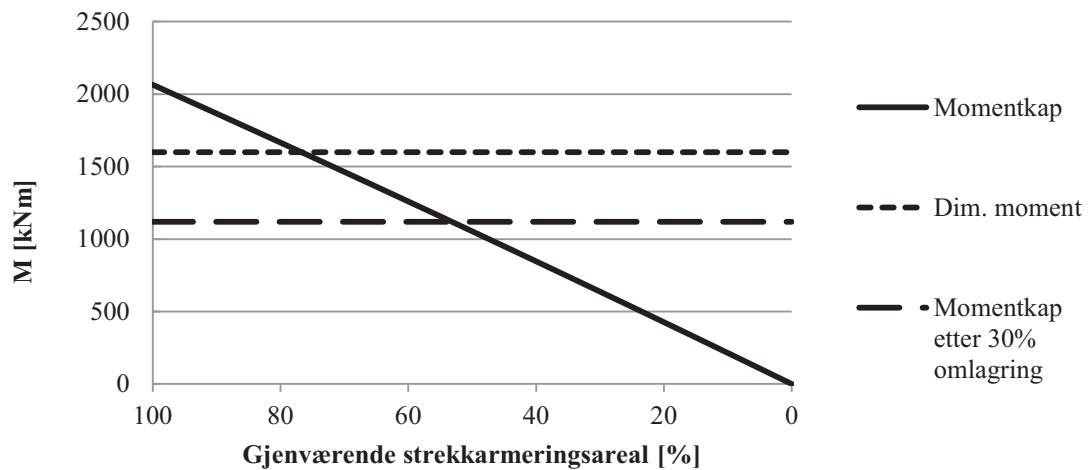
$$M_d = f_{cd} b_f t (d_1 - 0,5t) = 14\text{MPa} \cdot 2940\text{mm} \cdot 63,9\text{mm} (660\text{mm} - 0,5 \cdot 63,9\text{mm}) \cdot 10^{-6}$$

$$M_d = 1650\text{kNm}$$

Utnyttelsesgraden for et slikt tilfelle er 1,33, mot 1,22 for konstruksjon i uskadd tilstand. Dette viser at lite korrosjon skal til før mye av kapasiteten forsvinner. Dette er sannsynlig, da det er registrert mye delaminering og avskalling i dette området. Siden dette snittet allerede er underdimensjonert vil korrosjon være svært kritisk.

Feltmoment akse 4-5

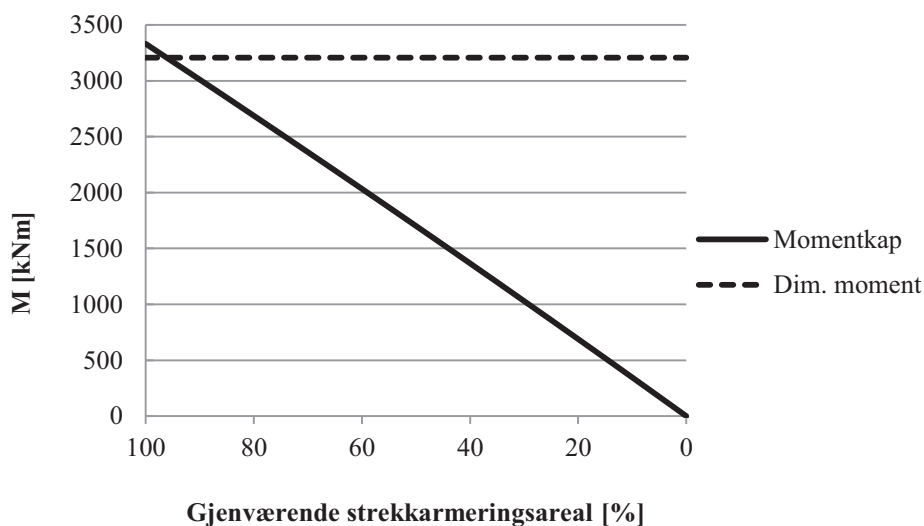
Figur 13.7 viser hvordan momentkapasiteten avtar med redusert armeringstverrsnitt. Momentkapasiteten i dette feltet er tilstrekkelig fram til ca 75 % av armeringen gjenstår. Når 75 % av armeringen gjenstår, er det mulig å omlagre dimensjonerende moment med 30 % til støtte 5 dersom det antas at tverrsnittet her ikke er korrosjonsskadet. Da blir $M_{\text{felt}} = 1098 \text{ kNm}$ og $M_{\text{støtte}} = 4062 \text{ kNm}$. Momentkapasiteten er da tilstrekkelig inntil omtrent 53 % av strekkarmeringen gjenstår. I dette feltet er det et område på omtrent en meter hvor det er registrert delaminering nært midten av feltet. Armeringskorrosjon er derfor sannsynlig.



Figur 13.7: Momentkapasitet i felt for akse 4-5 ved reduksjon av armeringsareal

Felt akse 5-9

Figur 13.8 viser hvordan momentkapasiteten avtar med redusert armeringstverrsnitt. Momentkapasiteten er tilstrekkelig inntil omtrent 93 % av armeringen gjenstår. Når armeringsmengden er mindre enn 93 % av opprinnelig armeringsmengde, kan feltmomentet omlagres til støtte. Momentkapasiteten over støtte er imidlertid høyt utnyttet, og maksimal omlagring på 30 % er ikke mulig. For å kunne omlagre noe mer moment, kan støttemomentet reduseres som beskrevet i kapittel 8.2.3. Det antas videre at momentet ikke omlagres.



Figur 13.8: Momentkapasitet i felt for akse 5-9 ved reduksjon av armeringsareal

Det er rimelig å anta at nederste armeringslag korroderer først. Tap av effektiv diameter i det nederste laget kan regnes ut som følger, hvor A_N er arealet av det nederste armeringslaget, og A_{tot} er arealet av den totale strekkarmeringen:

$$A_{tot} = 30\pi(10\text{mm})^2 = 9425 \text{ mm}^2$$

$$A_{tot,red} = 0,93A_{tot} = 8765 \text{ mm}^2$$

$$A_N = 12\pi(10\text{mm})^2 = 3770 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_N = A_N - (A_{tot} - A_{tot,red}) = 3770 \text{ mm}^2 - (9425 \text{ mm}^2 - 8765 \text{ mm}^2) = 3310 \text{ mm}^2$$

$$3110 \text{ mm}^2 = 12\pi r^2$$

$$r_{eff} = 9,1 \text{ mm}$$

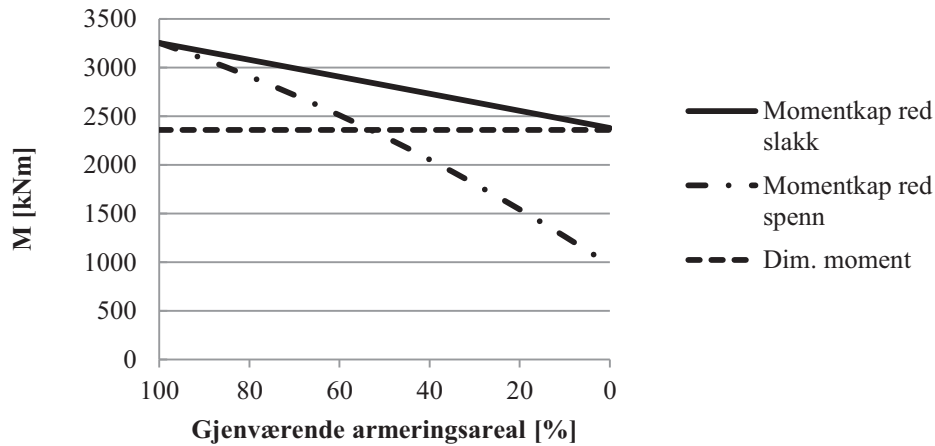
$$\Delta d_{eff} = 20 \text{ mm} - 2 \cdot 9,1 \text{ mm} = 1,8 \text{ mm}$$

Fra beregningene kommer det fram at et tap på 7 % av armeringsarealet tilsvarer en reduksjon på 1,8 mm av den effektive armeringsdiameteren for nederste armeringsrad. Det vil si at momentkapasiteten overskrides dersom 1,8 mm av armeringsdiameteren til den nederste raden armeringsstenger korroderer bort.

Det er to områder på 1,5 meter hvor det er registrert delaminering, i en avstand på omtrent 0,25L fra støtte mellom akse 5 til 9. Dette kan tyde på korrosjon i disse områdene. Dimensjonerende moment er tatt ut fra midten av spennet, hvor momentet er størst. Momentet vil derfor være en del mindre her. Her vil det være strekk i overkant, da det antas at momentnullpunktet er 0,3L fra støtte.

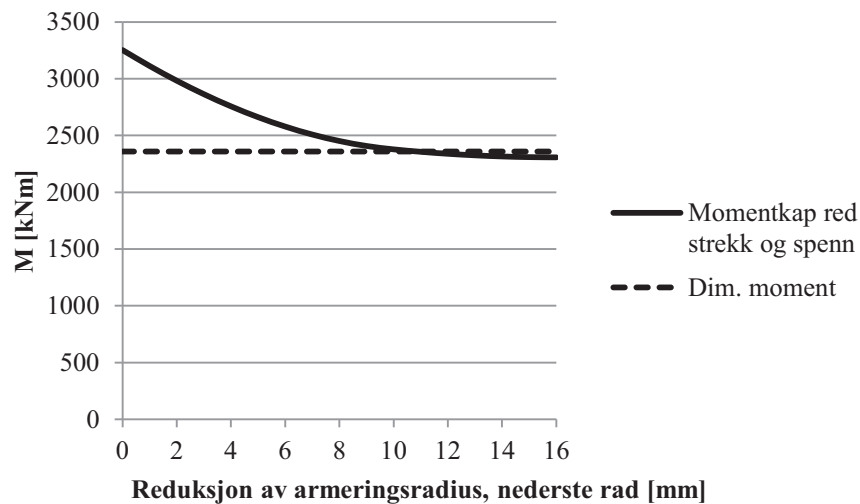
Felt akse 9-10

Figur 13.9 viser hva som skjer med momentkapasiteten i felt mellom akse 9 og 10 dersom kun strekkarmeringen reduseres eller kun spennarmeringen reduseres. Figuren viser at reduksjon av strekkarmering ikke har stor betydning for om tverrsnittet er tilstrekkelig dimensjonert. Dersom bare spennarmeringen forsvinner overskrides kapasiteten ved omtrent 50 % gjenværende armering. Dette er imidlertid et tilfelle som er lite sannsynlig, da spennarmering og strekkarmering ligger om en annen i tverrsnittet.



Figur 13.9: Momentkapasitet i felt for akse 9-10 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal

Et mer sannsynlig tilfelle er at nederste armeringsrad korroderer. Figur 13.10 viser hvordan momentkapasiteten reduseres når nederste lag med både spenn- og strekkarmering korroderer samtidig. Det antas at den effektive diameteren reduseres like mye for strekk og spennarmeringen. Siden dimensjonen til slakk- og spennarmeringen er ulik, blir det prosentvise tapet ulikt. Derfor undersøkes det hvordan momentkapasiteten påvirkes avhengig av tap av effektiv radius i mm.



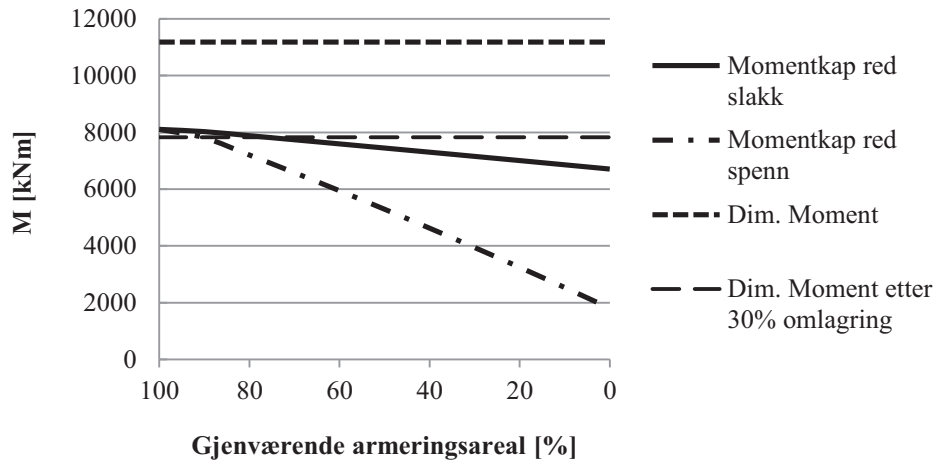
Figur 13.10: Momentkapasitet i felt for akse 9-10 ved reduksjon av armeringsradius

Når nederste armeringsrad reduseres med omtrent 10 mm av effektiv radius overskrides momentkapasiteten. Dette tilsvarer at hele tverrsnittet av slakkarmeringen korroderes bort, og kun 12 mm av diameteren til spennarmeringen gjenstår.

I dette feltet er det ingen synlige skader på overdekningen, så armeringskorrosjon kan være unngått.

Felt akse 10-11

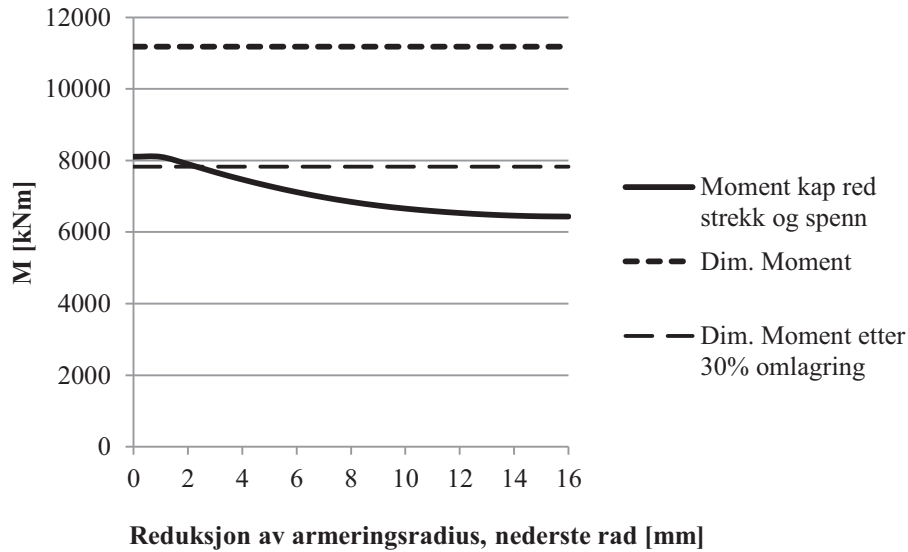
Hovedfeltet er spennarmert, og i figur 13.11 er det vist hvordan momentkapasiteten reduseres når enten spenn- eller strekkarmeringen avtar. Momentkapasiteten i felt overskrides, men omlagrig av moment til akse 11 gjør at det dimensjonerende feltmomentet kan reduseres med 30 %.



Figur 13.11: Momentkapasitet i felt for akse 10-11 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal

Av figuren framkommer det at korrosjon av spennarmeringen har større konsekvenser for kapasiteten enn korrosjon av lengdearmeringen. Korrosjon av spenn- og lengdearmering vil antageligvis ikke skje hver for seg, men samtidig. Figur 13.12 viser hvordan momentkapasiteten endrer seg når både spenn- og strekkarmeringen i nederste rad korroderer. Her ser en for seg et tilfelle hvor den effektive armeringsradiusen for spenn- og strekkarmeringen endrer seg i samme hastighet. Momentkapasiteten er ikke tilstrekkelig før omlagring. Den effektive radiusen kan reduseres med litt over 2 mm før momentkapasiteten overskrides.

I rapporten fra Rambøll [21] viser ingen av prøvene i hovedfeltet at kloridinnholdet er over 0,25, se figur 4.1, det er derfor mulig at området har unngått kloridinitiert korrosjon. Det er heller ikke registrert store skader på overflaten i dette området. Det kan derfor med usikkerhet antas at hovedspennet har tilstrekkelig kapasitet inntil videre.

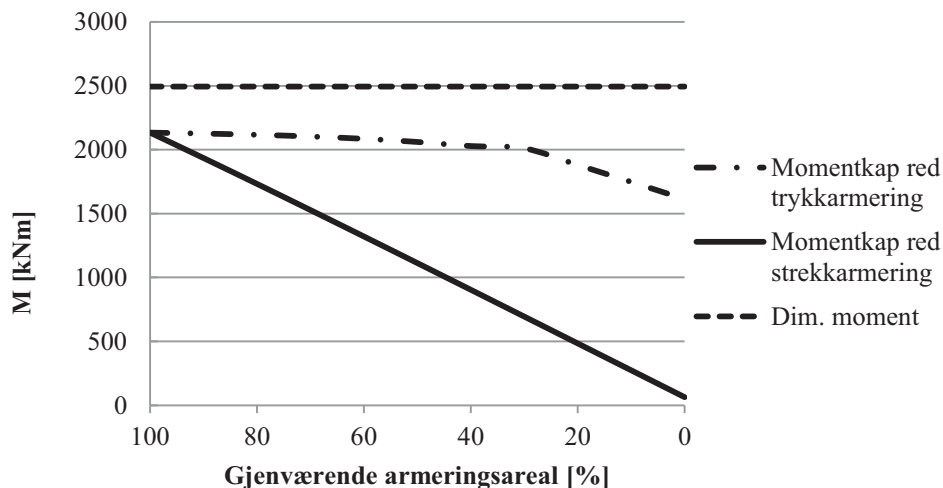


Figur 13.12: Momentkapasitet i felt for akse 10-11 ved reduksjon av armeringsradius

Årsaken til at grafen for momentkapasiteten vender seg er at tverrsnittet har tynn flens, og går over til tykk flens når litt over 1 mm av den effektive radiusen korroderer bort. Grafen flater ut ved 10 mm reduksjon, noe som skyldes at første strekkarmeringsrad har korrodert bort.

Støtte akse 1-4

Som vist i figur 13.13, er støttemoment for akse 1-4 aldri tilstrekkelig. Det er rimelig å anta at strekk- og trykkarmeringen korroderer uavhengig av hverandre. Når trykkarmeringen reduseres til omtrent 40 % gjenværende armeringsareal blir tverrsnittet overarmert. Dette forklarer den plutselige knekken på kurven.



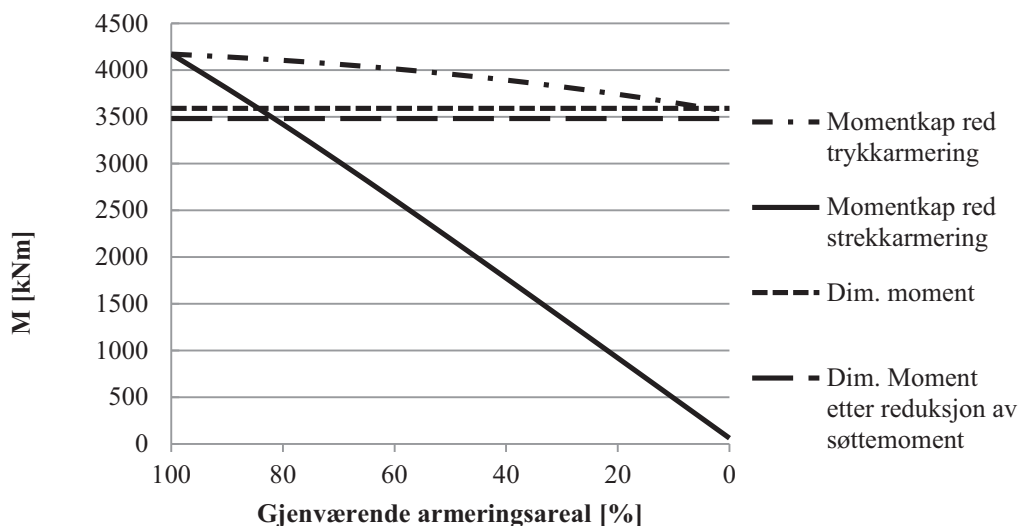
Figur 13.13: Momentkapasitet for støtter i akse 1-4 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal

Støtte akse 5-8

Figur 13.14 viser hvordan armeringskorrosjon påvirker momentkapasiteten over støtte i akse 5-8. Av figuren framkommer det at omtrent all trykkarmering kan korrodere bort før kapasiteten overskrides. Mest sannsynlig vil trykkarmeringen korrodere først, siden den ligger i underkant av tverrsnittet. På oversiden er det et ekstra betongstøp og asfalt, samt at regn lettere vasker overflaten enn underflaten. Det er derimot mer kritisk dersom strekkarmeringen korroderer. Når omtrent 82 % av strekkarmeringen er igjen er momentkapasiteten lik dimensjonerende moment. Ved reduksjon av støttemomentet fås:

$$M_{støtte.red} = M_{støtte} \frac{0,3 \cdot 22 - 0,2}{0,3 \cdot 22} = 3482 \text{ kNm}$$

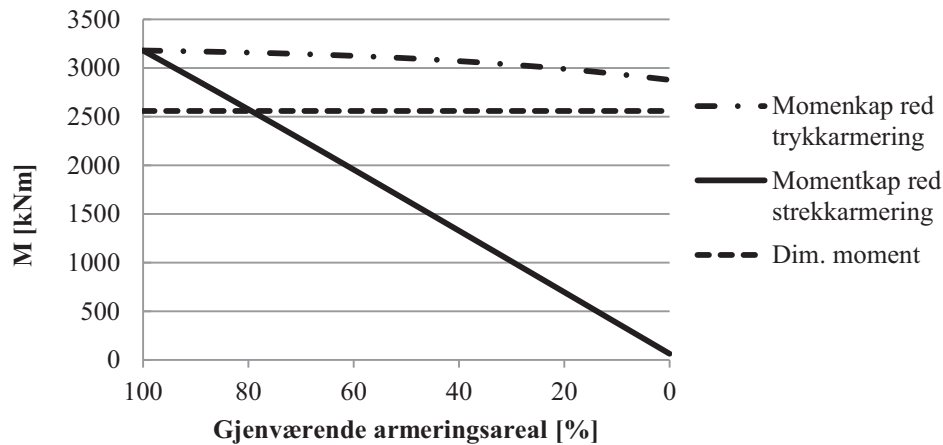
Det reduserte støttemomentet utgjør ikke mye for hvor mye strekkarmering som kan korrodere. Omtrent 20 % kan korrodere før kapasiteten er overskredet.



Figur 13.14: Momentkapasitet for støtter i akse 5-8 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal

Støtte akse 9

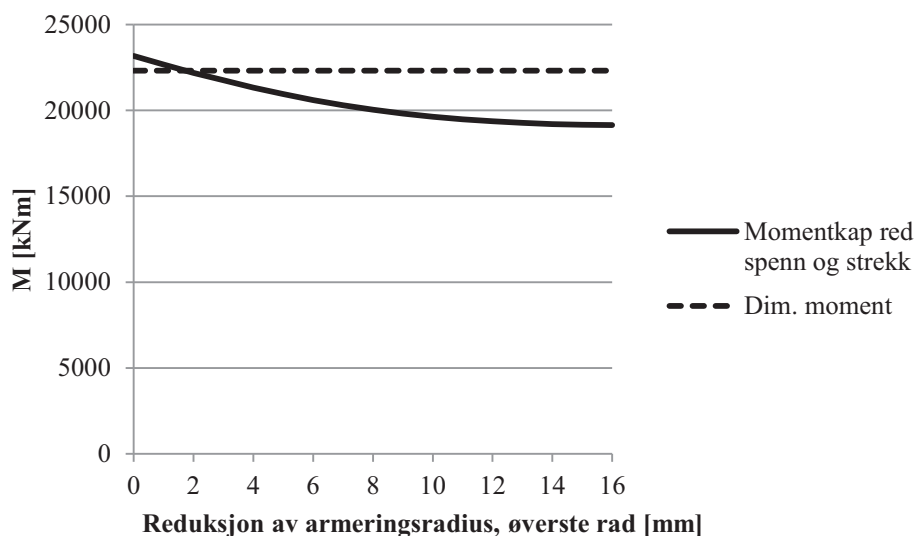
Figur 13.15 viser hvordan momentkapasiteten for støtte i akse 9 endres når armeringsarealet reduseres. Av figuren framkommer det at kapasiteten fortsatt er tilstrekkelig dersom all trykkarmeringen korroderer bort. Dette er et sannsynlig scenario da trykkarmeringen ligger i underkant av tverrsnittet. Strekkarmeringen kan reduseres med omtrent 20 % før kapasiteten overskrides. Dette tilsvarer litt over 6 armeringsstenger. Det er imidlertid mindre sannsynlig at strekkarmeringen korroderer da den ligger i overkant av tverrsnittet.



Figur 13.15: Momentkapasitet for støtte i akse 9 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal

Støtte akse 10

Figur 13.16 viser reduksjon av momentkapasitet over støtte i akse 10 når effektiv radius av spenn- og strekkarmering reduseres. Det er antatt at den effektive radiusen til spenn- og strekkarmeringen reduseres med lik hastighet.

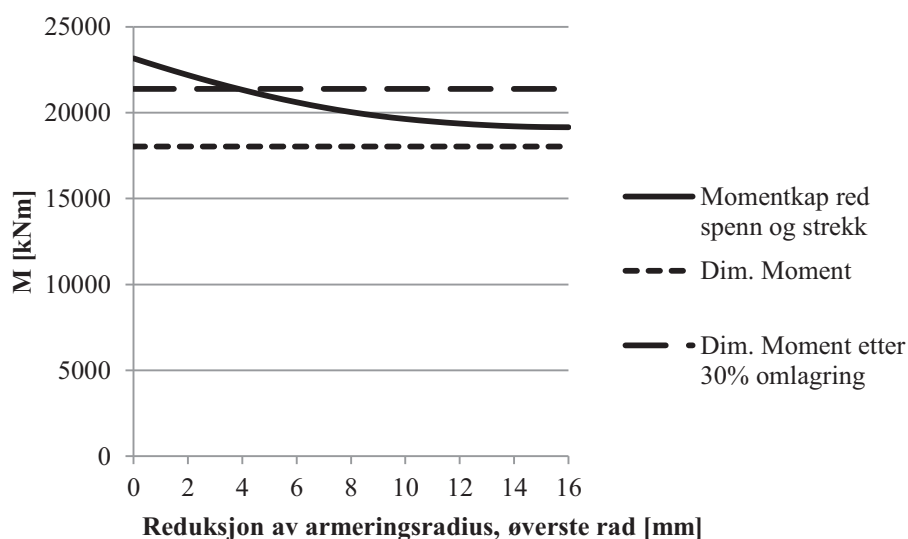


Figur 13.16: Momentkapasitet for støtter i akse 10 ved reduksjon av armeringsradius

Av figuren framkommer det at kapasiteten overskrides når den effektive armeringsradiusen reduseres med 2 mm for både spenn- og strekkarmeringen. Det er imidlertid usannsynlig at denne armeringen reduseres nevneverdig, da den ligger i overkant av tverrsnittet, og dermed er beskyttet av betongpåstøp og asfalt.

Støtte 11

Figur 13.17 viser hvordan reduksjon av armeringstverrsnitt påvirker kapasiteten over støtte i akse 11. Kapasiteten er den samme som for akse 10, mens dimensjonerende moment er lavere. Dersom 30 % av momentet i felt omlagres til støtte 11 overskrides kapasiteten hvis effektiv radius reduseres med 4 mm. Dersom feltmomentet ikke omlagres til støtte, kan all armeringen korrodere bort uten at kapasiteten overskrides. I likhet med støtte i akse 10 vil heller ikke spenn- og strekkarmeringen her være spesielt utsatt for korrosjon.



Figur 13.17 Momentkapasitet for støtte 11 ved reduksjon av armeringsradius

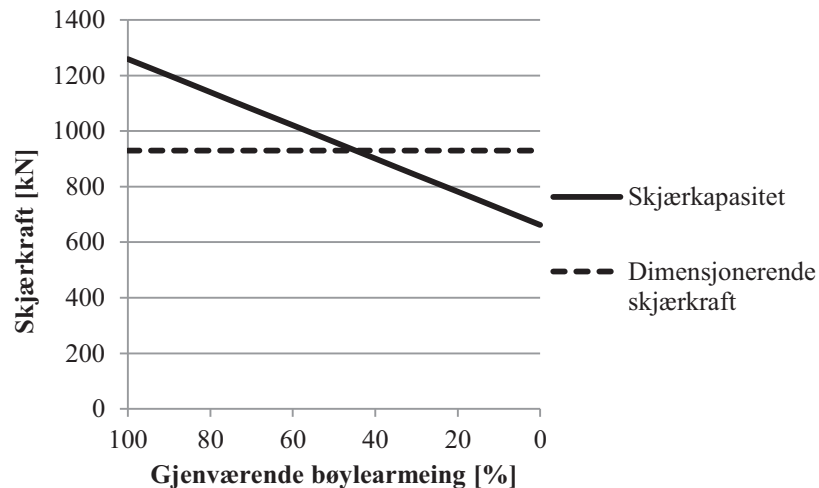
13.2.2 Skjær

NS 3473 tar utgangspunkt i at det oppstår riss som danner 45° i forhold til bjelkeaksen. Hvor mange bøyer som krysser risset avgjør hvor stort kapasitetsbidrag skjærarmeringen gir. Bøylearmeringen ligger utenpå lengdearmeringen og vil dermed være mer utsatt for korrosjon. På grunn av dette vil også bøylearmeringen være den første som korroderer. Skjærbøylene er normalt tynnere enn lengdearmeringen. For alle tverrsnitt som er kontrollert har skjærbøylene diameter 10 mm og lengdearmeringen 20 mm. Dersom bøylearmeringen og lengdearmeringen antas å ligge i samme høyde, vil den prosentvise reduksjonen av armeringstverrsnitt være langt større for skjærarmeringen enn for lengdearmeringen fordi arealet inkluderer radius i annen.

I de korte feltene (akse 1-10) er bjelken armert med skrå stenger som bidrar til skjærkapasiteten i tillegg til skjærbøylene. Disse bøylene er i større grad beskyttet mot armeringskorrosjon enn bøylene, da de ligger lenger inn i tverrsnittet. Disse stengene har samme tykkelse som lengdearmeringen og prosentvis reduksjon av areal vil dermed skje saktere enn om bjelken kun armeres med bøyer. Skjærkapasiteten i de korte feltene vil grunnet dette være mer robust mot armeringskorrosjon enn i hovedfeltet (akse 10-11).

Akse 1-4

Før korrosjon av bøylearmeringen er utnyttelsesgraden 0,79 i akse 1-4. Figur 13.18 viser hvordan skjærkapasiteten avtar etter hvert som bøylearmeringen korroderer. Dersom mer enn 45 % av bøylearmeringen korroderer bort, vil kapasiteten overskrides. Armeringsbøylene har senteravstand 50 mm, og 13 bøyer vil krysse risset. Et tap på 45 % tilsvarer at alle de 13 bøyene får en reduksjon av effektiv diameter på 3,3 mm.

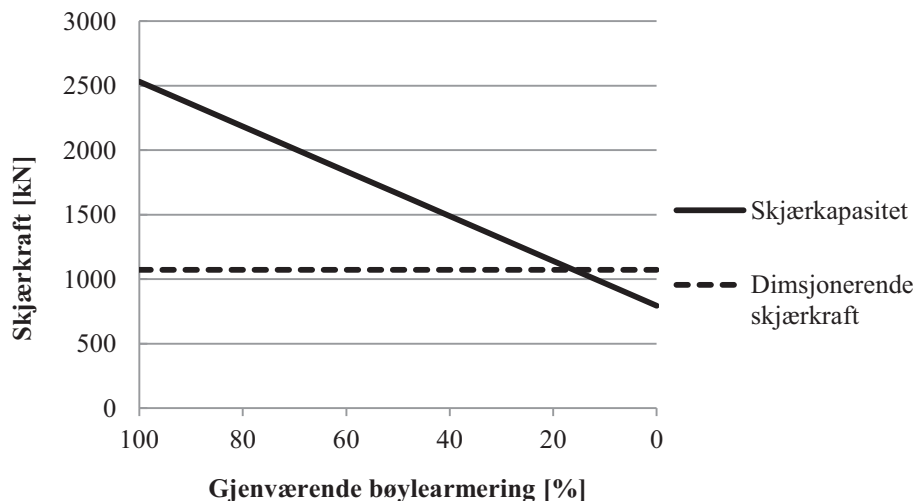


Figur 13.18: Skjærkapasitet ved tap av skjærarmering i akse 1-4

For å avdekke om skjærbøylene har korrosjonsskader som kan påvirke kapasiteten, må man se etter skader på siden av brubjelken. Det er tatt kloridprøver på siden av brubjelken for akse 3 + 1 m (P24 og P25). Disse prøvene avdekker at kloridinitiert korrosjon er sannsynlig for dette området. Det er også registrert en punktskade på siden av bjelken ved akse 1.

Akse 5-8

Figur 13.19 viser hvordan skjærkapasiteten avtar når skjærarmeringen korroderer og blir tynnere. Før korrosjon er utnyttelsesgraden av skjærkapasiteten i akse 5-8, 0,42. Tverrsnittet har dermed en del å gå på før skjærkapasiteten overskrides. Bøylearmeringen kan reduseres helt til 16 % av armeringsarealet gjenstår.

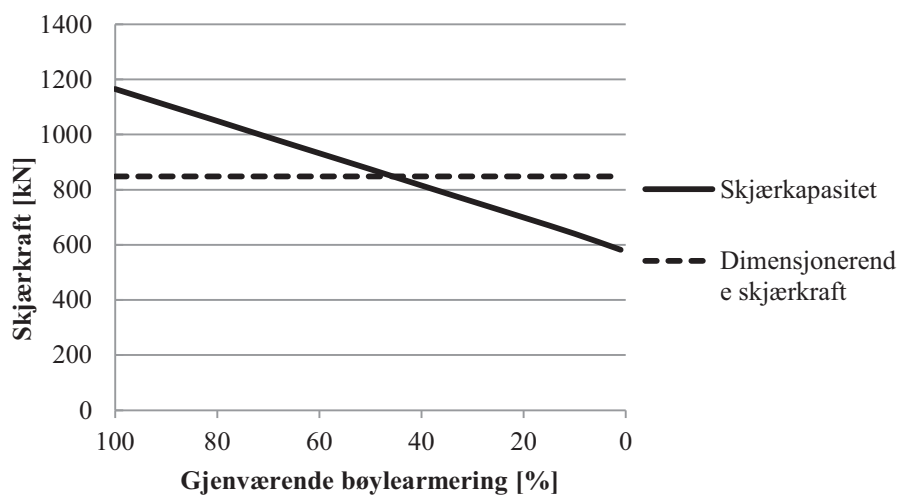


Figur 13.19: Skjærkapasitet ved tap av skjærarmering i akse 5-8

Det er ikke observert noen skader på siden av bjelken i nærheten av opplagrene i akse 5-8 (se figur 4.10), og det er ikke målt kloridnivå for siden av bjelken i dette området.

Akse 9

Utnyttelsesgraden for skjær i akse 9 er 0,53 før armeringen begynner å korrodere. I likhet med akse 5-8 har tverrsnittet mye å gå på når det gjelder skjær. Skjærkapasiteten overskrides når 46 % av bøylearmeringen gjenstår. Figur 13.20 viser hvordan skjærkapasiteten avtar med reduserende bøylearmeringsareal.

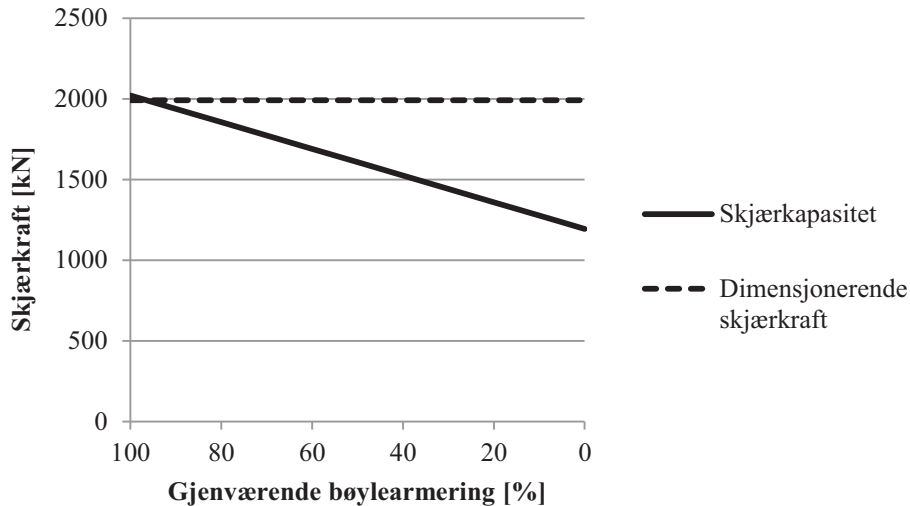


Figur 13.20: Skjærkapasitet ved tap av skjærarmering i akse 9

Det er ikke registrert noen skader ved akse 9. Det er ikke tatt kloridprøver av siden på bjelken i dette området.

Akse 10-11

Hovedfeltet er kun skjærarmert med bøyler for skjær, og skjærkapasiteten i hovedfeltet er dermed svært ømfintlig for armeringskorrosjon. Skjærkapasiteten i dette område har en utnyttelsesgrad omtrent 1,0 allerede før armeringen begynner å korrodere. Figur 13.21 viser hvordan kapasiteten avtar etter hvert som tverrsnittsarealet av bøylearmeringen reduseres.



Figur 13.21: Skjærkapasitet ved tap av skjærarmering i akse 10-11

Ved lineær interpolasjon kommer det frem at skjærkapasiteten overskrides dersom bøylearmeringen reduseres med 3,5 %. Dette tilsvarer et tap på 0,18 mm av effektiv diameter for bøylerne som krysser risset. Senteravstanden mellom bøylerne er 120 mm og 18 bøyler vil krysse risset.

Det er ikke registrert skader på siden av bjelken mellom akse 10 og 11. Det er heller ikke tatt kloridprøver i dette området.

Skjær i tverretning

I akse 1-10 er skjærkapasiteten i plata kraftig overskredet slik brua er prosjektert. Plata er ikke skjærarmert. Ved reduksjon av arealet til lengdearmeringen synker kapasiteten ytterligere, og spranget mellom største opptredende skjærkraft og skjærkapasitet øker. En rimelig antagelse er at den effektive diameteren reduseres med 2 mm. I dette tilfellet synker skjærstrekkkapasiteten fra 100 kN/m til 93 kN/m, og utnyttelsesgraden stiger fra 1,72 til 1,85.

Bortfall av betongoverdekning skjer som følge av armeringskorrosjon. Når det først er registrert bortfall av betongoverdekning, er det derfor rimelig å anta at dette skjer i kombinasjon med reduksjon av armeringsareal. Når overdekningen forsvinner blir dessuten armeringen i større grad utsatt for korrosjon. Dersom betongoverdekningen faller bort og den effektive armeringsdiameteren samtidig reduseres med 2 mm, synker skjærkapasiteten til 85

kN/m, og utnyttelsesgraden stiger til 2,0. Skjærkapasiteten vil altså overskrides med 100 %, noe som er svært kritisk.

13.2.3 Torsjon

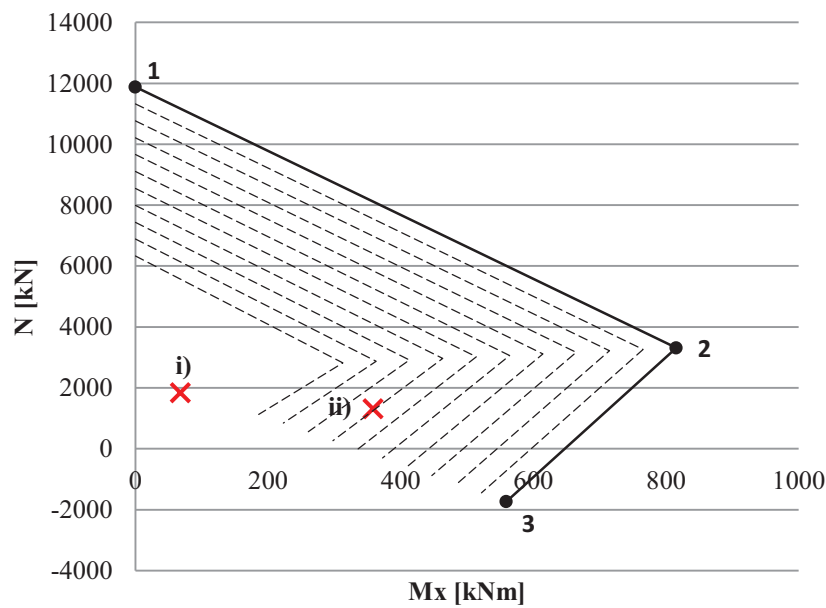
Torsjonskapasiteten er allerede overskredet i hovedfeltet, da bøyle- og lengdearmeringen ikke er tilstrekkelig. Ved reduksjon av armeringsareal vil kapasiteten overskrides ytterligere. En vurdering av hvor mye kapasiteten synker er imidlertid ikke gjort i denne oppgaven.

13.2.4 Søyler

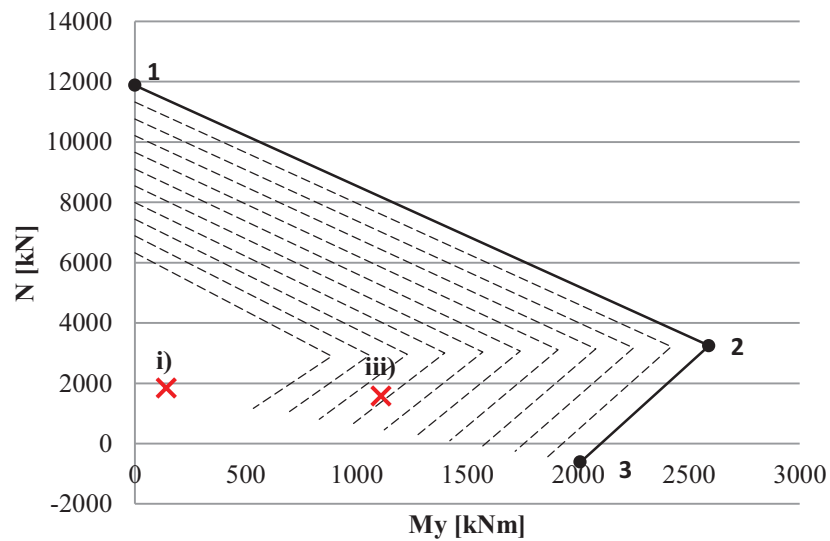
For søylen i akse 9 utføres en kontroll ved å redusere arealet av armeringsjernene prosentvis. Søylenes slankhet vil også påvirkes av redusert armeringsareal, men som en forenkling inkluderes ikke 2. ordens moment i beregningene. Kun midtsnittet kontrolleres for redusert armeringsareal, ettersom biaksial bøyning er kritisk for dette snittet.

De ytterste armeringslagene vil korrodere først, men som en forenkling antas det at all lengdearmering reduseres likt. Kapasiteten er beregnet for tilfeller der armeringsarealet reduseres fra 10 – 90 % med et intervall på 10 %. Kapasitetsreduksjonen er illustrert i figur 13.22 og 13.23 for henholdsvis bøyning om x- og y-akse. Den heltrukne linjen representerer kapasiteten for søylen med full armering, mens de stiplede linjene viser hvordan kapasiteten avtar etter hvert som lengdearmeringen korroderer. De røde kryssene representerer kombinasjonen av dimensjonerende moment og aksialkraft for aktuelle lasttilfeller:

- i) Maksimal aksialkraft
- ii) Maksimalt moment om x-aksen
- iii) Maksimalt moment om y-aksen



Figur 13.22: M_x - N -diagram for midtsnitt søyle med prosentvis redusert armeringsareal, bøyning om x-aksen



Figur 13.23: M_y - N -diagram for midtsnitt søyle med prosentvis redusert armeringsareal, bøyning om y-aksen

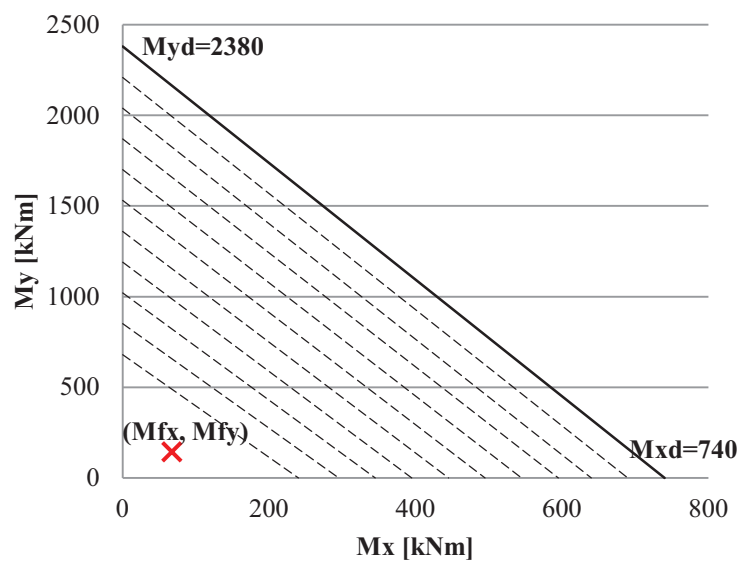
I følge M - N -diagrammene i figur 13.22 og 13.23 vil kapasiteten overskrides dersom mer enn 70 % av lengdearmeringen korroderer bort. Et tap på 70 % tilsvarer en reduksjon i effektiv diameter på 5,3 mm for armeringsjernene i ytterkant. For bøyning andre veien har søylen tilstrekkelig moment- og aksialkraftkapasitet inntil armeringen er redusert med over 90 %.

Både M - N -diagrammet og den antatte uniforme reduksjonen av armeringstverrsnittet er en konservativ forenkling. Armeringen må dermed reduseres ytterligere for at kapasiteten skal

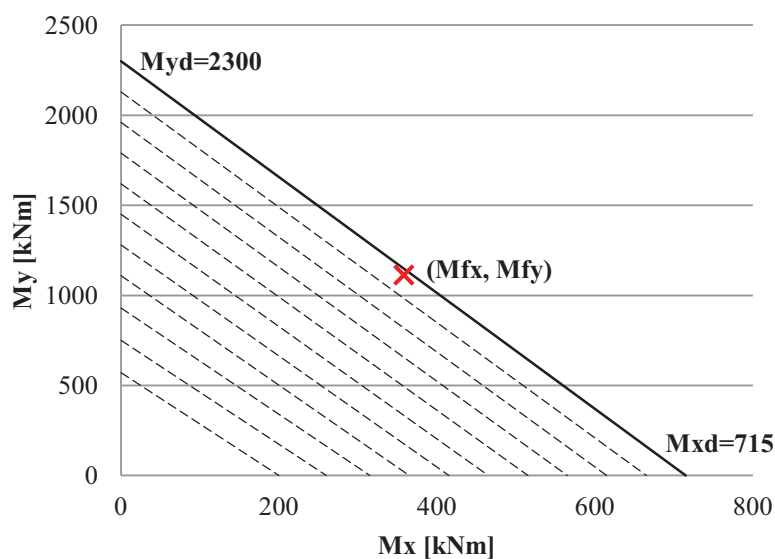
overskrides. Beregningene tilsier at den kontrollerte søylen har god kapasitet i midtsnittet for bøyning om én akse, også når armeringen korroderer.

Biaksial bøyning i midtsnittet

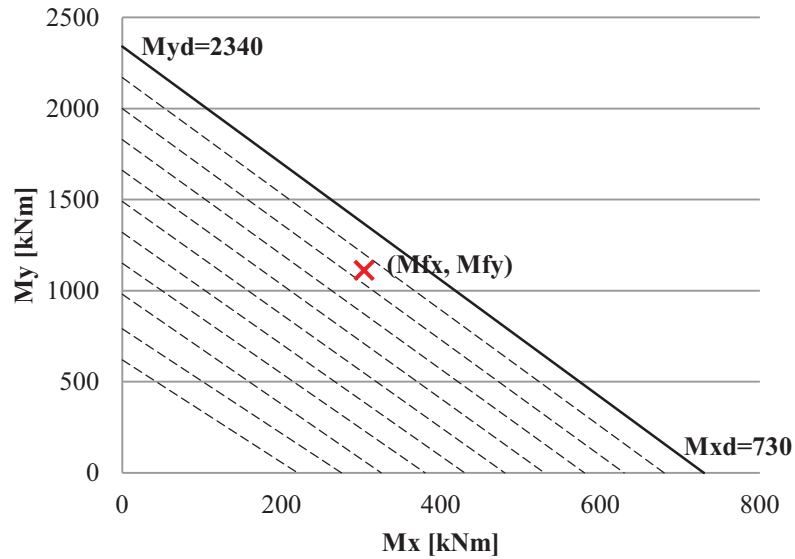
Kapasiteten for biaksial bøyning er også beregnet for tilfeller der armeringsarealet reduseres fra 10 – 90 % med et intervall på 10 %. Kapasitetsreduksjonen er illustrert i figur 13.24-26 for de tre ulike lasttilfellene. Den heltrukne linjen er kapasiteten for søyle med full armering, mens de stiplede linjene viser hvordan kapasiteten avtar etter hvert som lengdearmeringen korroderer bort. De røde kryssene er dimensjonerende moment i x- og y-retning for aktuelt lasttilfelle.



Figur 13.24: Redusert armeringsareal for biaksial bøyning – i) maksimal aksialkraft



Figur 13.25: Redusert armeringsareal for biaksial bøyning – ii) maksimalt moment om x-aksen



Figur 13.26: Redusert armeringsareal for biaksial bøyning – iii) maksimalt moment om y-aksen

Ut i fra grafen i figur 13.25 kommer det tydelig fram at søylen ikke tåler mye armeringskorrosjon. Det røde krysset ligger over linjen som representerer kapasiteten for 10 % tap av armeringsareal. Mer nøyaktig avlesning tilsier at kapasiteten overskrides dersom 2-3 % av armeringstverrsnittet forsvinner. Hvis armeringen i ytterkant korroderer tilsvarer dette tapet en reduksjon i effektiv armeringsdiameter på 0,3-0,5 mm. Søylen er ikke tilstrekkelig dimensjonert for biaksial bøyning dersom armeringen korroderer og mister tverrsnittsareal.

14 Konklusjon

I denne oppgaven har kapasiteten og tilstanden til Nerlandsøybrua blitt vurdert. Formålet med oppgaven var å:

- Verifisere brua i uskadd tilstand
- Beskrive skadeomfanget
- Verifisere bruas kapasitet når sannsynlig skadeomfang er inkludert.

Kapasitetsberegningene og modelleringen av brua er basert på ferdigbrutegninger fra Dr. Techn. Olav Olsen. Brua er modellert i rammeprogrammet NovaFrame, som er spesielt tilpasset analyse av bruer. Programmet er tidkrevende, men til gjengjeld gir det nøyaktige analyser. Dimensjonerende laster er bestemt i henhold til Håndbok 238 *Bruklassifisering*. Håndboken er kompatibel med de nasjonale standardene som gjaldt før innføringen av Eurokoden, og derfor er NS 3473 *Prosjektering av betongkonstruksjoner* benyttet. Lastmodellen består av egenlast, temperaturlast, vindlast, deformasjonslast og vertikal og horisontal trafikklast.

Rambøll har gjennomført en spesialinspeksjon [21] på Nerlandsøybrua hvor måling av kloridinnhold og en visuell inspeksjon er gjennomført. Det ble flere steder avdekket kloridinnhold i armeringsdybden som tilsier at armeringen sannsynligvis er utsatt for kloridinitiert korrosjon. Den visuelle inspeksjonen viser flere områder med avskalling og delaminering fordelt over hele brua. De største verdiene av kloridinnhold samsvarer med de registrerte skadene på brua og befinner seg i feltene nærmest land. Der armeringen er blottlagt er det synlig korrosjon. Det er registrert avskalling og delaminering i endefeltene, noe som tyder på det kan være mye korrosjon på armeringen.

Det er av interesse å vite i hvilken grad bruas skadeomfang påvirker kapasiteten. To konsekvenser av armeringskorrosjon er vurdert; bortfall av betongoverdekning og reduksjon av armeringstverrsnitt. I lengderetning påvirkes ikke kapasiteten i spesielt stor grad ved bortfall av betongoverdekning. Dette skyldes at betongoverdekningen utgjør lite av tverrsnittets totale høyde. I tverretning har bortfallet større virking, da tverrsnittshøyden til plata er mindre. Bortfall av armeringsareal har generelt sett større påvirkning på kapasiteten enn bortfall av betongoverdekning.

Kapasitetskontroll er utført for bruoverbygningen og søyle i akse 9. Moment- og skjærkapasitet er kontrollert i alle felt og ved alle støtter fra akse 1 til 11. Torsjon er kun kontrollert i hovedspennet, da møteplassen tillater skjevstilling av vogntoglast. For søylene er det valgt å kun utføre kapasitetskontroll av søylen i akse 9, da denne er lengst og har minst dimensjon. Under oppsummeres resultatene fra kapasitetskontrollene som er gjort for brua i uskadd og skadet tilstand.

Kapasitet av brubjelke – lengderetning

I akse 1-4 er momentkapasiteten overskredet i uskadd tilstand både i felt og over støtte. Det er sannsynlig at kapasiteten i tillegg er redusert, da det er registrert et stort omfang av skader i dette området. Momentkapasiteten i hovedfelt (akse 10-11) er i uskadd tilstand tilstrekkelig ved omlagring av bøyemoment. Kapasiteten er imidlertid svært høyt utnyttet både for felt og støtte i akse 10 og 11. Ved samtidig reduksjon av lengde- og spennarmering reduseres kapasiteten raskt, og armeringskorrosjon kan derfor være svært kritisk i dette området. For resterende felt og støtter er momentkapasiteten tilstrekkelig i uskadd tilstand.

Skjærkapasiteten i lengderetning er tilstrekkelig i alle snitt, men er tilnærmet fullt utnyttet i akse 10. Kapasiteten synker raskt ved tap av bøylearmering, og allerede ved 3,5 % tap av armeringsarealet overskrider kapasiteten.

For torsjonsmoment overskrider strekkbruddkapasiteten i uskadd tilstand, mens trykkbruddkapasiteten har forholdsvis høy utnyttelsesgrad. Ved reduksjon av armeringsareal vil strekkbruddkapasiteten overskrider ytterligere. Trykkbruddkapasiteten for interaksjon mellom skjær og torsjon er tilnærmet fullt utnyttet hvis overdekning i bunn skaller av. Skaller sideoverdekningen av i tillegg overskrider kapasiteten med 22 %.

Kapasitet bruplate - tverretning

I tverretning er moment godt innenfor kapasiteten, mens kapasiteten for skjær er overskredet over hele brua. Situasjonen er verst for de korte spennene, der bruplata er tynnast. En situasjon med bortfall av overdekning i underkant av bruplata er både svært sannsynlig og svært kritisk for skjærkapasiteten i tverretning. Denne kapasiteten er allerede kritisk, og vil forverres ytterligere ved redusert betongtverrsnitt. Bortfall av overdekning vil dessuten gjøre at armeringen i større grad eksponeres for klorider. Derfor er det sannsynlig at bortfall av overdekning og reduksjon av armeringsareal opptrer samtidig. Et scenario hvor betongoverdekningen faller bort og armeringsdiametere reduseres med 2 mm gir en utnyttelsesgrad på 2,0, noe som er svært kritisk. Det er registrert tilfeller av bom i underkant av bruplata, scenarioet anses som sannsynlig.

Kapasitet søyler

Bortfall av betongoverdekning og armeringsareal i søylene reduserer aksialkraftkapasiteten, og fører til at kapasiteten overskrider. Søylene har generelt god kapasitet for bøyning om én akse. Kapasiteten for biaksial bøyning er derimot høyt utnyttet, og den overskrider dersom betongen skaller av eller armeringsjernene i ytterste lag mister 0,3-0,5 mm av effektiv diameter.

Totalvurdering

Det konkluderes med at Nerlandsøybrua ikke er tilstrekkelig dimensjonert i henhold til NS 3473 [2] for Bk 10, og at korrosjonsskader sannsynligvis øker utnyttelsesgraden. Selv om beregningene tilsier det, har brua enda ikke gått til brudd. Dette skyldes bruken og material-

og lastfaktorer, samt at det er lite sannsynlig at lasttilfellene brua dimensjoneres for opptrer i virkeligheten, da dette er et ”worst case”-scenario.

Det vil være nødvendig med alternative løsninger som kan erstatte brua innen få år. I påvente om en ny løsning kan det i mellomtiden være aktuelt å justere ned bruksklassen eller eventuelt stenge møteplassen i hovedspennet, da skjær i tverretning er spesielt kritisk.

Forslag til videre arbeid

- Kontroll for lavere bruksklasser
- Kjerneprøver og meisle bort betongoverdekningen for å få et bedre bilde av korrosjonsomfanget, gjenværende armeringsdiameter kan da måles
- Utnyttelsesgraden for biaksial bøyning i søylen er rundt 1,0 når søylen beregnes med konstant tverrsnitt. Derfor kan det være interessant å bergene søylen på nytt hvor variasjonen av søyledimensjon tas i betraktning
- Kapasitetskontroll av fundamenter, da Rambøll avdekket høyt kloridinnhold i fundamenter under spesialinspeksjonen.

Referanser

- [1] Statens vegvesen. Håndbok 238 *Bruklassifisering, Laster for klassifisering av bruer og fergekaier i det offektlige vegnett*. 2003
- [2] Standard Norge. NS 3473 *Prosjektering av betongkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler*. 1998
- [3] Standard Norge. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster - vindlast*. 2009
- [4] Standard Norge. NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner - Del 5: Almenne laster - Termiske påvirkninger*. 2008
- [5] Standard Norge. NS-EN 1992-1-1:2004+NA: 2003, Eurokode 2: *Prosjektering av betongkonstruksjoner*. 2008
- [6] Statens vegvesen. Håndbok 185 *Bruprosjektering*. 2009
- [7] Smeplass S. *TKT 4215 Concrete Technology 1 - Kapittel 3: Fresh concrete*. NTNU, institutt for konstruksjonsteknikk. 2004
- [8] Sellevold E.J. *TKT 4215 Concrete Technology 1 - Kapittel 8: Porosity, pore structure*. NTNU, institutt for konstruksjonsteknikk. 1989
- [9] Almusallam A.A, Al-Gahtani A.S, Aziz A.R og Rasheeduzzafar. *Effect of reinforcement corrosion on bond strength. Construction and Building Materials*. 1996
- [10] Hanjari K.Z, Lundgren K. og Coronelli D. *Bond capacity of severely corroded bars with corroded stirrups*. Chalmers University of Technology and Politecino di Milano. 2011
- [11] SINTEF Byggforsk. 572.204 *Sement. Typer og egenskaper*. 2006.
<http://www.sintef.no/byggforsk/> (Hentet 05.05.2014)
- [12] Byggutengrenser. *Fakta om mur og betong*.
<http://www.byggutengrenser.no/fordeler/kjemisk-bestandighet> (Hentet 05.05.2014)
- [13] Norsk Betongforening. Publikasjon nr. 31: *Bestandighet av betongkonstruksjoner - Del 1: Skadeårsaker*. 2003

- [14] Geiker M., *TKT 4215 Concrete Technology 1 - Kapittel 16: Reinforcement corrosion*. NTNU, institutt for konstruksjonsteknikk. 2012
- [15] CorrOcean AS. *Potensialmålinger Nerlandsøybru 21/9 og 22/9-1987*. Trondheim. 1987
- [16] SINTEF Byggforsk. 520.061 *Armeringskorrosjon*. 2009. <http://www.sintef.no/byggforsk/> (Hentet 10.04.2014)
- [17] Forsvarsbygg. *Verneplan - Møvik fort, Austrått fort og Trondenes fort*. 2006. <http://www.verneplaner.no/?f=movik&id=201639&a=2> (Hentet 16.04.2014)
- [18] SINTEF Byggforsk. 520.063 *Alkalireaksjoner i betong. Skademekanisme og regelverk ved nybygging*. 2007. <http://www.sintef.no/byggforsk/> (Hentet 09.04.2014)
- [19] Dr. Ing. A.Ass-Jakobsen AS. *Kontroll av KB-anlegg med ledende belegg – AHEAD systemet*. Statens vegvesen. 2007
- [20] Byggutengrenser. *Fakta om mur og betong*. <http://www.byggutengrenser.no/fordeler/tetthet-er-hovedparameter> (hentet 02.02.2014)
- [21] Rambøll Norge AS. *Rapport fra spesialinspeksjon - 15-0997 Nerlandsøybrua*. Statens vegvesen. 2011
- [22] Corroteam AS. *KB-anlegg region midt - Nerlandsøybrua*. Statens vegvesen. 2011
- [23] Miller I.H.B. Milab Consult a.s. *Katodisk beskyttelse og elektronisk behandling av spennarmerte konstruksjoner*. 2010. [http://www.tekna.no/ikbViewer/Content/795379/\(15\)%20Elektrokjemisk%20behandling%20og%20katodisk%20beskyttelse%20av%20spennkabelkonstruksjoner.pdf](http://www.tekna.no/ikbViewer/Content/795379/(15)%20Elektrokjemisk%20behandling%20og%20katodisk%20beskyttelse%20av%20spennkabelkonstruksjoner.pdf) (Hentet 28.04.2014)
- [24] Stavengs Ingeniørfirma A.S. *Tilstandskontroll Nerlandsøy bru riksveg 654*, 1987
- [25] Sørensen S.I. *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2*. 2010
- [26] Smeplass S. *TKT4215 Concrete Technology 1 - Kapittel 12: Strength of Concrete*. NTNU, institutt for konstruksjonsteknikk. 2003
- [27] Dr. Ing. A.Aas-Jakobsen A/S. *NovaFrame version 5, User's guide*. 2011
- [28] Johansen H. *NTNU: TKT6003 Prosjektering av bruer 1 - Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer*. Statens vegvesen Vegdirektoratet. 2013

-
- [29] Larsen P.K. *Konstruksjonsteknikk – Laster og bæresystemer*. Tapir akademisk forlag. 2004
- [30] Standard Norge. NS-EN 1990: 2002+NA:2008 Eurokode: *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. 2002
- [31] Øverli J.A. og Sørensen S.I. *TKT4222 Concrete Structures 3 - Compendium*. Instetut for konstruksjonsteknikk. NTNU. 2013
- [32] Sørensen S.I. *Bertongkonstruksjoner - Dimensjonering etter NS 3473/1989*. Tapir Forlag. 1989
- [33] Larsen P.K. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Tapir akademisk forlag. 2010
- [34] Norsk Betongforening. Publikasjon nr.6: *Skjærkapasitet for plater med konsentrerte laster*. 1978
- [35] Pucher A. *Einflussfelder elastischer Platten/ Influence Surfaces of Elastic Plates*. Springer-Verlag. 1964
- [36] Larsen P.K., Clausen A.H. og Aalberg A. *Stålkonstruksjoner - Profiler og formler*. Tapir akademisk forlag. 2003
- [37] Munthe-Kaas O. *Beregning og dimensjonering av korrosjonsskadet betongbru - Vurdering av tilstand og bæreevne til Nerlandsøybrua*. Masteroppgave, NTNU, instetutt for konstruksjonsteknikk. 2014
- [38] Rambøll Norge AS, *Klassifisering BK10-60T - 15-0997 Nerlandsøybrua*. Statens vegvesen. 2011
- [39] Webster M.P. *The assessment of corrosion-damaged concrete structures*. Ph.d thesis, School of Civil Engineering, University of Birmingham. 2000
- [40] Hanjari K.Z. *Structural behavior of deteriorated concrete structures*. Ph.d. thesis. Chalmers University of Technology. 2010
- [41] Stemland H. *Betongkonstruksjoners livsløp DP2 - B3 Styrkeberegning ved korrosjonsskader*. SINTEF Bygg og miljø. 2000
- [42] Fang C., Lundberg K., Chen L. og Zhu C. *Corrosion influence on bond in reinforced concrete*. Cement and Concrete Research. 2004
- [43] Den Norske Ingeniørforening. NS 427 A *Betongarbeider*. 1963

- [44] Rodum E. *Bruer og fergekaier*. Statens vegvesen. 2011
- [45] Holly I og Bilcik J. *Effect of reinforcement corrosion on bonr behaviour*. Procedia Engineering. 2013
- [46] Dr. Techn Olav Olsen A.S. *Bøyelister for Sør-Vanylven bro.Hærøy*. 1966/67
- [47] Raghunath P. N., Revathy, J., Suguna, K., *Effect of Corrosion Damage on the Ductility Performance of Concrete Columns*, Annamalai University, India. 2009
- [48] Du Y.G, Clark L.A. og Chan A.H.C. *Residual capacity of corroded reinforcing bars*. University of Birmingham. 2005

Vedlegg

A – Ferdigbrutegninger

B – Kryp og svinn i betongen

C – Kryp, svinn og relaksasjon i spennarmering

D – Vindlast

E – Resultater fra analyse i NovaFrame

F – Bruddgrensetilstand for bruoverbygning – lengderetning

G – Bidrag fra egenlast i tverretning

H – Bruddgrensetilstand for bruoverbygning – tverretning

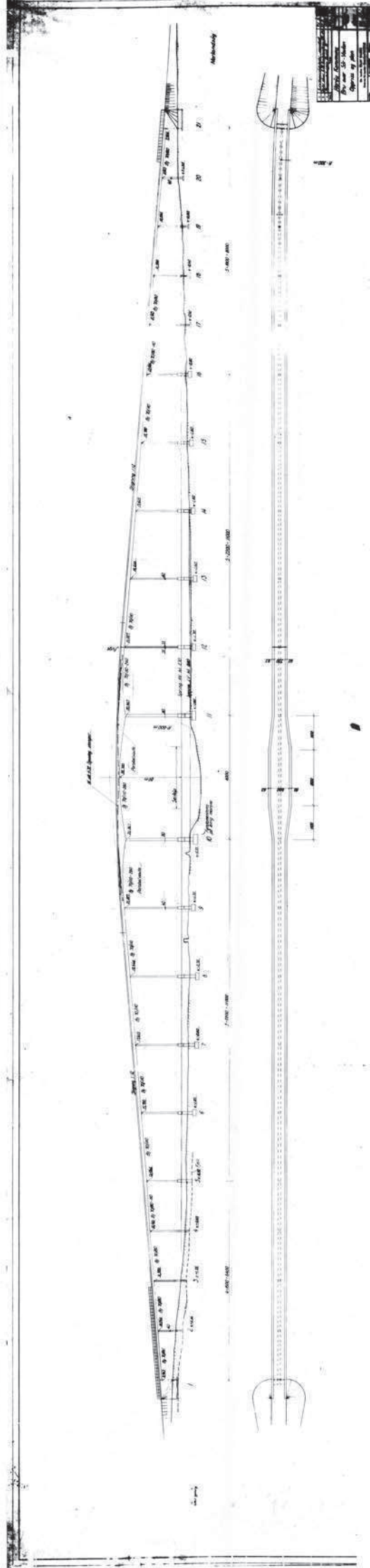
I – Bruddgrensetilstand – Søylar

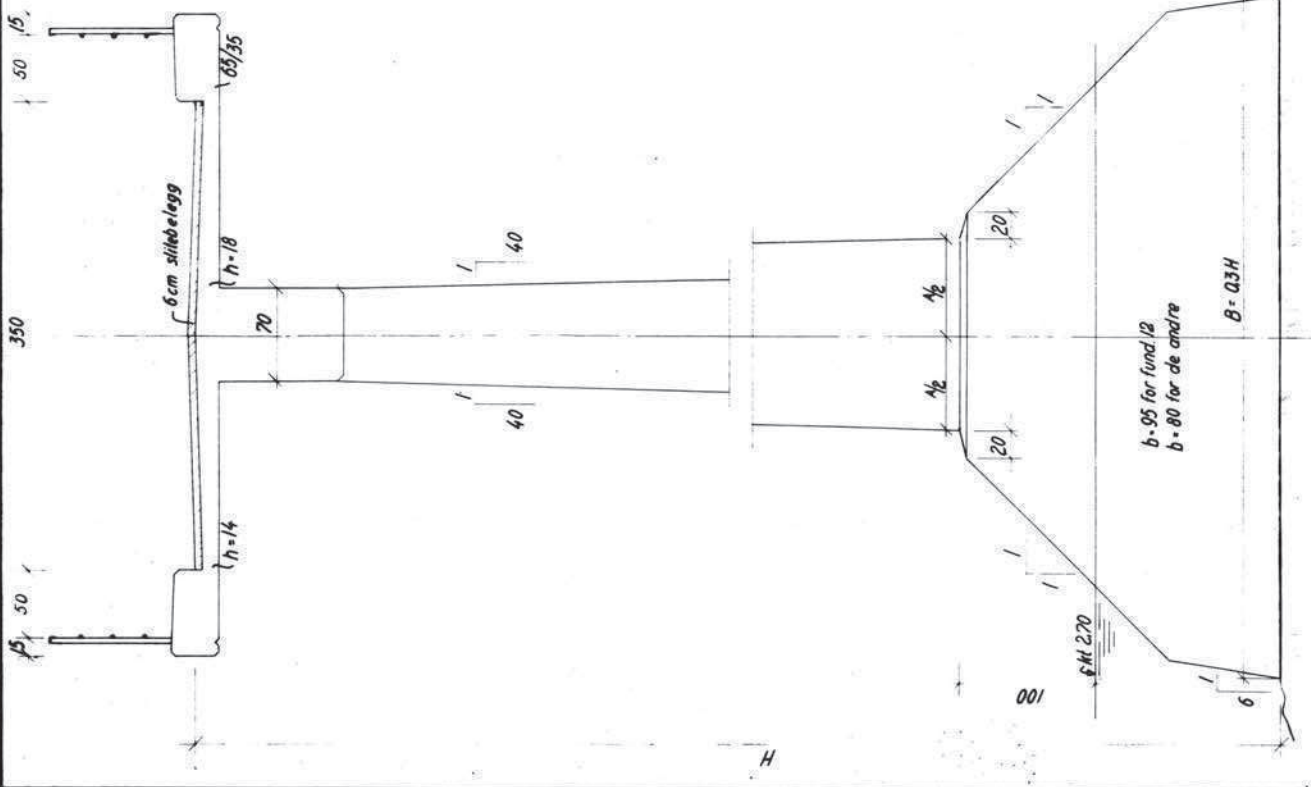
Vedlegg A

Ferdigbrute tegninger

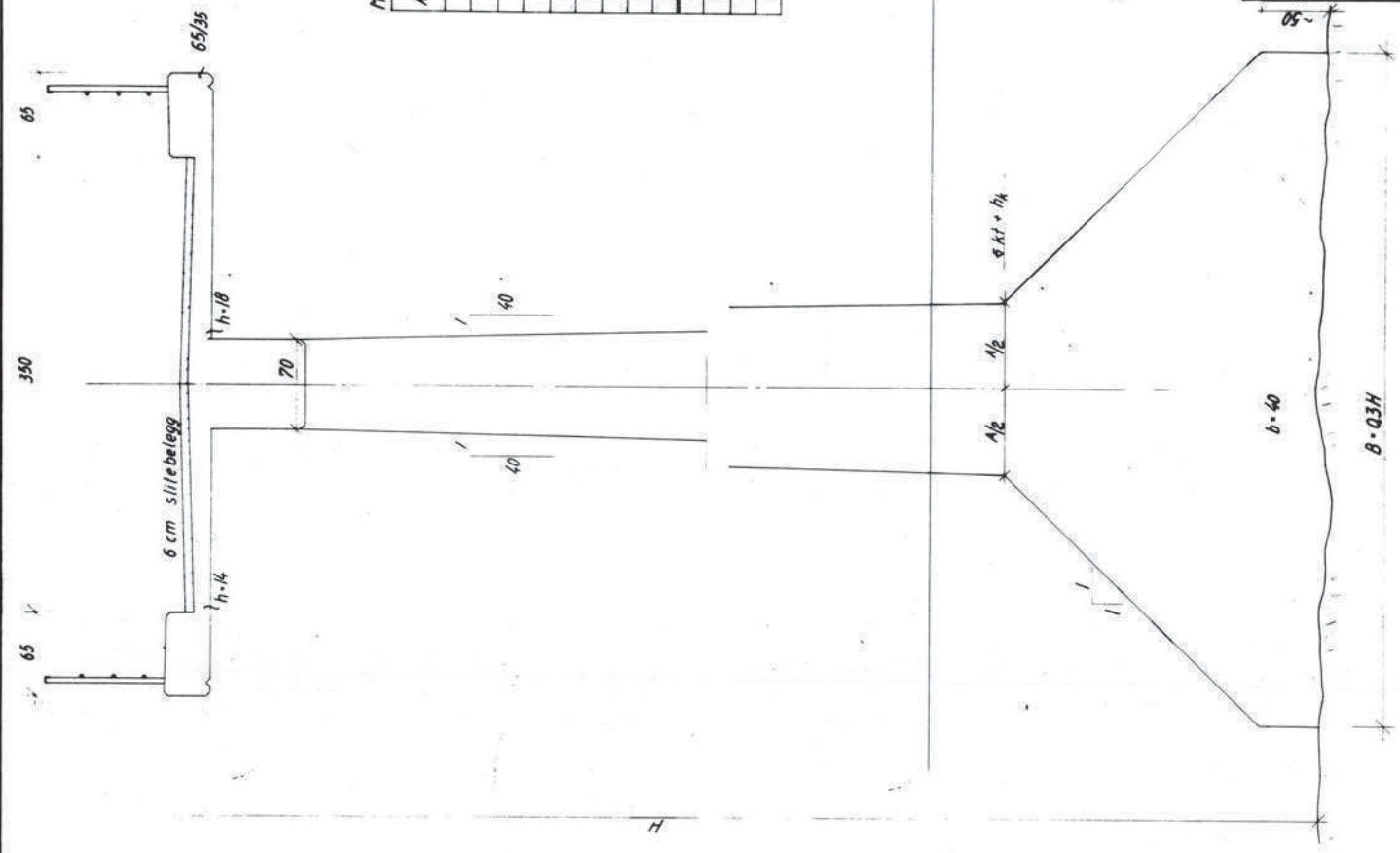
Dette vedlegget inneholder ferdigbrute tegninger som er aktuelle i denne oppgaven. Tegningene ligger i følgende rekkefølge:

- Tegning nr. 151-01: Oppriss og Plan
- Tegning nr. 151-08: Alt. fund. på fjell – Fund. og søyler akse 5-9, 12-16 og 2-4
- Tegning nr. 151-10e: Armering – Søyler akse 5-9 og 13-16, samt fund. på fjell akse 5
- Tegning nr. 151-15: Armering brudekke
- Tegning nr. 151-16a: Armering bjelke 70/80
- Tegning nr. 151-18: Forskaling og forspent arm. i hoved- og sidespenn
- Tegning nr. 151-21: Armering – Bjelke 70/80-110 akse 4-5
- Tegning nr. 151-22a: Armering – Bjelke 70/80, 22 m spenn
- Tegning nr. 151-24: Oppriss midtspenn
- Tegning nr. 151-25: Bj. 70/110-260 akse 9-12 Armering
- Tegning nr. 151-26: Bjelkearm. ved akse 9





Fundament 5-9, 12-16
All: Fund. på fjell



Fundament 2-4, 17-20, All: fund. på fjell

Måltabel

Akse	Antall uk søle	Søle bredde	Søle bredde	Høyde	Uttørkt uk søle
5	-0.0	4.50	12.0	2.70	-0.50
6	+0.3	5.20	13.0	2.70	-1.05
7	-0.7	6.00	13.7	2.70	-2.60
8	-1.5	6.50	14.7	3.50	-2.70
9	+0.7	7.00	15.6	2.25	-1.70
12	-2.7	7.50	15.6	4.35	-1.70
13	-1.0	6.75	14.7	3.70	-1.60
14	+1.0	6.20	13.7	4.00	-1.60
15	-1.6	5.20	13.0	3.00	-1.60
2	+2.7	2.25	10.0	3.50	2.10
3	+0.0	3.50	8.0	2.45	1.35
4	+1.0	5.75	13.0	2.45	0.60
16					-0.80

Ann: Hvis uk søle blir liggende på en opper kan en anført w₁ h₁ og h₂ måtte tilpasses.
Er forskjellen større enn 1 m, vil også B måtte forandres.

Prosjekt: 151-08

Rev: 151-08

Dato: 15.12.16

Bl. 1 av 1

Herøy Kommune

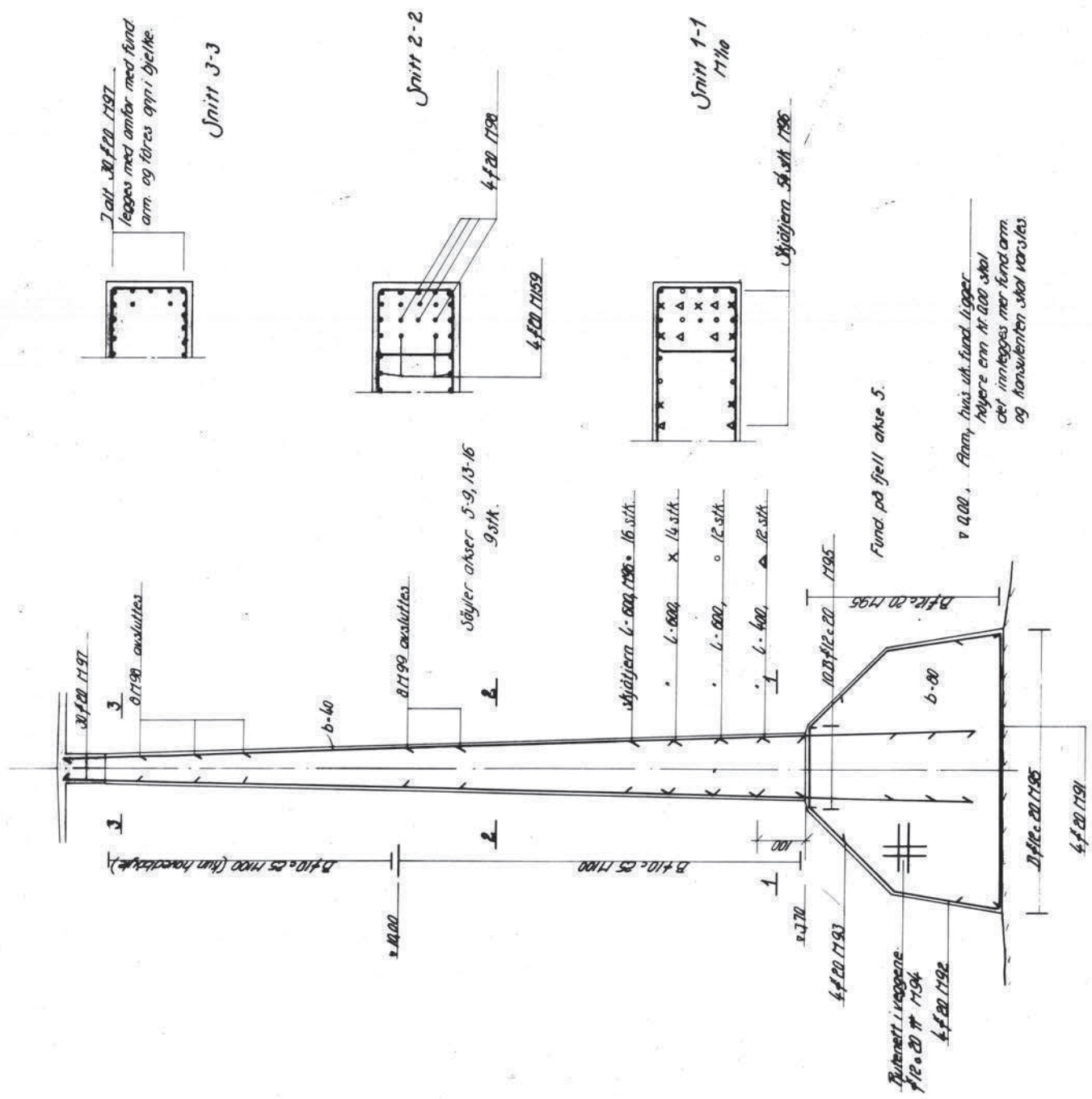
Bru over Sør-Moulen

All: fund. på fjell

Fund og søyler 5-9, 12-16 og 2-4

1/20

151-08



Arm av søyler aksler 5-9 og 13-16
 Arm av samkjørende fundament på fjell
 Støttement er armeret på tegn 151-2

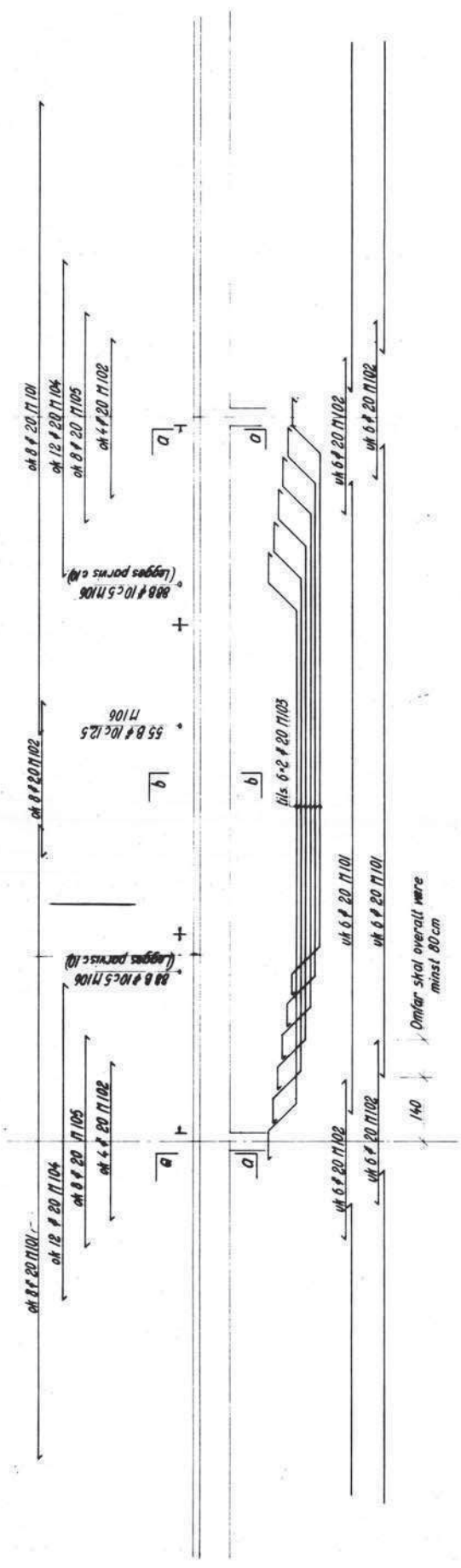
Overbeiting i fund 5 cm
 søyle 35 cm

R.D.	151-10	151-10
F.C.D.	151-10	151-10
P.C.D.	151-10	151-10
1	151-10	151-10
2	151-10	151-10
3	151-10	151-10
4	151-10	151-10
5	151-10	151-10
6	151-10	151-10
7	151-10	151-10
8	151-10	151-10
9	151-10	151-10
10	151-10	151-10
11	151-10	151-10
12	151-10	151-10
13	151-10	151-10
14	151-10	151-10
15	151-10	151-10
16	151-10	151-10
17	151-10	151-10
18	151-10	151-10
19	151-10	151-10
20	151-10	151-10
21	151-10	151-10
22	151-10	151-10
23	151-10	151-10
24	151-10	151-10
25	151-10	151-10
26	151-10	151-10
27	151-10	151-10
28	151-10	151-10
29	151-10	151-10
30	151-10	151-10
31	151-10	151-10
32	151-10	151-10
33	151-10	151-10
34	151-10	151-10
35	151-10	151-10
36	151-10	151-10
37	151-10	151-10
38	151-10	151-10
39	151-10	151-10
40	151-10	151-10
41	151-10	151-10
42	151-10	151-10
43	151-10	151-10
44	151-10	151-10
45	151-10	151-10
46	151-10	151-10
47	151-10	151-10
48	151-10	151-10
49	151-10	151-10
50	151-10	151-10
51	151-10	151-10
52	151-10	151-10
53	151-10	151-10
54	151-10	151-10
55	151-10	151-10
56	151-10	151-10
57	151-10	151-10
58	151-10	151-10
59	151-10	151-10
60	151-10	151-10
61	151-10	151-10
62	151-10	151-10
63	151-10	151-10
64	151-10	151-10
65	151-10	151-10
66	151-10	151-10
67	151-10	151-10
68	151-10	151-10
69	151-10	151-10
70	151-10	151-10
71	151-10	151-10
72	151-10	151-10
73	151-10	151-10
74	151-10	151-10
75	151-10	151-10
76	151-10	151-10
77	151-10	151-10
78	151-10	151-10
79	151-10	151-10
80	151-10	151-10
81	151-10	151-10
82	151-10	151-10
83	151-10	151-10
84	151-10	151-10
85	151-10	151-10
86	151-10	151-10
87	151-10	151-10
88	151-10	151-10
89	151-10	151-10
90	151-10	151-10
91	151-10	151-10
92	151-10	151-10
93	151-10	151-10
94	151-10	151-10
95	151-10	151-10
96	151-10	151-10
97	151-10	151-10
98	151-10	151-10
99	151-10	151-10
100	151-10	151-10

Herøy kommune
 Bru over Jør-Voulen

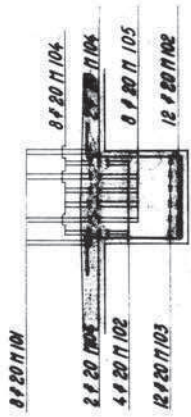
Armering
 Søyler aksler 5-9 og 13-16
 som fund. på fjell aksse 5

Dr. Ingvald OLSEN
 151-10

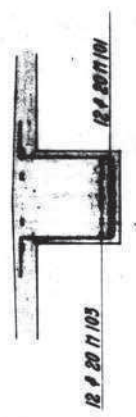


ANM.

1. J bytelse er Ø 20 tenk lagt porsvis innlii hverandre
2. Omfangs lengde for Ø 20 sikal minst være 80 cm overall.

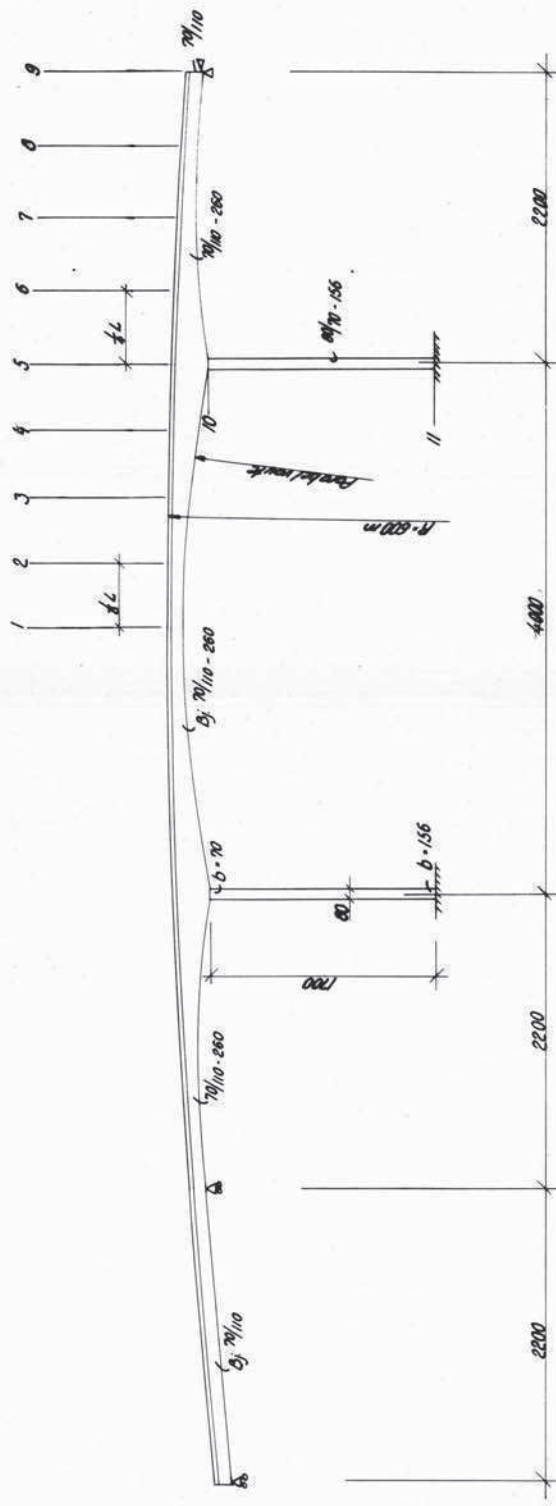


Snitt a-a



Snitt b-b

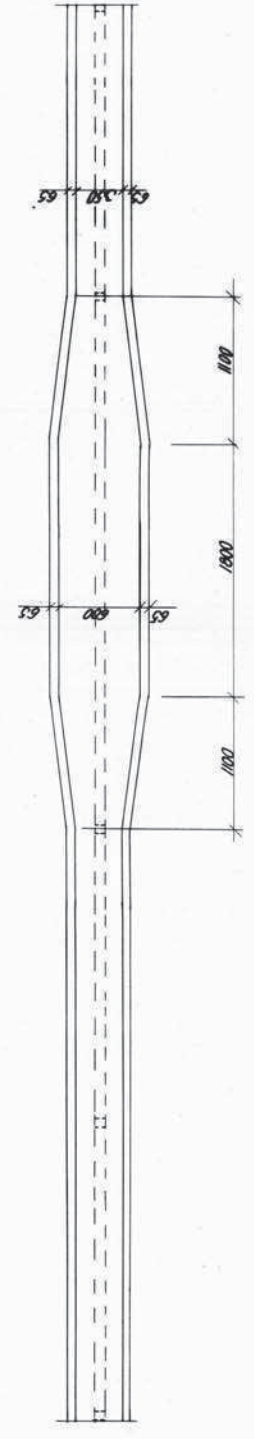
Anm om anleggsmåte		05	1/50
Herøy Kommune		0.5	
Bru over Sor - Varden			
Armering			
Bygget 7/70			
Dr. Ingvald OLSEN		15.16	
Råd. 18. 11. 1968 - Tegning 1377/68			
Dato: 1. 11. 68			
Bl. 1			



Oppriss

Vedr. detaljbehandling:

Det vises: Momenter fra egenvekt for punktene 1-11
 Juffersaliger for moment for punktene 1-11
 Pensilmomenter for punkt 5
 i henhold til forspenningsystem på tegn. 151-10



Plan

Arkiv	Arkiv	Arkiv	Arkiv
1	2	3	4
Herøy Kommune			
Bro over Str. Heulen			
Oppriss multispenn			
Dr. Ingvald OLAV OLSEN			
151-24			
Oppgave	Blad	Antall	Bladnr

Vedlegg B

Kryp og svinn i betongen

I dette vedlegget beregnes kryptall og kryp- og svinntøyninger for alle tverrsnitt fra akse 1 til 11. Beregningene er gjort i henhold til NS 3473 [2] Tillegg A.9.3.

Beregning av kryptall og svinntøyning akse 1-4, NS 3473 Tillegg A.9.3

I felt får man minst h_0 og derfor størst kryptall. Det er kritisk der kryptallet er størst

Utrekning av kryptall

$$RH := 70\% \quad f_{cck} := 24 \text{ MPa} \quad t_0 := 28 \text{ dager} \quad t := 50 \cdot 365 = 1.825 \cdot 10^4 \text{ dager}$$

$$A_c := 1.445 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$U := 4800 - 700 + 2 \cdot 800 + 2 \cdot 650 + 2 \cdot 190 + 3500 = 1.088 \cdot 10^4 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnitttykkelse

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{U} = 265.625 \text{ mm}$$

$$\phi_0 := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.08 \cdot (h_0)^{\frac{1}{3}}} = 1.583$$

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 1.051$$

$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

$$\beta_h := 1.5 \cdot \left(1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{RH}{50} \right)^{18} \right) \cdot h_0 + 250 = 668.848$$

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{\beta_h + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989$$

Kryptall

$$\phi := \phi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 2.055$$

Utrekning av kryptøyning

$$E_{ck} := 9500 \cdot f_{ck}^{0.3} = 2.465 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

NS 3473 Tillegg A.9.2

Betongspenning

$$N := 7680 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\sigma_c := -\frac{N}{A_c} = -5.315 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cc} := \phi \cdot \frac{\sigma_c}{E_{ck}} \cdot 10^3 = -0.443\text{‰}$$

Utrekning av svinntøyning

$$t_s := 28 \text{ dager}$$

$$\varepsilon_s := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right) = -3.614 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_s := \left(\frac{t - t_s}{0.035 \cdot h_0^2 + t - t_s}\right)^{0.5} = 0.938$$

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_s \cdot \beta_s \cdot 10^3 = -0.339 \text{ ‰}$$

Beregning av kryptall og svinntøyning akse 4-5, NS 3473 Tillegg A.9.3

I felt får man minst h_0 og derfor størst kryptall. Det er kritisk der kryptallet er størst

Utrekning av kryptall

$$RH := 70\% \quad f_{cck} := 24 \text{ MPa} \quad t_0 := 28 \text{ dager} \quad t := 50 \cdot 365 = 1.825 \cdot 10^4 \text{ dager}$$

$$A_{c4} := 1.445 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$A_{c5} := 1.655 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$A_c := \frac{A_{c4} + A_{c5}}{2} = 1.55 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$U_4 := 4800 - 700 + 2 \cdot 800 + 2 \cdot 650 + 2 \cdot 190 + 3500 = 1.088 \cdot 10^4 \text{ mm}$$

$$U_5 := 4800 - 700 + 2 \cdot 1100 + 2 \cdot 650 + 2 \cdot 190 + 3500 = 1.148 \cdot 10^4 \text{ mm}$$

$$U := \frac{U_4 + U_5}{2} = 1.118 \cdot 10^4 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnitttykkelse

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{U} = 277.281 \text{ mm}$$

$$\phi_0 := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.08 \cdot (h_0)^{\frac{1}{3}}} = 1.575$$

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 1.051$$

$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

$$\beta_h := 1.5 \cdot \left(1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{RH}{50} \right)^{18} \right) \cdot h_0 + 250 = 687.227$$

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{\beta_h + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989$$

Kryptall

$$\phi := \phi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 2.044$$

Utrekning av kryptøyning

$$E_{ck} := 9500 \cdot f_{ck}^{0.3} = 2.465 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

NS 3473 Tillegg A.9.2

Betongspenning

$$N := 7680 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\sigma_c := -\frac{N}{A_c} = -4.955 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cc} := \phi \cdot \frac{\sigma_c}{E_{ck}} \cdot 10^3 = -0.411\text{‰}$$

Utrekning av svinntøyning

$$t_s := 28 \text{ dager}$$

$$\varepsilon_s := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right) = -3.614 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_s := \left(\frac{t - t_s}{0.035 \cdot h_0^2 + t - t_s}\right)^{0.5} = 0.933$$

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_s \cdot \beta_s \cdot 10^3 = -0.337 \text{ ‰}$$

Beregning av kryptall og svinntøyning akse 5-9, NS 3473 Tillegg A.9.3

I felt får man minst h_0 og derfor størst kryptall. Det er kritisk der kryptallet er størst

Utrekning av kryptall

$$RH := 70\% \quad f_{cck} := 24 \text{ MPa} \quad t_0 := 28 \text{ dager} \quad t := 50 \cdot 365 = 1.825 \cdot 10^4 \text{ dager}$$

$$A_c := 1.655 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$U := 4800 - 700 + 2 \cdot 1100 + 2 \cdot 650 + 2 \cdot 190 + 3500 = 1.148 \cdot 10^4 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnitttykkelse

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{U} = 288.328 \text{ mm}$$

$$\phi_0 := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.08 \cdot (h_0)^{\frac{1}{3}}} = 1.568$$

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 1.051$$

$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

$$\beta_h := 1.5 \cdot \left(1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{RH}{50} \right)^{18} \right) \cdot h_0 + 250 = 704.646$$

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{\beta_h + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989$$

Kryptall

$$\phi := \phi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 2.034$$

Utrekning av kryptøyning

$$E_{ck} := 9500 \cdot f_{ck}^{0.3} = 2.465 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

NS 3473 Tillegg A.9.2

Betongspenning

$$N := 7680 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\sigma_c := -\frac{N}{A_c} = -4.64 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cc} := \phi \cdot \frac{\sigma_c}{E_{ck}} \cdot 10^3 = -0.383\text{‰}$$

Utrekning av svinntøyning

$$t_s := 28 \text{ dager}$$

$$\varepsilon_s := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right) = -3.614 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_s := \left(\frac{t - t_s}{0.035 \cdot h_0^2 + t - t_s}\right)^{0.5} = 0.929$$

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_s \cdot \beta_s \cdot 10^3 = -0.336 \text{ ‰}$$

Beregning av kryptall og svinntøyning akse 9-10, NS 3473 Tillegg A.9.3

I felt får man minst h_0 og derfor størst kryptall. Det er kritisk der kryptallet er størst

Utrekning av kryptall

$$RH := 70\% \quad f_{cck} := 24 \text{ MPa} \quad t_0 := 28 \text{ dager} \quad t := 50 \cdot 365 = 1.825 \cdot 10^4 \text{ dager}$$

$$A_c := 1.998 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$U := 4800 - 700 + 2 \cdot 1760 + 2 \cdot 650 + 2 \cdot 190 + 3500 = 1.28 \cdot 10^4 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnitttykkelse

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{U} = 312.188 \text{ mm}$$

$$\phi_0 := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.08 \cdot (h_0)^{\frac{1}{3}}} = 1.553$$

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 1.051$$

$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

$$\beta_h := 1.5 \cdot \left(1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{RH}{50} \right)^{18} \right) \cdot h_0 + 250 = 742.269$$

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{\beta_h + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.988$$

Kryptall

$$\phi := \phi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 2.013$$

Utrekning av kryptøyning

$$E_{ck} := 9500 \cdot f_{ck}^{0.3} = 2.465 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

NS 3473 Tillegg A.9.2

Betongspenning

$$N := 7680 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\sigma_c := -\frac{N}{A_c} = -3.844 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cc} := \phi \cdot \frac{\sigma_c}{E_{ck}} \cdot 10^3 = -0.314\text{‰}$$

Utrekning av svinntøyning

$$t_s := 28 \text{ dager}$$

$$\varepsilon_s := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right) = -3.614 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_s := \left(\frac{t - t_s}{0.035 \cdot h_0^2 + t - t_s}\right)^{0.5} = 0.918$$

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_s \cdot \beta_s \cdot 10^3 = -0.332 \text{ ‰}$$

Beregning av kryptall og svinntøyninger akse 10-11, NS 3473 Tillegg A.9.3

I felt får man minst h_0 og derfor størst kryptall. Det er kritisk der kryptallet er størst

Utrekning av kryptall

$$RH := 70\% \quad f_{cck} := 24 \text{ MPa} \quad t_0 := 28 \text{ dager} \quad t := 50 \cdot 365 = 1.825 \cdot 10^4 \text{ dager}$$

$$A_c := 2.28 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$U := 7300 - 700 + 2 \cdot 910 + 2 \cdot 350 + 2 \cdot 650 + 2 \cdot 160 + 6000 = 1.674 \cdot 10^4 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnitttykkelse

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{U} = 272.401 \text{ mm}$$

$$\phi_0 := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.08 \cdot (h_0)^{\frac{1}{3}}} = 1.578$$

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 1.051$$

$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

$$\beta_h := 1.5 \cdot \left(1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{RH}{50} \right)^{18} \right) \cdot h_0 + 250 = 679.533$$

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{\beta_h + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989$$

Kryptall

$$\phi := \phi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 2.049$$

Utrekning av kryptøyning

$$E_{ck} := 9500 \cdot f_{ck}^{0.3} = 2.465 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

NS 3473 Tillegg A.9.2

Betongspenning

$$N := 7680 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\sigma_c := -\frac{N}{A_c} = -3.368 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cc} := \phi \cdot \frac{\sigma_c}{E_{ck}} \cdot 10^3 = -0.28 \text{ ‰}$$

Utrekning av svinntøyning

$$t_s := 28 \text{ dager}$$

$$\varepsilon_s := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right) = -3.614 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_s := \left(\frac{t - t_s}{0.035 \cdot h_0^2 + t - t_s}\right)^{0.5} = 0.936$$

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_s \cdot \beta_s \cdot 10^3 = -0.338 \text{ ‰}$$

Vedlegg C

Kryp, svinn og relaksasjon i spennarmering

Vedlegget inneholder beregning av kryp-, svinntøyning og relaksasjon for spennarmeringen i akse 10 til 11.

Kryp-, svinntøyning og relaksasjon i spennarmeringen

Kryp

$$\phi := 2.049 \quad E_c := 24400 \text{ MPa} \quad A_p := 12868 \text{ mm}^2 \quad A_c := 2.28 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$E_p := 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \quad E_s := 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \quad N := 7680 \cdot 10^3 \text{ N} \quad f_{02} := 835 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul for pålasting ved 28 døgn

$$E_{cL} := \frac{E_c}{1 + \phi} = 8002.6 \text{ MPa}$$

$$A_t := A_c + \left(\frac{E_p}{E_{cL}} - 1 \right) \cdot A_p = (2.59 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Betongspenning blir lik i hele tverrsnittet siden vi har antatt ingen eksentrisitet for spennarmeringen, får derfor ikke noe eksentrisitetsmoment.

$$\sigma_c := \frac{-N}{A_t} = -2.97 \text{ MPa}$$

Betongtøyning ved spennarmeringen. Disse tøyningene er det samme som tøyningsreduksjonen i spennarmeringen:

$$\text{Korttid:} \quad \Delta\varepsilon_{pk} := \frac{\sigma_c}{E_c} = -1.216 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Langtid:} \quad \Delta\varepsilon_{pL} := \frac{\sigma_c}{E_{cL}} = -3.707 \cdot 10^{-4}$$

Dette gir spenningsendring i spennarmeringen (reduksjon):

$$\text{Korttid:} \quad \Delta\sigma_{pk} := \Delta\varepsilon_{pk} \cdot E_p = -24.317 \text{ MPa}$$

$$\text{Langtid:} \quad \Delta\sigma_{pL} := \Delta\varepsilon_{pL} \cdot E_s = -74.143 \text{ MPa}$$

Spenningsendring pga kryp (reduksjon):

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\sigma_{pL} - \Delta\sigma_{pk} = -49.826 \text{ MPa}$$

Kryptøyningen er den samme i spennarmeringen som i betongen

$$\varepsilon_{cc} := -0.28$$

Svinn

$$\varepsilon_{cs} := -0.338 \cdot 10^{-3}$$

$$N_s := |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p = 869.9 \text{ kN}$$

Svinnføyningen ved armeringen:

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} := \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{cL} \cdot A_t} = -2.96 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendringen i spennarmeringen pga svinn:

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := \Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p = -59.2 \text{ MPa}$$

Relaksasjon

NS3473 A.9.3.3 gir relaksasjonsspenningen

$$\sigma_{pr} := \frac{N}{A_p} - 0.5 \cdot (\Delta\sigma_{p.krypp} + \Delta\sigma_{p.svinn}) = 651.3 \text{ MPa}$$

Ut fra forhold mellom fpk og fp01k regner vi ut bruddspenningen:

$$f_{pk} := \frac{1650 \text{ MPa}}{1500 \text{ MPa}} \cdot 835 \text{ MPa} = 918.5 \text{ MPa}$$

Relaksasjonsspenning i % av bruddspenningen:

$$S_2 := \frac{\sigma_{pr}}{f_{pk}} \cdot 100 = 70.914$$

Lest av i figur 1. NS3473 9.3

$$S_1 := 45$$

$$T_2 := 4.7$$

Vedlegg D

Vindlast

I dette vedlegget beregnes vindlasten som virker på Nerlandsøybrua i henhold til NS-EN 1991-1-4 *Allmenne laster, Vindlast*.

Vindlast

Håndbok 185

2.5.2 Antar vindlastklasse 1, da Nerlandsøybra er en bjelke-platebru. For vindklasse 1 trengs det ikke tas hensyn til dynamiske vikinger.

Vindlast uten trafikk

NS 1991-1-4

Herøy kommune: $v_{b0} := 30 \frac{m}{s}$

$$c_{dir} := 1.0 \quad c_{season} := 1.0 \quad c_{alt} := 1.0 \quad c_{prob} := 1.0$$

(4.1) $v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b0} = 30 \frac{m}{s}$

Basisvindhastighet: $\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$

(4.10) $q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.563 \frac{kN}{m^2}$

Middelverdi: Antar terrengkategori I

Tabell 4.1 $z_0 := 0.01 m \quad z_{min} := 1 m \quad z_{max} := 200 m$

Brua er på sitt høyeste ca. 20m: $z := 20 m$

$$z_{0II} := 0.05 m$$
$$k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0II}} \right)^{0.07} = 0.17$$
$$c_r := k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 1.29$$
$$c_0 := 1.0$$

(4.3) $v_m := c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 38.709 \frac{m}{s}$

Vindkast-
hastighetstrykk: $k_1 := 1.0$

$$(4.7) \quad I_v := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.132$$

$$(4.8) \quad q_p := (1 + 7 \cdot I_v) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 = 1.799 \frac{kN}{m^2}$$

Vindkraft:

x-retning: Bruker høyden 1100 mm over hele brua: $d_{tot} := 1.1 \text{ m}$

$$8.3.1 \quad A_{refx} := d_{tot} \cdot 1 \frac{m}{m} = 1.1 \frac{m^2}{m}$$

$$c_{fx} := 1.3$$

$$c_e := \frac{q_p}{q_b} = 3.198$$

$$8.3.2 \quad F_{wx} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{fx} \cdot A_{refx} = 2.572 \frac{kN}{m}$$

y-retning: Bjelkebru:

$$8.3.4 \quad F_{wy} := 0.25 \cdot F_{wx} = 0.643 \frac{kN}{m}$$

z-retning: $c_{fz} := 0.9$

$$b := 4.8 \text{ m}$$

$$8.3.3 \quad A_{refz} := b \cdot 1 \frac{m}{m} = 4.8 \frac{m^2}{m}$$

$$F_{wz} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{fz} \cdot A_{refz} = 7.771 \frac{kN}{m}$$

Vindlast med trafikklast

NS 1991-1-4

Trafikklast vil ikke opptre ved vindkasthastighet større enn:

NA.8.1 (4)

$$v_{kast} := 35 \frac{m}{s}$$

$$q_b' := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{kast}^2 = 0.766 \frac{kN}{m^2}$$

Vindkraft:**x-retning:**

$$c_e' := \frac{q_p}{q_b'} = 2.35$$

$$d_{tot}' := d_{tot} + 2 \text{ m} = 3.1 \text{ m}$$

$$b := 4.8 \text{ m}$$

Figur 8.3

$$\frac{b}{d_{tot}'} = 1.548 \quad \rightarrow \quad c_{fx}' := 1.9$$

$$A_{refx}' := d_{tot}' \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 3.1 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$F_{wx}' := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e' \cdot c_{fx}' \cdot A_{refx}' = 7.785 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

y-retning:

$$F_{wy}' := 0.25 \cdot F_{wx}' = 1.946 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

z-retning:

$$c_{fz}' := 0.9$$

$$b := 4.8 \text{ m}$$

$$A_{refz}' := b \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.8 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$F_{wz}' := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e' \cdot c_{fz}' \cdot A_{refz}' = 5.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kontroll

Middelvindhastighet for vind samtidig med trafikk:

4.4 (1)

$$v_p' := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_m' := \frac{v_p'}{\sqrt{1 + 7 \cdot I_v}} = 25.25 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{b.traf} := \frac{v_m'}{c_r \cdot c_0} = 19.57 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{bo.traf} := \frac{v_{b.traf}}{c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob}} = 19.57 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

NA. 8.1(1)

$$v_{bo.traf} < v_{bo} \rightarrow \text{OK}$$

Vedlegg E

Resultater fra analyse i NovaFrame

I dette vedlegget presenteres resultatene fra analysen i NovaFrame. Det er beregnet verdier for dimensjonerende feltmoment, støttemoment og skjærkraft for bruoverbygningen, samt moment og aksialkraft for søylen i akse 9 i bruddgrensetilstand. I vedlegget framkommer det hvilket bidrag de ulike lastene gir, og hvilke lastfaktorer (γ) som gir kritisk lastpåkjenning. Lastkombinasjonen er utført i henhold til Håndbok 238 [1], som beskrevet i kapittel 6.3.1 *Bruddgrensetilstand*.

”Superegenvekt” utgjør summen av egenvekten av bruoverbygningen, søylene, rekkverk og slitelaget. ”Vindlast” omfatter vindlast i alle retninger (x, y og z). ”Vogntoglast” inkluderer totalvekt av vogntog (V), aksellast (A) og lett blandet trafikk (p) for Bk 10.

Bruoverbygning - Dimensjonerende feltmoment

Lasttype	Akse 1-4		Akse 4-5		Akse 5-9		Akse 9-10		Akse 10-11	
	Υ	M _f [kNm]	Υ	M _f [kNm]	Υ	M _f [kNm]	Υ	M _f [kNm]	Υ	M _f [kNm]
Superegenvekt	1,15	997,9	1,0	330,0	1,0	1206,8	1,0	-1995,2	1,15	3839,0
Tvangskrefter spennarmering	-	-	-	-	-	-	1,0	957,9	1,1	3312,6
Kryp	0,0	0,0	1,0	26,5	0,0	0,0	1,0	312,7	0,0	0,0
Svinn	1,0	24,7	1,0	14,5	1,0	4,5	1,0	616,7	1,0	58,3
Temperatur	0,0	0,0	0,8	343,5	0,8	437,0	0,8	731,7	0,0	0,0
Vindlast	0,0	0,0	0,8	29,7	0,8	99,8	0,8	74,7	0,0	0,0
Bremselast	1,4	0,2	1,2	0,0	1,2	0,0	1,2	8,6	1,4	36,3
Vogntoglast	1,4	1177,9	1,2	854,6	1,2	1459,2	1,2	1651,9	1,4	3934,9
Totalt		2200,7		1598,8		3207,3		2359,0		11181,1

Bruoverbygning - Dimensjonerende støttemoment

Lasttype	Akse 1-4		Akse 5-8		Akse 9		Akse 10		Akse 11	
	Υ	M _f [kNm]	Υ	M _f [kNm]	Υ	M _f [kNm]	Υ	M _f [kNm]	Υ	M _f [kNm]
Superegenvekt	1,15	-1422,7	1,15	-1960,9	1,15	-1100,4	1,15	-13335,6	1,15	-12118,0
Tvangskrefter spennarmering	-	-	-	-	1,1	-131,4	0,9	2493,6	0,9	2664,1
Kryp	0,0	0,0	1,0	-40,7	1,0	-14,6	1,0	-201,1	1,0	-35,8
Svinn	1,0	-90,6	1,0	-135,9	1,0	-361,7	1,0	-1613,2	0,0	0,0
Temperatur	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Vindlast	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Bremselast	1,4	-0,7	1,4	-1,7	1,4	-4,8	1,4	-178,0	1,4	-80,4
Vogntoglast	1,4	-980,6	1,4	-1451,3	1,4	-944,5	1,4	-9484,4	1,4	-8459,2
Totalt		-2494,6		-3590,5		-2557,4		-22318,7		-18029,3

Bruoverbygning - dimensjonerende skjær

Lasttype	Akse 1-4		Akse 5-8		Akse 9		Akse 10		Akse 11	
	Υ	V_f [kN]	Υ	V_f [kN]	Υ	V_f [kN]	Υ	V_f [kN]	Υ	V_f [kN]
Superegenvekt	1,15	492,8	1,15	-575,6	1,15	-176,3	1,15	-1526,0	1,15	1552,6
Spennarmering full	-	-	-	-	1,1	-75,8	0,9	592,4	0,9	-593,3
Kryp	1,0	3,2	1,0	-2,1	1,0	-31,1	1,0	-5,9	0,0	0,0
Svinn	0,0	0,0	1,0	-12,7	1,0	-103,3	1,0	-111,4	1,0	0,0
Temperatur	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Vindlast	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Bremselast	1,4	0,0	1,4	-0,1	1,4	-1,4	1,4	-27,6	1,4	5,6
Vogntoglast	1,4	433,7	1,4	-481,9	1,4	-459,7	1,4	-913,1	1,4	907,9
Totalt		929,7		-1072,4		-847,6		-1991,6		1872,8

Maksimal trykkraft - i søyletopptopp

Lasttype	Søyle akse 9 - topp			
	γ	N _f [kN]	M _{f,x} [kNm]	M _{f,y} [kNm]
Superegenvekt	1,15	-829,8	86,9	0,0
Spennarmering	1,1	-85,4	-8,4	0,0
Kryp	1,0	-39,2	111,7	0,0
Svinn	1,0	-123,5	-274,1	0,0
Temperatur	0,0	0,0	0,0	0,0
Vindlast	0,0	0,0	0,0	0,0
Bremselast	1,4	-1,6	-4,2	0,0
Sidelast	1,4	0	0,0	-110,1
Vogntoglast	1,4	-757,0	6,4	0,0
Totalt		-1836,5	-81,7	-110,1

Maksimal trykkraft - i søyletoppbunn

Lasttilfelle	Søyle akse 9 - bunn		
	γ	M _{f,x} [kNm]	M _{f,y} [kNm]
Superegenvekt	1,15	-46,2	0,0
Spennarmering	1,1	3,9	0,0
Kryp	1,0	-61,5	0,0
Svinn	1,0	270,8	0,0
Temperatur	0,0	0,0	0,0
Vindlast	0,0	0,0	0,0
Bremselast	1,4	4,2	0,0
Sidelast	1,4	0	310,1
Vogntoglast	1,4	-3,5	0,0
Totalt		167,7	310,1

Max moment i x-retning - i søyletopp

Lasttype	Søyle akse 9 - topp			
	γ	N _f [kN]	M _{f,x} [kNm]	M _{f,y} [kNm]
Superegenvekt	1,0	-721,6	75,6	0,0
Spennarmering	1,0	-108,3	-6,5	0,0
Kryp	1,0	-39,2	111,7	0,0
Svinn	0,0	0,0	0,0	0,0
Temperatur	0,8	50,2	136,4	0,0
Vindlast	0,8	-74,3	7,0	121,9
Bremselast	1,2	1,4	3,6	0,0
Sidelast	1,2	0	0,0	94,3
Vogntoglast	1,2	-418,5	-43,1	0,0
Totalt		-1310,3	284,7	216,2

Max moment i x-retning - i søylebunn

Lasttype	Søyle akse 9 - bunn		
	γ	M _{f,x} [kNm]	M _{f,y} [kNm]
Superegenvekt	1,0	-40,3	0,0
Spennarmering	1,0	3,5	0,0
Kryp	1,0	-61,5	0,0
Svinn	0,0	0,0	0,0
Temperatur	0,8	-135,0	0,0
Vindlast	0,8	5,0	1442,2
Bremselast	1,2	-3,6	0,0
Sidelast	1,2	0,0	265,8
Vogntoglast	1,2	-2,9	0,0
Totalt		-234,8	1708,0

Max moment i y-retning - i søyletopp

Lasttype	Søyle akse 9 -topp			
	γ	N_f [kN]	$M_{f,x}$ [kNm]	$M_{f,y}$ [kNm]
Superegenvekt	1,0	-721,6	75,6	0,0
Spennarmering	1,0	-77,6	-7,6	0,0
Kryp	0,0	0,0	0,0	0,0
Svinn	1,0	-123,5	-274,2	0,0
Temperatur	0,8	-76,2	-144,3	0,0
Vindlast	0,8	70,0	-1,6	-121,9
Bremselast	1,2	-1,4	-3,6	0,0
Sidelast	1,2	0	0,0	-94,3
Vogntoglast	1,2	-648,9	5,5	0,0
Totalt		-1579,2	-350,2	-216,2

Max moment i y-retning - i sølebunn

Lasttype	Søyle akse 9 -bunn		
	γ	$M_{f,x}$ [kNm]	$M_{f,y}$ [kNm]
Superegenvekt	1,0	-40,2	0,0
Spennarmering	1,0	3,5	0,0
Kryp	1,0	-61,5	0,0
Svinn	0,0	0,0	0,0
Temperatur	0,8	-135,0	0,0
Vindlast	0,8	5,0	-1442,2
Bremselast	1,2	-3,6	0,0
Sidelast	1,2	0,0	-265,8
Vogntoglast	1,2	-3,0	0,0
Totalt		-234,8	-1708,0

Vedlegg F

Bruddgrensetilstand for bruoverbygningen - lengderetning

Vedlegget inneholder moment- og skjærberegninger for alle søtter og felt fra akse 1 til 11, samt torsjonsberegninger for akse 10 til 11.

Momentkapasitet, bruddgrensetilstand, felt i akse 1-4

Tverrsnittdata, B350 er gjennomsnitt mellom C25 og C35, NS3473, 11.1

$$\begin{array}{lll} h := 780 \text{ mm} & \gamma_c := 1.40 & f_{tk} := 2.33 \text{ MPa} \\ b := 4800 \text{ mm} & f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} & f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \\ & & \varepsilon_{cu} := 0.0035 \\ t_f := 160 \text{ mm} & f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa} & \\ b_w := 700 \text{ mm} & & \end{array}$$

Effektiv flensbredde, NS3473, 9.5

$$b_{eff} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 16 \text{ m}, 8 \cdot 160 \text{ mm}) = 1.1 \text{ m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{eff} = 2.9 \text{ m}$$

Armeringsdata, NS3473, 10.4

Kvalitet Ks50- Ø20

$$\begin{array}{ll} \gamma_s := 1.25 & E_{sk} := 200000 \text{ MPa} \\ f_{sk} := 480 \text{ MPa} & \varepsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 0.0024 \\ f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa} & \end{array}$$

$$\text{Strekkarmering: } A_{ss} := 24 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 7539.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{Trykkarmering: } A_{st} := 8 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 2513.3 \text{ mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := h - 120 \text{ mm} = 660 \text{ mm}$$

$$d_2 := h - 80 \text{ mm} = 700 \text{ mm}$$

Kontroll, minimumsarmering, NS 3473, 18.3.3

$$h_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 662.6 \text{ mm}^2$$

I konstruksjoner hvor det forlanges sterk begrensning av rissviddene, bør armering være minst dobbelt så stor som A_s (NS 3473 18.5)

$$A_{ssmin} := 2 \cdot A_s = 1325.2 \text{ mm}^2 \quad A_{ss} \geq A_{ssmin} \quad \text{Strekkarmering OK}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s

$$A_{stmin} := \frac{A_s}{2} = 331.3 \text{ mm}^2 \quad A_{st} \geq A_{stmin} \quad \text{Trykkarmering OK}$$

Balansert armeringstversnitt

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 0.593$$

Når brukt armeringsmengde tilsvarende balansert armering eller underarmert, bestemmes balansert armeringsmengde som følger:

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_f \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 33573.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} \geq A_{ss} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd}$$

Underarmert tverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_{ss} \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b_f \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0.133$$

Trykksonehøyde for tynn flens

$$t := 0.8 \cdot \alpha \cdot d_1 = 70.3 \text{ mm} \quad t_f \geq t \quad \text{Kan derfor regne tykk flens}$$

Momentkapasitet

Momentkapasitet er regnet om strekkarmeringen. Trykkarmeringen har ingen innvirkning da den ligger i nøytralsonen.

$$T_c := f_{cd} \cdot b_f \cdot t = 2895.3 \text{ kN}$$

$$z_c := d_1 - 0.5 \cdot t = 0.6 \text{ m}$$

$$M_d := T_c \cdot z_c = 1809.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet, bruddgrensetilstand, felt i akse 4-5

Tverrsnittdata, B350 er gjennomsnitt mellom C25 og C35, NS3473, 11.1

$$\begin{array}{lll} h := 930 \text{ mm} & \gamma_c := 1.40 & f_{tk} := 2.33 \text{ MPa} \\ b := 4800 \text{ mm} & f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} & f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \\ & & \varepsilon_{cu} := 0.0035 \\ t_f := 160 \text{ mm} & f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa} & \\ b_w := 700 \text{ mm} & & \end{array}$$

Effektiv flensbredde, NS3473, 9.5

$$b_{eff} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 16 \text{ m}, 8 \cdot 160 \text{ mm}) = 1.1 \text{ m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{eff} = 2.9 \text{ m}$$

Armeringsdata, NS3473, 10.4

Kvalitet Ks50- Ø20

$$\begin{array}{ll} \gamma_s := 1.25 & E_{sk} := 200000 \text{ MPa} \\ f_{sk} := 480 \text{ MPa} & \varepsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 0.0024 \\ f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa} & \end{array}$$

$$\text{Strekkarmering:} \quad A_{ss} := 22 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 6911.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Trykkarmering:} \quad A_{st} := 3 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 942.5 \text{ mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := h - 120 \text{ mm} = 810 \text{ mm}$$

$$d_2 := h - 80 \text{ mm} = 850 \text{ mm}$$

Kontroll, minimumsarmering, NS 3473, 18.3.3

$$h_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 790 \text{ mm}^2$$

I konstruksjoner hvor det forlanges sterk begrensning av rissviddene, bør armering være minst dobbelt så stor som A_s (NS 3473 18.5)

$$A_{ssmin} := 2 \cdot A_s = 1580 \text{ mm}^2 \quad A_{ss} \geq A_{ssmin} \quad \text{Strekkarmering OK}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s

$$A_{stmin} := \frac{A_s}{2} = 395 \text{ mm}^2 \quad A_{st} \geq A_{stmin} \quad \text{Trykkarmering OK}$$

Balansert armeringstversnitt

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 0.593$$

Når brukt armeringsmengde tilsvarende balansert armering eller underarmert, bestemmes balansert armeringsmengde som følger:

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_f \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 41203.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} \geq A_{ss} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd}$$

Underarmert tverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_{ss} \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b_f \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0.1$$

Trykksonehøyde for tynn flens

$$t := 0.8 \cdot \alpha \cdot d_1 = 64.5 \text{ mm} \quad t_f \geq t \quad \text{Kan derfor regne tykk flens}$$

Momentkapasitet

Momentkapasitet er regnet om strekkarmeringen. Trykkarmeringen har ingen innvirkning da den ligger i nøytralsonen.

$$T_c := f_{cd} \cdot b_f \cdot t = 2654 \text{ kN}$$

$$z_c := d_1 - 0.5 \cdot t = 0.8 \text{ m}$$

$$M_d := T_c \cdot z_c = 2064.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet, bruddgrensetilstand, felt i akse 5-9

Tverrsnittdata, B350 er gjennomsnitt mellom C25 og C35, NS3473, 11.1

$$\begin{array}{lll} h := 1080 \text{ mm} & \gamma_c := 1.40 & f_{tk} := 2.33 \text{ MPa} \\ b := 4800 \text{ mm} & f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} & f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \\ & & \varepsilon_{cu} := 0.0035 \\ t_f := 160 \text{ mm} & f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa} & \\ b_w := 700 \text{ mm} & & \end{array}$$

Effektiv flensbredde, NS3473, 9.5

$$b_{eff} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 22 \text{ m}, 8 \cdot 160 \text{ mm}) = 1.3 \text{ m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{eff} = 3.3 \text{ m}$$

Armeringsdata, NS3473, 10.4

Kvalitet Ks50- Ø20

$$\begin{array}{ll} \gamma_s := 1.25 & E_{sk} := 200000 \text{ MPa} \\ f_{sk} := 480 \text{ MPa} & \varepsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 0.0024 \\ f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa} & \end{array}$$

Strekkarmering: $A_{ss} := 30 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 9424.8 \text{ mm}^2$

Trykkarmering: $A_{st} := 3 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 942.5 \text{ mm}^2$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := h - 120 \text{ mm} = 960 \text{ mm}$$

$$d_2 := h - 80 \text{ mm} = 1000 \text{ mm}$$

Kontroll, minimumsarmering, NS 3473, 18.3.3

$$h_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 917.4 \text{ mm}^2$$

I konstruksjoner hvor det forlanges sterk begrensning av rissviddene, bør armering være minst dobbelt så stor som A_s (NS 3473 18.5)

$$A_{ssmin} := 2 \cdot A_s = 1834.9 \text{ mm}^2 \quad A_{ss} \geq A_{ssmin} \quad \text{Strekkarmering OK}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s

$$A_{stmin} := \frac{A_s}{2} = 458.7 \text{ mm}^2 \quad A_{st} \geq A_{stmin} \quad \text{Trykkarmering OK}$$

Balansert armeringstversnitt

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 0.593$$

Når brukt armeringsmengde tilsvarende balansert armering eller underarmert, bestemmes balansert armeringsmengde som følger:

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_f \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 54149.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} \geq A_{ss} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd}$$

Underarmert tverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_{ss} \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b_f \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0.103$$

Trykksonehøyde for tynn flens

$$t := 0.8 \cdot \alpha \cdot d_1 = 79.3 \text{ mm} \quad t_f \geq t \quad \text{Kan derfor regne tykk flens}$$

Momentkapasitet

Momentkapasitet er regnet om strekkarmeringen. Trykkarmeringen har ingen innvirkning da den ligger i nøytralsonen.

$$T_c := f_{cd} \cdot b_f \cdot t = 3619.1 \text{ kN}$$

$$z_c := d_1 - 0.5 \cdot t = 0.9 \text{ m}$$

$$M_d := T_c \cdot z_c = 3330.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet, bruddgrensetilstand, felt akse 9-10

Tverrsnittdata, B350 er gjennomsnitt mellom C25 og C35, NS3473, 11.1

$$\begin{array}{lll} h := 1050 \text{ mm} & \gamma_c := 1.40 & f_{tk} := 2.33 \text{ MPa} \\ b := 7300 \text{ mm} & f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} & f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \\ & & \varepsilon_{cu} := 0.0035 \\ t_f := 190 \text{ mm} & f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa} & \\ b_w := 700 \text{ mm} & & \end{array}$$

Effektiv flensbredde, NS3473, 9.5

$$b_{eff} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 22 \text{ m}, 8 \cdot 190 \text{ mm}) = 1.5 \text{ m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{eff} = 3.7 \text{ m}$$

Armeringsdata, NS3473, 10.4

Kvalitet Ks50- Ø20 - Ø32

$$\begin{array}{ll} \gamma_s := 1.25 & E_{sk} := 200000 \text{ MPa} \\ f_{sk} := 480 \text{ MPa} & \varepsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 0.002 \\ f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa} & \end{array}$$

Strekkarmering: $A_{ss} := 9 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 2827.4 \text{ mm}^2$

Trykkarmering: $A_{st} := 10 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 3141.6 \text{ mm}^2$

Avstand fra uk bjelke til tp armering

$$y_1 := \frac{(5 \cdot 54 + 4 \cdot 144) \text{ mm} \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi}{A_{ss}} = 94 \text{ mm}$$

Spennarmering

$$A_p := 16 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 = 12868 \text{ mm}^2$$

$$f_{02} := 835 \text{ MPa} \quad f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 668 \text{ MPa}$$

$$E_p := 200000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{p0} := \frac{f_{02}}{E_p} = 0.004$$

Tap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon

$$\Delta\varepsilon'_{p0} := 0.0015$$

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon'_{p0} = 0.00268$$

Avstand fra uk bjelke til tp armering, antatte avstander siden det ikke finnes noen tegninger på det.

$$y_p := \frac{(4 \cdot 840 + 4 \cdot 750 + 4 \cdot 660 + 4 \cdot 570) \text{ mm} \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2}{A_p} = 705 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := h - y_1 = 956 \text{ mm}$$

$$d_2 := h - 54 \text{ mm} = 996 \text{ mm}$$

$$d_p := h - y_p = 345 \text{ mm}$$

Kontroll, minimumsarmering, NS 3473, 18.3.3

$$h_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 892 \text{ mm}^2$$

I konstruksjoner hvor det forlanges sterk begrensning av rissviddene, bør armering være minst dobbelt så stor som A_s (NS 3473 18.5)

$$A_{ssmin} := 2 \cdot A_s = 1783.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{ss} \geq A_{ssmin}$$

Strekkarmering OK

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s

$$A_{stmin} := \frac{A_s}{2} = 446 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} \geq A_{stmin}$$

Trykkarmering OK

Balansert armeringstversnitt

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\frac{f_{02}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} \right)} = 0.700$$

Når brukt armeringsmengde tilsvarende balansert armering eller underarmert, bestemmes balansert armeringsmengde som følger:

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_f \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{ss} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} + A_{st} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} = 42143.8 \text{ mm}^2$$

$A_{pb} \geq A_p$ Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd

Underarmert tverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_p \cdot f_{pd} + (A_{ss} - A_{st}) \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b_f \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0.212$$

Trykksonehøyde for tynn flens

$t := 0.8 \cdot \alpha \cdot d_1 = 161.9 \text{ mm}$ $t_f \geq t$ Kan derfor regne tykk flens

Momentkapasitet

$$T_c := f_{cd} \cdot b_f \cdot t = 8475.2 \text{ kN}$$

$$z_c := d_p - 0.5 \cdot t = 0.3 \text{ m}$$

$$T_{ss} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 1085.7 \text{ kN}$$

$$z_{ss} := y_p - y_1 = 0.6 \text{ m}$$

$$T_{st} := A_{st} \cdot f_{sd} = 1206.4 \text{ kN}$$

$$z_{st} := d_2 - y_p = 0.3 \text{ m}$$

$$M_d := T_c \cdot z_c + T_{ss} \cdot z_{ss} + T_{st} \cdot z_{st} = 3252.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet, bruddgrensetilstand, felt i akse 10-11

Tverrsnittdata, B350 er gjennomsnitt mellom C25 og C35, NS3473, 11.1

$$\begin{array}{lll} h := 1050 \text{ mm} & \gamma_c := 1.40 & f_{tk} := 2.33 \text{ MPa} \\ b := 7300 \text{ mm} & f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} & f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \\ & & \varepsilon_{cu} := 0.0035 \\ t_f := 190 \text{ mm} & f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa} & \\ b_w := 700 \text{ mm} & & \end{array}$$

Effektiv flensbredde, NS3473, 9.5

$$b_{eff} := \min(b, 0.1 \cdot 0.7 \cdot 40 \text{ m}, 8 \cdot 190 \text{ mm}) = 1.5 \text{ m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{eff} = 3.7 \text{ m}$$

Armeringsdata, NS3473, 10.4

Kvalitet Ks50- Ø20 - Ø32

$$\begin{array}{ll} \gamma_s := 1.25 & E_{sk} := 200000 \text{ MPa} \\ f_{sk} := 480 \text{ MPa} & \varepsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 0.002 \\ f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa} & \end{array}$$

$$\text{Strekkarmering:} \quad A_{ss} := 17 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 5340.7 \text{ mm}^2$$

$$\text{Trykkarmering:} \quad A_{st} := 5 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 1570.8 \text{ mm}^2$$

Avstand fra uk bjelke til tp armering

$$y_1 := \frac{(5 \cdot 54 + 5 \cdot 144 + 5 \cdot 234 + 2 \cdot 324) \text{ mm} \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi}{A_{ss}} = 165.2 \text{ mm}$$

Spennarmering

$$A_p := 16 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 = 12868 \text{ mm}^2$$

$$f_{02} := 835 \text{ MPa} \quad f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 668 \text{ MPa}$$

$$E_p := 200000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{p0} := \frac{f_{02}}{E_p} = 0.004$$

Tap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon

$$\Delta\varepsilon'_{p0} := 0.0015$$

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon'_{p0} = 0.00268$$

Avstand fra uk bjelke til tp armering

$$y_p := \frac{(4 \cdot 60 + 4 \cdot 150 + 4 \cdot 240 + 4 \cdot 330) \text{ mm} \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2}{A_p} = 195 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := h - y_1 = 884.8 \text{ mm}$$

$$d_2 := h - 54 \text{ mm} = 996 \text{ mm}$$

$$d_p := h - y_p = 855 \text{ mm}$$

Kontroll, minimumsarmering, NS 3473, 18.3.3

$$h_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 892 \text{ mm}^2$$

I konstruksjoner hvor det forlanges sterk begrensning av rissviddene, bør armering være minst dobbelt så stor som A_s (NS 3473 18.5)

$$A_{ssmin} := 2 \cdot A_s = 1783.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{ss} \geq A_{ssmin}$$

Strekkarmering OK

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s

$$A_{stmin} := \frac{A_s}{2} = 446 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} \geq A_{stmin}$$

Trykkarmering OK

Balansert armeringstversnitt

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\frac{f_{02}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} \right)} = 0.700$$

Når brukt armeringsmengde tilsvarende balansert armering eller underarmert, bestemmes balansert armeringsmengde som følger:

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_f \cdot d_p \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{ss} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} + A_{st} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} = 35362.8 \text{ mm}^2$$

$A_{pb} \geq A_p$ Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd

Underarmert tverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_p \cdot f_{pd} + (A_{ss} - A_{st}) \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b_f \cdot d_p \cdot f_{cd}} = 0.28$$

Trykksonehøyde for tynn flens

$t := 0.8 \cdot \alpha \cdot d_p = 191.8 \text{ mm}$ $t_f \leq t$ Kan derfor regne tynn flens

Når flenstykkelsen er mindre enn trykksonehøyden kan man konservativt anta konstant betongtrykkspenning bare i flensen

Momentkapasitet

$$T_c := f_{cd} \cdot b_f \cdot t_f = 9948.4 \text{ kN}$$

$$z_c := d_p - 0.5 \cdot t_f = 0.8 \text{ m}$$

$$T_{ss} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2050.8 \text{ kN}$$

$$z_{ss} := y_p - y_1 = 0.03 \text{ m}$$

$$T_{st} := A_{st} \cdot f_{sd} = 603.2 \text{ kN}$$

$$z_{st} := d_2 - y_p = 0.8 \text{ m}$$

$$M_d := T_c \cdot z_c + T_{ss} \cdot z_{ss} + T_{st} \cdot z_{st} = 8105.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet, bruddgrensetilstand, støtte i akse 1-4

Tverrsnittdata, B350 er gjennomsnitt mellom C25 og C35, NS3473, 11.1

$$\begin{array}{lll} h := 780 \text{ mm} & \gamma_c := 1.40 & f_{tk} := 2.33 \text{ MPa} \\ b := 4800 \text{ mm} & f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} & f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \\ & & \varepsilon_{cu} := 0.0035 \\ t_f := 160 \text{ mm} & f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa} & \\ b_w := 700 \text{ mm} & & \end{array}$$

Effektiv flensbredde, NS3473, 9.5

$$b_{eff} := \min(b, 0.1 \cdot 0.15 \cdot (16 + 16) \text{ m}, 8 \cdot 160 \text{ mm}) = 0.48 \text{ m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{eff} = 1.66 \text{ m}$$

Armeringsdata, NS3473, 10.4

Kvalitet Ks50- Ø20 - Ø32

$$\begin{array}{ll} \gamma_s := 1.25 & E_{sk} := 200000 \text{ MPa} \\ f_{sk} := 480 \text{ MPa} & \varepsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 0.0024 \\ f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa} & \end{array}$$

Strekkarmering: $A_{ss} := 32 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 10053.1 \text{ mm}^2$

Trykkarmering: $A_{st} := 24 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 7539.8 \text{ mm}^2$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := h - 120 \text{ mm} = 660 \text{ mm}$$

$$d_2 := h - 120 \text{ mm} = 660 \text{ mm}$$

Kontroll, minimumsarmering, NS 3473, 18.3.3

$$h_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 662.6 \text{ mm}^2$$

I konstruksjoner hvor det forlanges sterk begrensning av rissviddene, bør armering være minst dobbelt så stor som A_s (NS 3473 18.5)

$$A_{ssdob} := 2 \cdot A_s = 1325.2 \text{ mm}^2$$

I flens med strekk skal det legges en tilleggsarmering

$$A_{ct} := b_{eff} \cdot t_f = 76800 \text{ mm}^2$$

$$A_{sstillegg} := A_{ct} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 372.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{ssmin} := A_{ssdob} + A_{sstillegg} = 1698 \text{ mm}^2 \quad A_{ss} \geq A_{ssmin} \quad \text{Strekkarmering OK}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s

$$A_{stmin} := \frac{A_s}{2} = 331.3 \text{ mm}^2 \quad A_{st} \geq A_{stmin} \quad \text{Trykkarmering OK}$$

Balansert armeringstversnitt

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 0.593$$

Når brukt armeringsmengde tilsvarende balansert armering eller underarmert, bestemmes balansert armeringsmengde som følger:

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} + A_{st} = 15533.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} \geq A_{ss} \quad \text{Tversnittet er underarmert og vil flyte ved brudd}$$

Momentkapasitet

Tyngdepunktet til trykkarmeringen ligger 120 mm fra overkant tverrsnitt. Ved belasting betyr det at trykkarmeringen ikke vil flyte ved betongtøyningen. Setter derfor opp aksiallikevekt for å finne trykksonehøyden

$$T_c + T_s = S$$

$$T_c = 0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1$$

$$S = A_{ss} \cdot f_{sd}$$

$$T_s = \varepsilon_{s2} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st}$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - 120 \text{ mm})}{\alpha \cdot d_1}$$

$$T_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - 120 \text{ mm})}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st}$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1 + \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - 120 \text{ mm})}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} = 0$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha^2 \cdot d_1^2 + \alpha \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \cdot \varepsilon_{cu} - A_{ss} \cdot f_{sd} \right) - 120 \text{ mm} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \cdot \varepsilon_{cu} = 0$$

Løser 2.gradslikning

$$x := 0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_1^2 = 3415.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$y := d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \cdot \varepsilon_{cu} - A_{ss} \cdot f_{sd} \right) = 238.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -120 \text{ mm} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \cdot \varepsilon_{cu} = -506.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{-y + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.352$$

Trykksonehøyde

$$\alpha \cdot d_1 = 232.2 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{s2} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - 120 \text{ mm})}{\alpha \cdot d_1} = 0.001691$$

$$h' := d_1 - (h - d_2) = 540 \text{ mm}$$

$$M_d := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \alpha) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1^2 + A_{st} \cdot \varepsilon_{s2} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot h' = 2134 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet, bruddgrensetilstand, støtte i akse 5-8

Tverrsnittdata, B350 er gjennomsnitt mellom C25 og C35, NS3473, 11.1

$$\begin{array}{lll} h := 1080 \text{ mm} & \gamma_c := 1.40 & f_{tk} := 2.33 \text{ MPa} \\ b := 4800 \text{ mm} & f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} & f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \\ & & \varepsilon_{cu} := 0.0035 \\ t_f := 160 \text{ mm} & f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa} & \\ b_w := 700 \text{ mm} & & \end{array}$$

Effektiv flensbredde, NS3473, 9.5

$$b_{eff} := \min(b, 0.1 \cdot 0.15 \cdot (22 + 22) \text{ m}, 8 \cdot 160 \text{ mm}) = 0.66 \text{ m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{eff} = 2.02 \text{ m}$$

Armeringsdata, NS3473, 10.4

Kvalitet Ks50- Ø20

$$\begin{array}{ll} \gamma_s := 1.25 & E_{sk} := 200000 \text{ MPa} \\ f_{sk} := 480 \text{ MPa} & \varepsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 0.0024 \\ f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa} & \end{array}$$

Strekkarmering: $A_{ss} := 42 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 13194.7 \text{ mm}^2$

Trykkarmering: $A_{st} := 18 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 5654.9 \text{ mm}^2$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := h - 120 \text{ mm} = 960 \text{ mm}$$

$$d_2 := h - 120 \text{ mm} = 960 \text{ mm}$$

Kontroll, minimumsarmering, NS 3473, 18.3.3

$$h_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 917.4 \text{ mm}^2$$

I konstruksjoner hvor det forlanges sterk begrensning av rissviddene, bør armering være minst dobbelt så stor som A_s (NS 3473 18.5)

$$A_{ssdob} := 2 \cdot A_s = 1834.9 \text{ mm}^2$$

I flens med strekk skal det legges en tilleggsarmering

$$A_{ct} := b_{eff} \cdot t_f = 105600 \text{ mm}^2$$

$$A_{sstillegg} := A_{ct} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 512.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{ssmin} := A_{ssdob} + A_{sstillegg} = 2347.5 \text{ mm}^2 \quad A_{ss} \geq A_{ssmin} \quad \text{Strekkarmering OK}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s

$$A_{stmin} := \frac{A_s}{2} = 458.7 \text{ mm}^2 \quad A_{st} \geq A_{stmin} \quad \text{Trykkarmering OK}$$

Balansert armeringstversnitt

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 0.593$$

Når brukt armeringsmengde tilsvarende balansert armering eller underarmert, bestemmes balansert armeringsmengde som følger:

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} + A_{st} = 17282 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} \geq A_{ss} \quad \text{Tversnittet er underarmert og vil flyte ved brudd}$$

Momentkapasitet

Tyngdepunktet til trykkarmeringen ligger 120 mm fra overkant tverrsnitt. Ved belasting betyr det at trykkarmeringen ikke vil flyte ved betongtøyningen. Setter derfor opp aksiallikevekt for å finne trykksonehøyden

$$T_c + T_s = S$$

$$T_c = 0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1$$

$$S = A_{ss} \cdot f_{sd}$$

$$T_s = \varepsilon_{s2} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st}$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - 120 \text{ mm})}{\alpha \cdot d_1}$$

$$T_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - 120 \text{ mm})}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st}$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1 + \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - 120 \text{ mm})}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} = 0$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha^2 \cdot d_1^2 + \alpha \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \cdot \varepsilon_{cu} - A_{ss} \cdot f_{sd} \right) - 120 \text{ mm} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \cdot \varepsilon_{cu} = 0$$

Løser 2.gradslikning

$$x := 0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_1^2 = 7225.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$y := d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \cdot \varepsilon_{cu} - A_{ss} \cdot f_{sd} \right) = -1824 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -120 \text{ mm} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \cdot \varepsilon_{cu} = -380 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{-y + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.388$$

Trykksonehøyde

$$\alpha \cdot d_1 = 372.5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{s2} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - 120 \text{ mm})}{\alpha \cdot d_1} = 0.002372$$

$$h' := d_1 - (h - d_2) = 840 \text{ mm}$$

$$M_d := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \alpha) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1^2 + A_{st} \cdot \varepsilon_{s2} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot h' = 4171.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet, bruddgrensetilstand, støtte i akse 9

Tverrsnittdata, B350 er gjennomsnitt mellom C25 og C35, NS3473, 11.1

$$\begin{array}{lll} h := 1080 \text{ mm} & \gamma_c := 1.40 & f_{tk} := 2.33 \text{ MPa} \\ b := 4800 \text{ mm} & f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} & f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \\ & & \varepsilon_{cu} := 0.0035 \\ t_f := 160 \text{ mm} & f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa} & \\ b_w := 700 \text{ mm} & & \end{array}$$

Effektiv flensbredde, NS3473, 9.5

$$b_{eff} := \min(b, 0.1 \cdot 0.15 \cdot (22 + 22) \text{ m}, 8 \cdot 160 \text{ mm}) = 0.66 \text{ m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{eff} = 2.02 \text{ m}$$

Armeringsdata, NS3473, 10.4

Kvalitet Ks50- Ø20

$$\begin{array}{ll} \gamma_s := 1.25 & E_{sk} := 200000 \text{ MPa} \\ f_{sk} := 480 \text{ MPa} & \varepsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 0.0024 \\ f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa} & \end{array}$$

Strekkarmering: $A_{ss} := 31 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 9738.9 \text{ mm}^2$

Trykkarmering: $A_{st} := 19 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 5969 \text{ mm}^2$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := h - 120 \text{ mm} = 960 \text{ mm}$$

$$d_2 := h - 120 \text{ mm} = 960 \text{ mm}$$

Kontroll, minimumsarmering, NS 3473, 18.3.3

$$h_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 917.4 \text{ mm}^2$$

I konstruksjoner hvor det forlanges sterk begrensning av rissviddene, bør armering være minst dobbelt så stor som A_s (NS 3473 18.5)

$$A_{ssdob} := 2 \cdot A_s = 1834.9 \text{ mm}^2$$

I flens med strekk skal det legges en tilleggsarmering

$$A_{ct} := b_{eff} \cdot t_f = 105600 \text{ mm}^2$$

$$A_{sstillegg} := A_{ct} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 512.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{ssmin} := A_{ssdob} + A_{sstillegg} = 2347.5 \text{ mm}^2 \quad A_{ss} \geq A_{ssmin} \quad \text{Strekkarmering OK}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s

$$A_{stmin} := \frac{A_s}{2} = 458.7 \text{ mm}^2 \quad A_{st} \geq A_{stmin} \quad \text{Trykkarmering OK}$$

Balansert armeringstversnitt

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 0.593$$

Når brukt armeringsmengde tilsvarende balansert armering eller underarmert, bestemmes balansert armeringsmengde som følger:

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} + A_{st} = 17596.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} \geq A_{ss} \quad \text{Tversnittet er underarmert og vil flyte ved brudd}$$

Momentkapasitet

Tyngdepunktet til trykkarmeringen ligger 120 mm fra overkant tverrsnitt. Ved belasting betyr det at trykkarmeringen ikke vil flyte ved betongtøyningen. Setter derfor opp aksiallikevekt for å finne trykksonehøyden

$$T_c + T_s = S$$

$$T_c = 0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1$$

$$S = A_{ss} \cdot f_{sd}$$

$$T_s = \varepsilon_{s2} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st}$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - 120 \text{ mm})}{\alpha \cdot d_1}$$

$$T_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - 120 \text{ mm})}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st}$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1 + \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - 120 \text{ mm})}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} = 0$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha^2 \cdot d_1^2 + \alpha \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \cdot \varepsilon_{cu} - A_{ss} \cdot f_{sd} \right) - 120 \text{ mm} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \cdot \varepsilon_{cu} = 0$$

Løser 2.gradslikning

$$x := 0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_1^2 = 7225.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$y := d_1 \cdot \left(\frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \cdot \varepsilon_{cu} - A_{ss} \cdot f_{sd} \right) = -381.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -120 \text{ mm} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \cdot \varepsilon_{cu} = -401.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{-y + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.263$$

Trykksonehøyde

$$\alpha \cdot d_1 = 252.9 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{s2} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - 120 \text{ mm})}{\alpha \cdot d_1} = 0.001839$$

$$h' := d_1 - (h - d_2) = 840 \text{ mm}$$

$$M_d := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \alpha) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1^2 + A_{st} \cdot \varepsilon_{s2} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot h' = 3178.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet, bruddgrensetilstand, støtte akse 10-11

Tverrsnittdata, B350 er gjennomsnitt mellom C25 og C35, NS3473, 11.1

$$\begin{array}{lll} h := 2580 \text{ mm} & \gamma_c := 1.40 & f_{tk} := 2.33 \text{ MPa} \\ b := 4800 \text{ mm} & f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} & f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \\ & & \varepsilon_{cu} := 0.0035 \\ t_f := 160 \text{ mm} & f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14.0 \text{ MPa} & \\ b_w := 700 \text{ mm} & & \end{array}$$

Effektiv flensbredde, NS3473, 9.5

$$b_{eff} := \min(b, 0.1 \cdot 0.15 \cdot (40 + 22) \text{ m}, 8 \cdot 160 \text{ mm}) = 0.9 \text{ m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{eff} = 2.6 \text{ m}$$

Armeringsdata, NS3473, 10.4

Kvalitet Ks50- Ø20 - Ø32

$$\begin{array}{ll} \gamma_s := 1.25 & E_{sk} := 200000 \text{ MPa} \\ f_{sk} := 480 \text{ MPa} & \varepsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 0.002 \\ f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384.0 \text{ MPa} & \end{array}$$

Strekkarmering: $A_{ss} := 26 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 8168.1 \text{ mm}^2$

Trykkarmering: $A_{st} := 9 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 = 2827.4 \text{ mm}^2$

Avstand fra ok bjelke til tp armering

$$y_1 := \frac{(21 \cdot 54 + 5 \cdot 144) \text{ mm} \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi}{A_{ss}} = 71.3 \text{ mm}$$

Spennarmering

$$A_p := 16 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 = 12868.0 \text{ mm}^2$$

$$f_{02} := 835 \text{ MPa} \quad f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 668.0 \text{ MPa}$$

$$E_p := 200000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{p0} := 0.8 \cdot \frac{f_{02}}{E_p} = 0.00334$$

Tap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon

$$\Delta\varepsilon'_{p0} := 0.0015$$

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon'_{p0} = 0.00184$$

Avstand fra ok bjelke til tp spennarmering

$$y_p := \frac{(4 \cdot 60 + 4 \cdot 150 + 4 \cdot 240 + 4 \cdot 330) \text{ mm} \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2}{A_p} = 195.0 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := h - y_1 = 2508.7 \text{ mm}$$

$$d_2 := h - 54 \text{ mm} = 2526.0 \text{ mm}$$

$$d_p := h - y_p = 2385.0 \text{ mm}$$

Kontroll, minimumsarmering, NS 3473, 18.3

$$h_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1.0$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 2191.7 \text{ mm}^2$$

I konstruksjoner hvor det forlanges sterk begrensning av rissviddene, bør armering være minst dobbelt så stor som A_s (NS 3473 18.5) og flenser med strekk skal i tillegg ha en tilleggsarmering (NS 3473 18.3.3):

$$A_{ssdob} := 2 \cdot A_s = 4383.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{ct} := b_{eff} \cdot t_f = 148800.0 \text{ mm}^2$$

$$A_{sstillegg} := A_{ct} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 722.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{ssmin} := A_{ssdob} + A_{sstillegg} = 5105.6 \text{ mm}^2 \quad A_{ss} \geq A_{ssmin} \quad \text{Strekkarmering OK}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s

$$A_{stmin} := \frac{A_s}{2} = 1095.8 \text{ mm}^2 \quad A_{st} \geq A_{stmin} \quad \text{Trykkarmering OK}$$

Balansert armeringstversnitt

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\frac{f_{02}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} \right)} = 0.600$$

Når brukt armeringsmengde tilsvarende balansert armering eller underarmert, bestemmes balansert armeringsmengde som følger:

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_w \cdot d_p \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{ss} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} + A_{st} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} = 13720.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{pb} \leq A_p \quad \text{Tverrsnittet er overarmert og vil ikke flyte ved brudd}$$

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p + f_{sd} \cdot (A_{ss} - A_{st})}{0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_p} = 0.6$$

Momentkapasitet

$$\frac{\varepsilon_{s2}}{\alpha \cdot d_1 - (h - d_2)} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\alpha \cdot d_1} \quad \varepsilon_{s2} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - (h - d_2))}{\alpha \cdot d_1} = 0.003$$

$$M_d := 0.8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_p^2 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) + \varepsilon_{s2} \cdot \frac{E_p}{\gamma_s} \cdot A_{st} \cdot (d_p - (h - d_2)) = 23160.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkapasitet akse 1-4

Skjærkapasiteten kontrolleres for snitt i avstand d fra opplegget.

$$d := 660 \text{ mm}$$

Tverrsnittsdata

$$h_w := 620 \text{ mm}$$

$$b_w := 700 \text{ mm}$$

$$t_f := 160 \text{ mm}$$

$$b_f := 4800 \text{ mm}$$

$$h := h_w + t_f = 780 \text{ mm}$$

Avstand fra ok. flens til tyngdepunktet i betongtverrsnittet:

$$y_c := \frac{\frac{t_f}{2} \cdot b_f \cdot t_f + \left(t_f + \frac{h_w}{2} \right) \cdot h_w \cdot b_w}{t_f \cdot b_f + h_w \cdot b_w} = 221 \text{ mm}$$

Tverrsnittsareal:

$$A_c := b_w \cdot h_w + b_f \cdot t_f = 1202000 \text{ mm}^2$$

Materialdata

Betong: B350 \rightarrow C30

$$\gamma_c := 1.4$$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} \quad f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \quad f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.1 \text{ MPa}$$

Armering: Ks50 32 \varnothing 20/ vertikale bøyler Ks40 \varnothing 10 s50 / bøyler 45° Ks50 2 \varnothing 20

$$\gamma_s := 1.25$$

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{swk} := 400 \text{ MPa} \quad f_{swd} := \frac{f_{swk}}{\gamma_s} = 320 \text{ MPa}$$

Armeringsareal

$$\text{Strekkarmering: } A_s := 32 \cdot \pi \cdot \left(\frac{20 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 10053 \text{ mm}^2$$

$$\text{Skjærarmering: } A_{sv1} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{10 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$A_{sv2} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{20 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 628 \text{ mm}^2$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473, 12.3.2

Skjærstrekkapasitet for betong uten skjærarmering:

$$d_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_v := 1.5 - \frac{d}{d_1} = 0.84 \quad k_v < 1.0 \rightarrow k_v := 1.0$$

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

$$V_{co} := \min \left(0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v, 0.6 f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \right) = 307 \text{ kN}$$

$$V_{cd} := V_{co} = 307 \text{ kN}$$

Kapasitetsbidrag fra skjærarmering, NS 3473 12.3.2.4

$$\text{Vertikale bøyer: } \alpha_1 := 90^\circ \rightarrow \sin(\alpha_1) = 1 \quad \cot(\alpha_1) = 0$$

$$z := 0.9 \cdot d = 594 \text{ mm}$$

$$s := 50 \text{ mm}$$

$$V_{sd1} := \frac{f_{swd} \cdot A_{sv1}}{s} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_1)) \cdot \sin(\alpha_1) = 597 \text{ kN}$$

$$\text{Skrå bøyer: } \alpha_2 := 45^\circ \rightarrow \sin(\alpha_2) = 0.71 \quad \cot(\alpha_2) = 1$$

$$V_{sd2} := f_{sd} \cdot A_{sv2} \cdot (1 + \cot(\alpha_2)) \cdot \sin(\alpha_2) = 355 \text{ kN}$$

Skjærstrekkkapasitet, NS 3473, 12.3.2.4

Kapasiteten for konstruksjonsdeler med skjærarmering, kan antas lik summen av kapasiteten V_{cd} og et tillegg V_{sd} fra armeringen.

$$V_d := V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2} = 1259 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasitet, NS 3473 12.3.2.5

Vertikale bøyer: $\alpha_1 := 90^\circ$

$$V_{ccd1} := \min(0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_1)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z) = 1746 \text{ kN}$$

Skrå bøyer: $\alpha_2 := 45^\circ$

$$V_{ccd2} := \min(0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_2)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z) = 2620 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasitet:

$$V_{ccd} := V_{ccd1} + V_{ccd2} = 4366 \text{ kN}$$

Kontroll av minimum bøylearmering, NS-EN 3473 18.3.6

$$f_{tk} = 2.33 \text{ MPa} < 2.55 \text{ MPa} \rightarrow f_{tk} := 2.55 \text{ MPa}$$

$$A_{svmin} := 0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk} \cdot \sin(\alpha_1)}{f_{sk}} = 1226 \text{ mm}^2$$

$$A_{sv} := A_{sv1} + A_{sv2} = 785 \text{ mm}^2$$

$A_{sv} < A_{svmin} \rightarrow$ Ikke tilstrekkelig bøylearmering

Skjærkapasitet akse 5-8

Skjærkapasiteten kontrolleres for snitt i avstand d fra opplegget.

$$d := 960 \text{ mm}$$

Tverrsnittsdata

$$h_w := 920 \text{ mm} \quad b_w := 700 \text{ mm}$$

$$t_f := 160 \text{ mm} \quad b_f := 4800 \text{ mm}$$

$$h := h_w + t_f = 1080 \text{ mm}$$

Avstand fra ok. flens til tyngdepunktet i betongtverrsnittet:

$$y_c := \frac{\frac{t_f}{2} \cdot b_f \cdot t_f + \left(t_f + \frac{h_w}{2} \right) \cdot h_w \cdot b_w}{t_f \cdot b_f + h_w \cdot b_w} = 326 \text{ mm}$$

Tverrsnittsareal:

$$A_c := b_w \cdot h_w + b_f \cdot t_f = 1412000 \text{ mm}^2$$

Materialdata

Betong: B350 \rightarrow C30

$$\gamma_c := 1.4$$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} \quad f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \quad f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.1 \text{ MPa}$$

Armering: Ks50 42 \emptyset 20/ vertikale bøyler Ks40 \emptyset 10x2 s150 / bøyler 45° Ks50 2 \emptyset 20

$$\gamma_s := 1.25$$

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{swk} := 400 \text{ MPa} \quad f_{swd} := \frac{f_{swk}}{\gamma_s} = 320 \text{ MPa}$$

Armeringsareal

$$\text{Strekkarmering: } A_s := 32 \cdot \pi \cdot \left(\frac{20 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 10053 \text{ mm}^2$$

$$\text{Skjærarmering: } A_{sv1} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{10 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot 2 = 314 \text{ mm}^2 \quad \text{Lagt parvi -> ganget med 2?}$$

$$A_{sv2} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{20 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 628 \text{ mm}^2$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473, 12.3.2

$$d_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_v := 1.5 - \frac{d}{d_1} = 0.54 \quad k_v < 1.0 \rightarrow k_v := 1.0$$

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

$$V_{co} := \min \left(0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v, 0.6 f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \right) = 439 \text{ kN}$$

$$V_{cd} := V_{co} = 439 \text{ kN}$$

Kapasitetesbidrag fra skjærarmering, NS 3473 12.3.2.4

$$\text{Vertikale bøyer: } \alpha_1 := 90^\circ \rightarrow \sin(\alpha_1) = 1 \quad \cot(\alpha_1) = 0$$

$$z := 0.9 \cdot d = 864 \text{ mm}$$

$$s := 50 \text{ mm}$$

$$V_{sd1} := \frac{f_{swd} \cdot A_{sv1}}{s} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_1)) \cdot \sin(\alpha_1) = 1737 \text{ kN}$$

$$\text{Skrå bøyer: } \alpha_2 := 45^\circ \rightarrow \sin(\alpha_2) = 0.71 \quad \cot(\alpha_2) = 1$$

$$V_{sd2} := f_{sd} \cdot A_{sv2} \cdot (1 + \cot(\alpha_2)) \cdot \sin(\alpha_2) = 355 \text{ kN}$$

Skjærstrekkkapasitet, NS 3473, 12.3.2.4

Kapasiteten for konstruksjonsdeler med skjærarmering, kan antas lik summen av kapasiteten V_{cd} og et tillegg V_{sd} fra armeringen.

$$V_d := V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2} = 2531 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasitet, NS 3473 12.3.2.5

Vertikale bøyer: $\alpha_1 := 90^\circ$

$$V_{ccd1} := \min(0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_1)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z) = 2540 \text{ kN}$$

Skrå bøyer: $\alpha_2 := 45^\circ$

$$V_{ccd2} := \min(0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_2)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z) = 3810 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasitet:

$$V_{ccd} := V_{ccd1} + V_{ccd2} = 6350 \text{ kN}$$

Kontroll av minimum bøylearmering, NS-EN 3473 18.3.6

$$f_{tk} = 2.33 \text{ MPa} < 2.55 \text{ MPa} \rightarrow f_{tk} := 2.55 \text{ MPa}$$

$$A_{svmin} := 0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk} \cdot \sin(\alpha_1)}{f_{sk}} = 1440 \text{ mm}^2$$

$$A_{sv} := A_{sv1} + A_{sv2} = 942 \text{ mm}^2$$

$$A_{sv} < A_{svmin} \rightarrow \text{Ikke tiltrekkelig bøylearmering}$$

Skjærkapasitet akse 9

Skjærkapasiteten kontrolleres for snitt i avstand d fra opplegget.

d for tverrsnitt i akse 9: $d := 960 \text{ mm}$

Tverrsnittsdata

Tverrsnitt i avstand d fra opplager

$$h_w := 942 \text{ mm} \quad b_w := 700 \text{ mm}$$

$$t_f := 160 \text{ mm} \quad b_f := 4800 \text{ mm}$$

$$h := h_w + t_f = 1102 \text{ mm}$$

$$d := 640 \text{ mm}$$

Avstand fra ok. flens til tyngdepunktet i betongtverrsnittet:

$$y_c := \frac{\frac{t_f}{2} \cdot b_f \cdot t_f + \left(t_f + \frac{h_w}{2} \right) \cdot h_w \cdot b_w}{t_f \cdot b_f + h_w \cdot b_w} = 335 \text{ mm}$$

Tverrsnittsareal:

$$A_c := b_w \cdot h_w + b_f \cdot t_f = 1427400 \text{ mm}^2$$

Materialdata

Betong: B350 \rightarrow C30

$$\gamma_c := 1.4$$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} \quad f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \quad f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.1 \text{ MPa}$$

Armering: Ks 50 31Ø20/ vertikale bøylar Ks40 ø10 s100 / bøylar 45° Ks50 2Ø20

$$\gamma_s := 1.25$$

$$f_{sk} := 400 \text{ MPa} \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 320 \text{ MPa}$$

Armeringsareal

$$\text{Strekkarmering: } A_s := 31 \cdot \pi \cdot \left(\frac{20 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 9739 \text{ mm}^2$$

$$\text{Skjærarmering: } A_{sv1} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{10 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$A_{sv2} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{20 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 628 \text{ mm}^2$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473, 12.3.2

$$d_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_v := 1.5 - \frac{d}{d_1} = 0.86 \quad k_v < 1.0 \rightarrow k_v := 1.0$$

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

$$V_{co} := \min \left(0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v, 0.6 f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \right) = 298 \text{ kN}$$

$$V_{cd} := V_{co} = 298 \text{ kN}$$

Kapasitetesbidrag fra skjærarmering, NS 3473 12.3.2.4

$$\text{Vertikale bøyer: } \alpha_1 := 90^\circ \rightarrow \sin(\alpha_1) = 1 \quad \cot(\alpha_1) = 0$$

$$z := 0.9 \cdot d = 576 \text{ mm}$$

$$s := 50 \text{ mm}$$

$$V_{sd1} := \frac{f_{sd} \cdot A_{sv1}}{s} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha) = 583 \text{ kN}$$

$$\text{Skrå bøyer: } \alpha_2 := 45^\circ \rightarrow \sin(\alpha_2) = 0.71 \quad \cot(\alpha_2) = 1$$

$$V_{sd2} := f_{sd} \cdot A_{sv2} \cdot (1 + \cot(\alpha_2)) \cdot \sin(\alpha_2) = 284 \text{ kN}$$

Skjærstrekkkapasitet, NS 3473, 12.3.2.4

Kapasiteten for konstruksjonsdeler med skjærarmring, kan antas lik summen av kapasiteten V_{cd} og et tillegg V_{sd} fra armeringen.

$$V_d := V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2} = 1165 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasitet, NS 3473 12.3.2.5

Vertikale bøyer: $\alpha_1 := 90^\circ$

$$V_{ccd1} := \min(0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_1)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z) = 1693 \text{ kN}$$

Skrå bøyer: $\alpha_2 := 45^\circ$

$$V_{ccd2} := \min(0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_2)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z) = 2540 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasitet:

$$V_{ccd} := V_{ccd1} + V_{ccd2} = 4234 \text{ kN}$$

Kontroll av minimum bøylearmring, NS-EN 3473 18.3.6

$$f_{tk} = 2.33 \text{ MPa} < 2.55 \text{ MPa} \rightarrow f_{tk} := 2.55 \text{ MPa}$$

$$A_{svmin} := 0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk} \cdot \sin(\alpha_1)}{f_{sk}} = 1820 \text{ mm}^2$$

$$A_{sv} := A_{sv1} + A_{sv2} = 785 \text{ mm}^2$$

$$A_{sv} < A_{svmin} \rightarrow \text{Ikke tiltrekkelig bøylearmeing}$$

Skjærkapasitet akse 10-11

Skjærkapasiteten kontrolleres for snitt i avstand d fra opplegget.

Dimensjonerende skjærkraft : $V_f := 1992 \text{ kN}$

d for tverrsnitt i akse 10: $d := 2509 \text{ mm}$

Tverrsnittsdata

Tverrsnittshøyde for tverrsnitt i avstand d fra opplager er funnet ved lineær interpolasjon mellom høyden ved 2000 mm og 4000 mm fra opplager.

$h_w := 2076 \text{ mm}$ $b_w := 700 \text{ mm}$

$t_f := 165 \text{ mm}$ $b_f := 4800 \text{ mm}$

$h := h_w + t_f = 2241 \text{ mm}$

$d := 2193 \text{ mm}$

Avstand fra ok. flens til tyngdepunktet i betongtverrsnittet:

$$y_c := \frac{\frac{t_f}{2} \cdot b_f \cdot t_f + \left(t_f + \frac{h_w}{2}\right) \cdot h_w \cdot b_w}{t_f \cdot b_f + h_w \cdot b_w} = 808 \text{ mm}$$

Tverrsnittsareal:

$$A_c := b_w \cdot h_w + b_f \cdot t_f = 2245200 \text{ mm}^2$$

Materialdata

Betong: B350 \rightarrow C30

$\gamma_c := 1.4$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} \qquad f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \qquad f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.1 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} := 2.33 \text{ MPa}$$

Armering: Ks 50 26 Ø20/ bøylar Ks40 ø10 s120

$$\gamma_s := 1.25$$

$$f_{sk} := 400 \text{ MPa} \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 320 \text{ MPa}$$

Armeringsareal

$$\text{Strekkarmering: } A_s := 26 \cdot \pi \cdot \left(\frac{20 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 8168 \text{ mm}^2$$

$$\text{Skjærarmering: } A_{sv} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{10 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 157 \text{ mm}^2$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473, 12.3.2

Skjærstrekkkapasitet for betong uten skjærarmering:

$$d_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_v := 1.5 - \frac{d}{d_1} = -0.69 \quad k_v < 1.0 \rightarrow k_v := 1.0$$

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

$$V_{co} := \min \left(0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v, 0.6 f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \right) = 685 \text{ kN}$$

Skjærkraft med samtidig akseltrykk:

Steiners teorem:

$$W_c := \frac{1}{6} \cdot b_f \cdot t_f^2 + b_f \cdot t_f \cdot \left(y_c - \frac{t_f}{2} \right) + \frac{1}{6} \cdot b_w \cdot h_w^2 + b_w \cdot h_w \cdot \left(t_f + \frac{h_w}{2} - y_c \right) = (1.673 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

$$\text{Spennkraft: } P_0 := 16 \cdot 480 \text{ kN} = 7680 \text{ kN}$$

$$P_{0f} := 0.9 \cdot P_0 = 6912 \text{ kN}$$

$$\text{Trykkraft: } N_f := 0.8 \cdot P_{0f} = 5530 \text{ kN} \quad \text{antatt 20 \% tap}$$

$$0.4 \cdot f_{cd} = 5.6 \text{ MPa}$$

$$\frac{N_f}{A_c} = 2.46 \text{ MPa} < 0.4 \cdot f_{cd} \rightarrow \text{OK}$$

$$M_0 := \frac{N_f \cdot W_c}{A_c} = 4121 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment ved avstand d fra opplager:

$$M_f := 12897 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z_1 := 0.7 \cdot d = 1535 \text{ mm}$$

$$V_{cd} := \min \left(V_{co} + 0.8 \cdot M_0 \left| \frac{V_f}{M_f} \right|, \left(f_{td} \cdot k_v + 0.25 \cdot \frac{N_f}{A_c} \right) \cdot b_w \cdot z_1 \right) = 1194.1 \text{ kN}$$

Kapasitetsbidrag fra skjærarmering, NS 3473 12.3.2.4

$$\text{Vertikale bøyer: } \alpha := 90^\circ \rightarrow \sin(\alpha) = 1 \quad \cot(\alpha) = 0$$

$$z := 0.9 \cdot d = 1974 \text{ mm}$$

$$s := 120 \text{ mm}$$

$$V_{sd} := \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha) = 826.7 \text{ kN}$$

Skjærstrekkkapasitet, NS 3473, 12.3.2.4

Kapasiteten for konstruksjonsdeler med skjærarmering, kan antas lik summen av kapasiteten V_{cd} og et tillegg V_{sd} fra armeringen.

$$V_d := V_{cd} + V_{sd} = 2021 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasitet, NS 3473 12.3.2.5

$$V_{ccd} := \min(0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z) = 5803 \text{ kN}$$

Kontroll av minimum bøylearmering, NS-EN 3473 18.3.6

$$f_{tk} = 2.33 \text{ MPa} < 2.55 \text{ MPa} \rightarrow f_{tk} := 2.55 \text{ MPa}$$

$$A_{svmin} := 0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk} \cdot \sin(\alpha)}{f_{sk}} = 2863 \text{ mm}^2$$

$A_{sv} < A_{svmin} \rightarrow$ Ikke tiltrekkelig bøylearmering

Torsjonskapasitet for snitt A-A

Dimensjonerende torsjon og skjær

$$T_f := 641 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_f := 1495 \text{ kN}$$

Tverrsnittsdata

$$h := 2241 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.40$$

$$f_{tk} := 2.33 \text{ MPa}$$

$$b := 700 \text{ mm}$$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} := 1.55 \text{ MPa}$$

$$d := 2193 \text{ mm}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa}$$

$$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.11 \text{ MPa}$$

Armeringsdata

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.25$$

Skjærarmering :

Armering Ks40 - ø8-ø16

Lengdearmering :

Armering Ks50 - ø20-32

$$f_{sk.t} := 400 \text{ MPa}$$

$$f_{sk.l} := 480 \text{ MPa}$$

$$f_{sd.t} := \frac{f_{sk.t}}{\gamma_s} = 320 \text{ MPa}$$

$$f_{sd.l} := \frac{f_{sk.l}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa}$$

$$A_{sv} := \pi \cdot \frac{(10 \text{ mm})^2}{4} = 79 \text{ mm}^2$$

$$A_s := \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 314 \text{ mm}^2$$

per sideflate

areal per stang av lengdearmering

Regler for kapasitetskontroll og dimensjonering for torsjon er gitt i NS 3473 pkt. 12.4

Tverrsnittets kapasitet beregnes for et antatt lukket hultvernsnitt med veggtykkelse t_c

$$u_c := 2 \cdot (h + b) = 5.88 \text{ m}$$

$$A_{ct} := b \cdot h = 1.57 \text{ m}^2$$

$$t_c := \min\left(1.2 \cdot \frac{A_{ct}}{u_c}, 0.2 \cdot b\right) = 140 \text{ mm}$$

$$A_0 := (h - t_c) \cdot (b - t_c) = 1.177 \text{ m}^2$$

Areal innefor midtlinjen i vegg

Strekbruddkontroll

Med tanke på strekkbrudd kreves det torsjonsarmering dersom $T_f > 0.3 \cdot T_{cr}$, hvor T_{cr} er riss-torsjonsmomentet

$$T_{cr} := 2 \cdot f_{td} \cdot A_0 \cdot t_c = 365 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$0.3 \cdot T_{cr} = 109 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_f > 0.3 \cdot T_{cr}$$

Torsjonsarmering er nødvendig

Trykkbruddkontroll

Interaksjonsformel for trykkbryddkapasitet ved kombinasjon av torsjon og skjær:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} \leq 1$$

Med antatt hovedtrykkretning mellom 30° og 60° kan det antas en torsjonsmomentkapasitet:

$$T_{ccd} := 0.6 \cdot f_{cd} \cdot A_0 \cdot t_c = 1384 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjær:

$$z := 0.9 \cdot d = 1.97 \text{ m}$$

$$V_{ccd} := 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z = 5803 \text{ kN}$$

Samme som for skjærberegninger i kap. 8.3

Interaksjon:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 0.72$$

Kapasitet for trykkbrudd er OK

Minimumsarmering i hver sideflate, NS 3473 12.4.6

Torsjonsarmering skal utføres med lukkede bøyer med tilstrekkelig forankring. Bøylearmering er beregnet per sideflate (enkeltsnittet).

$$A_c := 1.0 \cdot t_c = 0.14 \text{ m}$$

$$\frac{A_{st.min}}{s} = 0.25 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk.t}} = 0.2 \frac{mm^2}{mm}$$

Nødvendig bøylearmering pr lengdeenhet og senteravstand

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_f}{2 \cdot A_0 \cdot f_{sd.t}} = 0.85 \frac{mm^2}{mm} \quad \text{Enkeltsnittet}$$

$$\frac{A_{st}}{s} > \frac{A_{st.min}}{s} \quad \text{OK}$$

$$s := \frac{A_{sv}}{0.851 \frac{mm^2}{mm}} = 92 \text{ mm} \quad \begin{array}{l} \text{Senteravstanden mellom} \\ \text{armeringsbøylene er 120 mm.} \\ \text{Bøylearmering er ikke tilstrekkelig} \end{array}$$

Lengdearmering

$$u_0 := 2 \cdot (b - 90 \text{ mm}) + 2 \cdot (h - 90 \text{ mm}) = 5522 \text{ mm} \quad \begin{array}{l} \text{(omkrets langs} \\ \text{bøylene senterlinje)} \end{array}$$

$$A_{sl} := \frac{T_f \cdot u_0}{2 \cdot A_0 \cdot f_{sd.l}} = 3917 \text{ mm}^2$$

$$\text{Nødvendig antall lengdearmeringsjern:} \quad n := \frac{A_{sl}}{A_s} = 12.47$$

$$\text{Største tillatte senteravstand:} \quad s_{l.maks} := \frac{u_0}{13} = 425 \text{ mm}$$

$$\text{Største senteravstand for} \\ \text{armeringen som finnes i snitt A-A:} \quad s_l := 216 \text{ mm}$$

Det vil si at lengdearmeringen er tilstrekkelig med hensyn til torsjon, men den må også kunne ta opp bøyemomentet.

Interaksjon mellom moment og torsjon - Snitt A-A

Forenklet krav til interaksjon:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{M_f}{M_d} \leq 1$$

Moment i snitt A-A:

Kapasitet:

- Ved støtte 10: $M_{d.10} := 30057 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- I avstand d
fra støtte 10: $M_d := \frac{0.3 \cdot 40 \text{ m} - 2.509 \text{ m}}{0.3 \cdot 40 \text{ m}} M_{d.10} = 23773 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Dimensjonerende: $M_f := 9135.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Interaksjon:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{M_f}{M_d} = 0.85 \quad \text{OK}$$

Torsjonskapasitet for snitt B-B

Dimensjonerende torsjon og skjær

$$T_f := 641 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_f := 589 \text{ kN}$$

Tverrsnittsdata

$$h := 1400 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.40$$

$$f_{tk} := 2.33 \text{ MPa}$$

$$b := 700 \text{ mm}$$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} := 1.55 \text{ MPa}$$

$$d := 1205 \text{ mm}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa}$$

$$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.11 \text{ MPa}$$

Armeringsdata

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.25$$

Skjærarmering:

Armering Ks40 - ø8-ø20

Lengdearmering:

Armering Ks50 - ø20-32

$$f_{sk.t} := 400 \text{ MPa}$$

$$f_{sk.l} := 480 \text{ MPa}$$

$$f_{st} := \frac{f_{sk.t}}{\gamma_s} = 320 \text{ MPa}$$

$$f_{sd.l} := \frac{f_{sk.l}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa}$$

$$A_{sv} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{(10 \text{ mm})^2}{4} = 157 \text{ mm}^2$$

$$A_s := \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 314 \text{ mm}^2$$

per sideflate, men her er to og to bøyer bundet sammen

areal per stang av lengdearmering

Regler for kapasitetskontroll og dimensjonering for torsjonsmoment er gitt i NS 3473 pkt. 12.4

Tverrsnittets kapasitet beregnes for et antatt lukket hultvernsnitt med veggtykkelse t_c

$$u_c := 2 \cdot h + 2 \cdot b = 4.2 \text{ m}$$

$$A_{ct} := b \cdot h = 0.98 \text{ m}^2$$

$$t_c := \min\left(1.2 \cdot \frac{A_{ct}}{u_c}, 0.2 \cdot b\right) = 140 \text{ mm}$$

$$A_0 := (h - t_c) \cdot (b - t_c) = 0.71 \text{ m}^2$$

Areal innefor midtlinjen i vegg

Strekbruddkontroll

Det kreves torsjonsarmering dersom $T_f > 0.3 \cdot T_{cr}$, hvor T_{cr} er riss-torsjonsmomentet

$$T_{cr} := 2 \cdot f_{td} \cdot A_0 \cdot t_c = 219 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$0.3 \cdot T_{cr} = 65.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_f > 0.3 \cdot T_{cr}$$

Torsjonsarmering er nødvendig

Trykkbruddkontroll

Interaksjonsformel for trykkbryddkapasitet ved kombinasjon av torsjon og skjær

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} \leq 1$$

Med antatt hovedtrykkretning mellom 30° og 60° kan det antas en torsjonsmomentkapasitet:

$$T_{ccd} := 0.6 \cdot f_{cd} \cdot A_0 \cdot t_c = 830 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjær

$$z := 0.9 \cdot d = 1.085 \text{ m}$$

$$V_{ccd} := 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z = 3188 \text{ kN}$$

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 0.96$$

Kapasiteten for trykkbrudd er såvidt tilstrekkelig

Minimumsarmering i hver sideflate, NS 3473 12.4.6

Torsjonsarmering skal utføres med lukkede bøyer med tilstrekkelig forankring. Bøylearmering er beregnet per sideflate (enkeltsnittet).

$$A_c := 1 \cdot t_c = 0.14 \text{ m}$$

$$\frac{A_{st.min}}{s} = 0.25 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk.t}} = 0.204 \frac{mm^2}{mm} \quad \text{per sideflate}$$

Nødvendig bøylearmering pr lengdeenhet

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_f}{2 \cdot A_0 \cdot f_{st}} = 1.419 \frac{mm^2}{mm} \quad \text{per sideflate}$$

$$s_v := \frac{A_{sv}}{1.419 \frac{mm^2}{mm}} = 111 \text{ mm}$$

Senteravstanden mellom de buntede armeringsbøylene er 120 mm.
Bøylearmeringen er ikke tilstrekkelig

Lengdearmering

$$u_0 := 2 \cdot (700 \text{ mm} - 90 \text{ mm}) + 2 \cdot (1400 \text{ mm} - 90 \text{ mm}) = 3840 \text{ mm} \quad \text{(omkrets langs bøylene senterlinje)}$$

$$A_{sl} := \frac{T_f \cdot u_0}{2 \cdot A_0 \cdot f_{sd.l}} = 4542 \text{ mm}^2$$

Nødvendig antall lengdearmeringsjern: $n := \frac{A_{sl}}{A_s} = 14.46$

Største tillatte senteravstand: $s_{l.maks} := \frac{u_0}{15} = 256 \text{ mm}$

Største senteravstand for armeringen som finnes i snitt B-B: $s_l := 269 \text{ mm}$

Det vil si at lengdearmeringen ikke er tilstrekkelig med hensyn til torsjon, i tillegg må den også kunne ta opp bøyemomentet.

Interaksjon mellom moment og torsjon - Snitt B-B

Forenklet krav til interaksjon:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{M_f}{M_d} \leq 1$$

Moment i snitt B-B:

Kapasitet: $M_d := 7435.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Dimensjonerende: $M_f := 948.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Interaksjon:

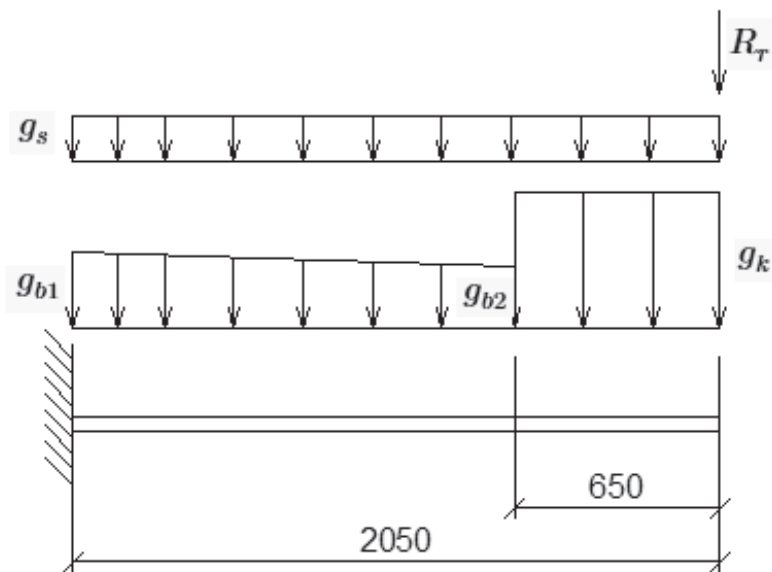
$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{M_f}{M_d} = 0.9 \quad \text{OK}$$

Vedlegg G

Bidrag fra egenlast i tverretning

I dette vedlegget beregnes momentbidrag og skjærbidrag fra egenlast i bruplata. Bruplata har ulik dimensjon i hovedspennet (akse 10-11) enn resten av brua. Det beregnes derfor ulike lasttilfeller for akse 1-10 og akse 10-11. Bruplata anses som fast innspent mot bjelkekanten.

Lastvirkning i tverretning fra egenlast - Akse 1-10



Laster

Tetthet armert betong: $\rho_c := 25 \frac{kN}{m^3}$

Bruplate

$$h_{b1} := 172 \text{ mm}$$

$$h_{b2} := 140 \text{ mm}$$

$$b_b := 2050 \text{ mm} - 650 \text{ mm} = 1.4 \text{ m}$$

Siden tværsnittet varier lineært blir lasten fra egenvekten trapesformet.

Intensitet ende 1: $g_{b1} := h_{b1} \cdot \rho_c = 4.3 \frac{kN}{m^2}$

Intensitet ende 2: $g_{b2} := h_{b2} \cdot \rho_c = 3.5 \frac{kN}{m^2}$

Resultanter: $R_{b1} := \frac{1}{2} \cdot (g_{b1} - g_{b2}) \cdot b_b = 0.6 \frac{kN}{m}$

$$R_{b2} := g_{b2} \cdot b_b = 4.9 \frac{kN}{m}$$

Kantdrager

$$h_k := 350 \text{ mm}$$

$$b_k := 650 \text{ mm}$$

$$g_k := h_k \cdot \rho_c = 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Resultant: } R_k := g_k \cdot b_k = 5.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rekkverk

$$\text{Resultant: } R_r := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Slitelag

$$h_s := 115 \text{ mm} \quad b_s := b_b = 1400 \text{ mm}$$

$$g_s := h_s \cdot \rho_c = 2.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Resultant: } R_s := g_s \cdot b_s = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Skjær ved innspenning:

$$\text{Bruplate: } V_b := R_{b1} + R_{b2} = 5.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Kantdrager: } V_k := R_k = 5.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Rekkverk: } V_r := R_r = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

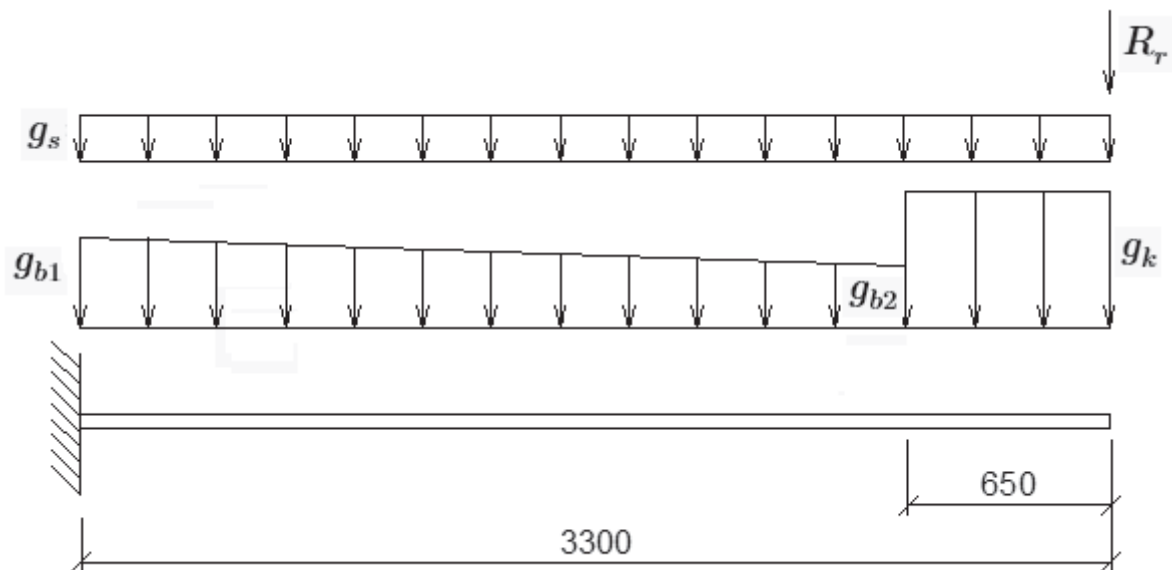
$$\text{Slitelag: } V_s := R_s = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

For jevnt fordelt last kan opptredende skjærkraft reduseres til skjærkraften i avstand d fra bjelkekanten. Dette gjelder last fra bruplate og slitelag.

$$d := 130 \text{ mm}$$

$$V_{red} := (V_b + V_s) \cdot \frac{2050 \text{ mm} - d}{2050 \text{ mm}} + V_k + V_r = 15.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lastvirkning i tverretning fra egenlast - Akse 10-11



Laster

Tetthet armert betong: $\rho_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Bruplate

$$h_{b1} := 228 \text{ mm}$$

$$h_{b2} := 140 \text{ mm}$$

$$b_b := 3300 \text{ mm} - 650 \text{ mm} = 2650 \text{ mm}$$

Siden tværsnittet varier lineært blir lasten fra egenvekten trapesformet.

Intensitet ende 1: $g_{b1} := h_{b1} \cdot \rho_c = 5.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Intensitet ende 2: $g_{b2} := h_{b2} \cdot \rho_c = 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Resultanter: $R_{b1} := \frac{1}{2} \cdot (g_{b1} - g_{b2}) \cdot b_b = 2.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$R_{b2} := g_{b2} \cdot b_b = 9.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kantdrager

$$h_k := 350 \text{ mm}$$

$$b_k := 650 \text{ mm}$$

$$g_k := h_k \cdot \rho_c = 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Resultant: } R_k := g_k \cdot b_k = 5.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rekkverk

$$\text{Resultant: } R_r := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Slitelag

$$h_s := 115 \text{ mm} \quad b_s := b_b = 2650 \text{ mm}$$

$$g_s := h_s \cdot \rho_c = 2.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Resultant: } R_s := g_s \cdot b_s = 7.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Moment ved innspenning:

$$\text{Bruplate: } M_b := R_{b1} \cdot \frac{b_b}{3} + R_{b2} \cdot \frac{b_b}{2} = 14.9 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Kantdrager: } M_k := R_k \cdot \left(b_b + \frac{b_k}{2} \right) = 16.9 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Rekkverk: } M_r := R_r \cdot (b_b + b_k) = 1.65 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Slitelag: } M_s := R_s \cdot \frac{b_s}{2} = 10.1 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Totalt moment:

$$M_g := M_b + M_k + M_r + M_s = 43.5 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Skjær ved innspenning:

$$\text{Bruplate:} \quad V_b := R_{b1} + R_{b2} = 12.2 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Kantdrager:} \quad V_k := R_k = 5.7 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Rekkverk:} \quad V_r := R_r = 0.5 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Slitelag:} \quad V_s := R_s = 7.6 \frac{kN}{m}$$

For jevnt fordelt last kan opptredende skjærkraft reduseres til skjærkraften i avstand d fra bjelkekanten. Dette gjelder last fra bruplate og slitelag.

$$d := 190 \text{ mm}$$

$$V_{red} := (V_b + V_s) \cdot \frac{3300 \text{ mm} - d}{3300 \text{ mm}} + V_k + V_r = 24.9 \frac{kN}{m}$$

Vedlegg H

Bruddgrensetilstand for bruoverbygning – tverretning

Vedlegget inneholder kapasitetsberegninger for bruplata. Bruplata har ulike dimensjoner i hovedfeltet enn resten av brua, og kapasiteten er derfor ulik i akse 1-10 og 10-11.

Momentkapasiteten er kun beregnet i akse 10-11, mens skjærkapasiteten er beregnet for både akse 1-10 og 10-11.

Armeringsmengder for bruplata er gitt i tegning nr. 151-15.

Momentkapasitet, bruddgrensetilstand, tverretning, akse 10-11

Tverrsnittdata, B350 er gjennomsnitt mellom C25 og C35, NS3473, 11.1

$$\begin{array}{lll} h := 228 \text{ mm} & \gamma_c := 1.40 & f_{tk} := 2.33 \text{ MPa} \\ b := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}} & f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} & f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \\ & f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa} & \varepsilon_{cu} := 0.0035 \end{array}$$

Armeringsdata, NS3473, 10.4

Kvalitet Ks50- Ø12

$$\begin{array}{ll} \gamma_s := 1.25 & E_{sk} := 200000 \text{ MPa} \\ f_{sk} := 480 \text{ MPa} & \varepsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 0.0024 \\ f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa} & \end{array}$$

Strekkarmering: $A_{ss} := \frac{1000}{90 \cdot 1 \text{ m}} \cdot 2 \cdot \pi \cdot (6 \text{ mm})^2 = 2513.3 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Trykkarmering: $A_{st} := \frac{1000}{180 \cdot 1 \text{ m}} \pi \cdot (6 \text{ mm})^2 = 628.3 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := (h - 20 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - 6 \text{ mm}) = 190 \text{ mm}$$

$$d_2 := h - 20 \text{ mm} - 6 \text{ mm} = 202 \text{ mm}$$

Kontroll, minimumsarmering, NS 3473, 18.3.3

$$h_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1.3$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 351.9 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

I konstruksjoner hvor det forlanges sterk begrensning av rissviddene, bør armering være minst dobbelt så stor som A_s (NS 3473 18.5)

$$A_{ssmin} := 2 \cdot A_s = 703.9 \frac{mm^2}{m} \quad A_{ss} \geq A_{ssmin} \quad \text{Strekkarmering OK}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s

$$A_{stmin} := \frac{A_s}{2} = 176 \frac{mm^2}{m} \quad A_{st} \geq A_{stmin} \quad \text{Trykkarmering OK}$$

Balansert armeringstversnitt

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 0.593$$

Når brukt armeringsmengde tilsvarende balansert armering eller underarmert, bestemmes balansert armeringsmengde som følger:

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 3287.4 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{sb} \geq A_{ss} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd}$$

Underarmert tverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_{ss} \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0.454$$

Trykksonehøyde

$$\alpha \cdot d_1 = 86.2 \text{ mm}$$

Momentkapasitet

$$M_d := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4 \alpha) \cdot \alpha \cdot b \cdot d_1^2 = 150.1 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Skjærkapasitet i tverretning - Akse 1-10

Tverrsnittsdata

Ser på tverrsnittet i avstand $d = 146 \text{ mm}$ fra bjelkekanten.

$$h := 154 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$y_c := 20 \text{ mm} + \frac{12 \text{ mm}}{2} = 26 \text{ mm}$$

$$d := h - y_c = 128 \text{ mm}$$

Materialdata

Betong: B350 \rightarrow C30

$$\gamma_c := 1.4$$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} \qquad f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \qquad f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.107 \text{ MPa}$$

Armering: Ks 50 Ø12 s 90

$$\gamma_s := 1.25$$

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa} \qquad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

Armeringsareal per løpemeter:

$$A_s := \pi \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1000}{80 \cdot 1 \text{ m}} = 1414 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473, 12.3.2

Skjærstrekkapasitet for betong uten skjærarmering:

$$d_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_v := 1.5 - \frac{d}{d_1} = 1.37$$

$$k_A := 100 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{co} := \min \left(0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b \cdot d} \right) \cdot b \cdot d \cdot k_v, 0.6 f_{td} \cdot b \cdot d \cdot k_v \right) = 100 \frac{kN}{m}$$

Ingen skjærarmring:

$$V_d := V_{co} = 100 \frac{kN}{m}$$

Skjærtrykkkapasitet, NS 3473 12.3.2.5

$$z := 0.9 \cdot d = 115.2 \text{ mm}$$

$$V_{ccd} := 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z = 726 \frac{kN}{m}$$

Skjærkapasitet i tverretning - Akse 10 - 11

Tverrsnittsdata

Ser på tverrsnittet i avstand $d=190$ mm fra bjelkekanten.

$$h := 222 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$y_c := 20 \text{ mm} + 12 \text{ mm} + \frac{12 \text{ mm}}{2} = 38 \text{ mm}$$

$$d := h - y_c = 184 \text{ mm}$$

Materialdata

Betong: B350 \rightarrow C30

$$\gamma_c := 1.4$$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} \quad f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} := 1.55 \text{ MPa} \quad f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.107 \text{ MPa}$$

Armering: Ks 50 2xØ12 s 90

$$\gamma_s := 1.25$$

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

Armeringsareal per løpemeter:

$$A_s := \pi \cdot 2 \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1000}{90 \cdot 1 \text{ m}} = 2513 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473, 12.3.2

Skjærstrekkapasitet for betong uten skjærarmering:

$$d_{1s} := 1.0 \text{ m}$$

$$k_v := 1.5 - \frac{d}{d_1} = 1.32$$

$$k_A := 100 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{co} := \min \left(0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b \cdot d} \right) \cdot b \cdot d \cdot k_v, 0.6 f_{td} \cdot b \cdot d \cdot k_v \right) = 151 \frac{kN}{m}$$

Ingen skjærarmoring:

$$V_d := V_{co} = 151 \frac{kN}{m}$$

Skjærtrykkkapasitet, NS 3473 12.3.2.5

$$z := 0.9 \cdot d = 165.6 \text{ mm}$$

$$V_{ccd} := 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z = 1043 \frac{kN}{m}$$

Vedlegg I

Bruddgrensetilstand – Søylar

Vedlegget inneholder kapasitetsberegninger for søyle i akse 9. Beregningene er gjort i henhold til NS 3473 [2] 12.1, 12.2 og tillegg A.12.2.

Bøyning om x-aksen - Midtsnitt søyle 9 - Maksimal aksialkraft

Dimensjonerende 1. ordens lastvirkninger

$$N_f := 1836.5 \text{ kN}$$

$$M_{fx.topp} := -81.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fx.bunn} := 167.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsdata

$$b_3 := 700 \text{ mm}$$

$$b_1 := 1560 \text{ mm}$$

$$h := 400 \text{ mm}$$

$$d := 345 \text{ mm}$$

$$b_2 := \frac{(b_1 + b_3)}{2} = 1130 \text{ mm}$$

Tverrsnittbredde i snitt 2-2, tegning 151-10e, vedlegg A

$$A_c := h \cdot b_2 = 452000 \text{ mm}^2$$

Gjennomsnittlig tverrsnittsareal

$$L := 21.227 \text{ m} - 3.70 \text{ m} = 17.53 \text{ m} \quad 3.70 \text{ m er kote ved topp fundament}$$

$$\gamma_c := 1.40$$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa}$$

$$E_c := 24400 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \text{ o/oo}$$

Armeringsdata

$$E_s := 200000 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.25$$

Skjærarmering:
Armering St. 37 - ø8-32, Bø10c250

Lengdearmering:
Armering Ks50 - ø20-32, 46ø20

$$f_{sk.t} := 230 \text{ MPa}$$

$$f_{sk.l} := 480 \text{ MPa}$$

$$f_{sd.t} := \frac{f_{sk.t}}{\gamma_s} = 184 \text{ MPa}$$

$$f_{sd.l} := \frac{f_{sk.l}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa}$$

$$A_{s.v} := \pi \cdot \frac{(10 \text{ mm})^2}{4} = 79 \text{ mm}^2$$

per sideflate (enkeltsnittet)

$$A_{s.per} := \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 314 \text{ mm}^2$$

areal per stang av lengdearmering

Kriterier for dimensjoner NS 3473, pkt. 18.4

Krav til betongens tverrsnitt: $A_c \geq 40000 \text{ mm}^2$ og $\min(b, h) \geq 150 \text{ mm}$

$$A_c = 452000 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\min(b_2, h) = 400 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Krav til minimumsarmering: Det totale armeringsarealet må ikke være mindre enn $A_{s.min}$

$$A_{s.min} := \max\left(0.01 A_c, 0.2 A_c \cdot \frac{f_{cn}}{f_{sk.l}}\right) = 4520 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.tot} := 46 \cdot A_{s.per} = 14451 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Bøyleavstanden skal være mindre enn 15 ganger diameteren av lengdearmeringen, $c \leq 15 \phi_s$

$$\phi_s := 20 \text{ mm}$$

$$15 \phi_s = 300 \text{ mm}$$

$$c := 250 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Knekk lengde

Knekk lengden regnes etter NS 3473, pkt.A12.2

Stivhet tilstøtende bjelker

$$l_{b.1} := 22.07 \text{ m}$$

$$l_{b.2} := 22.00 \text{ m}$$

$$I_{c.b.1} := 1.871 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_{c.b.2} := 7.01 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$K_{b.1} := 0.5 \frac{E_c \cdot I_{c.b.1}}{l_{b.1}} = (103.43 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$K_{b.2} := 0.5 \frac{E_c \cdot I_{c.b.2}}{l_{b.2}} = (3.89 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma K_b := K_{b.1} + K_{b.2} = (3.99 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$s_b := 2$$

Gjennomsnittlig stivhet for spenn mellom akse 9 og 10

s_b er lik for begge sider

Stivhet søyle 9

$$I_c := \frac{b_2 \cdot h^3}{12} = (6.03 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$K_s := \frac{E_c \cdot I_c}{L} = (8.39 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$s_s := 4.8$$

Uforskyvelige ender

Rotasjonsinnspenningsgrad

$$R_A := \frac{1}{\left(1 + \frac{s_s \cdot K_s}{s_b \cdot \Sigma K_b}\right)} = 0.99498$$

Topp søyle forbundet med brudekke

$$R_B := 1$$

Bunn søyle forbundet med fundament

$$R_{min} := \min(R_A, R_B) = 0.99498$$

$$R_{maks} := \max(R_A, R_B) = 1$$

$$\beta := \frac{2}{2 + 1.1 R_{min} + 0.9 R_{maks}} = 0.50069$$

Knekk lengde:

$$l_e := \beta \cdot L = 8.78 \text{ m}$$

Slankhetskriterier, NS 3473 pkt. 12.2

Det kan ses bortifra 2. ordens virkninger dersom geometrisk slankhet $\lambda \leq 80 \cdot \sqrt{1 + 4 \omega_t}$ og lastavhengig slankhet $\lambda_N < 45$

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 115 \text{ mm}$$

$$n_f := \frac{N_f}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.29$$

$$\omega_t := \frac{f_{sd.l} \cdot \frac{2}{3} A_{s.tot}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.58$$

Redusert arm.tverrsnitt NS 3473 pkt.12.2.4

$$80 \cdot \sqrt{1 + 4 \omega_t} = 146$$

$$\lambda := \frac{l_e}{i} = 76 \quad \lambda < 146 \quad \text{OK}$$

$$\lambda_N := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n_f}{1 + 4 \omega_t}} = 22.4 \quad \lambda_N < 45 \quad \text{OK. Søyla er ikke slank, og vi slipper å ta hensyn til 2. ordens effekter}$$

Dimensjonerende lastvirkninger

Ekvivalent 1. ordens moment

$$M_{0f} = 0.6 M_{02} + 0.4 M_{01} \geq 0.4 M_{02} \quad \text{gitt at} \quad |M_{02}| \geq |M_{01}|$$

$$|M_{fx.topp}| = 81.7 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$|M_{fx.bunn}| = 167.7 \text{ m} \cdot \text{kN} \qquad |M_{fx.bunn}| \geq |M_{fx.topp}|$$

$$\text{dvs. at:} \quad M_{01} := M_{fx.topp}$$

$$M_{02} := M_{fx.bunn}$$

$$M_{0f.x} := \max(0.6 M_{02} + 0.4 M_{01}, 0.4 |M_{02}|) = 67.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1. ordens eksentrisitet

Eksentrisiteten for aksialkraften e_0 må ikke være mindre enn $e_{0.min}$ i følge NS 3473, pkt. 12.1.2

$$e_0 := \frac{|M_{0f.x}|}{|N_f|} = 37 \text{ mm}$$

$$e_{0.min} := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm} \qquad \text{OK}$$

Dimensjonerende 1. ordens moment:

$$M_{fx} := M_{0f.x} = 67.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bruddkriterier - Bøyning om x-aksen

Dimensjonerende flytegrense for armeringen

$$\varepsilon_{sy} := \frac{f_{sd,l}}{E_s} \cdot 10^3 = 1.92$$

Tøyningsverdier

Tøyningsverdier og krav er gitt i hhv. NS 3473 pkt. 11.3 og 12.1.1

Største gjennomsnittlige trykktøyning skal ikke være større enn $\frac{\varepsilon_{co} + \varepsilon_{cu}}{2}$

$$\varepsilon_1 := 1.9$$

NB! All tøyning er gitt i promille

$$k_E := 10000 \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{0.7}$$

$$k_\varepsilon := 0.004 \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{-1}$$

$$E_{cn} := k_E \cdot (f_{cn})^{0.3} = 24416.13 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{co} := \varepsilon_1 + k_\varepsilon \cdot f_{cn} = 1.98$$

$$\frac{\varepsilon_{co} + \varepsilon_{cu}}{2} = 2.74$$

Tverrsnittsdata

Tverrsnittets armering deles opp i fem lag. Ved ren bøyning befinner lag 4 og 5 seg på trykksiden, lag 3 i nøytralaksen og lag 1 og 2 på strekksiden

$$\text{Avstand mellom stengene: } c := \frac{400 \text{ mm} - 2 \cdot 55 \text{ mm}}{4} = 72.5 \text{ mm}$$

Armeringsdata:

Avstand fra nærmeste betongkant til tyngdepunkt for de ulike armeringslagene:

$$A_{s1} := 12 \cdot A_{s.per} = 3770 \text{ mm}^2$$

$$d_1 := 55 \text{ mm}$$

$$A_{s2} := 8 \cdot A_{s.per} = 2513 \text{ mm}^2$$

$$d_2 := 55 \text{ mm} + c = 127.5 \text{ mm}$$

$$A_{s3} := 6 \cdot A_{s.per} = 1885 \text{ mm}^2$$

$$d_3 := \frac{h}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s4} := 8 \cdot A_{s.per} = 2513 \text{ mm}^2$$

$$d_4 := d_2 = 127.5 \text{ mm}$$

$$A_{s5} := 12 \cdot A_{s.per} = 3770 \text{ mm}^2$$

$$d_5 := d_1 = 55 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde:

$$h'_{1.5} := h - 2 \cdot 55 \text{ mm} = 290 \text{ mm}$$

Avstand mellom ytterste armeringslag (1 og 5)

$$h'_{2.4} := h'_{1.5} - 2 \cdot c = 145 \text{ mm}$$

Avstand mellom nest ytterste armeringslag (2 og 4)

Tøyningstilstander og kapasitet for kombinasjon av moment og aksialkraft

1. Rent trykk

Bruddkriterium 3: $\varepsilon_{cm} = \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{cu}}{2}$ og $\varepsilon_{cm} > \varepsilon_{sy}$, det vil si at armeringen flyter ved brudd

$$N_1 := f_{cd} \cdot A_c + f_{sd,l} \cdot A_{s,tot} = 11877 \text{ kN}$$

$$M_1 := 0$$

2. Trykkbrudd i betong og flytning i armering

Bruddkriterium 1: $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ og $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5$$

$$\text{Trykksonehøyde: } \alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 0.646 \quad \alpha \cdot d = 223 \text{ mm}$$

Trykksonen stopper rett nedenfor nøytralaksen til tverrsnittet; $d_3 = 200 \text{ mm} < \alpha \cdot d$, det vil si at lag 3, 4 og 5 får trykk

Tøyning i strekkarmering:

$$\varepsilon_{s1} := \varepsilon_{sy} = 1.92$$

$$\varepsilon_{s2} := \frac{h - \alpha \cdot d - d_2}{h - \alpha \cdot d - d_1} \cdot \varepsilon_{s1} = 0.78$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\varepsilon_{s3} := \frac{\alpha \cdot d - d_3}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.36$$

$$\varepsilon_{s4} := \frac{\alpha \cdot d - d_4}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 1.5$$

$$\varepsilon_{s5} := \frac{\alpha \cdot d - d_5}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 2.64$$

Kun lag 1 og 5 som flyter

Spenning i armering som ikke flyter:

$$\sigma_{s2} := E_s \cdot \varepsilon_{s2} \cdot 10^{-3} = 156.2 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{s3} := E_s \cdot \varepsilon_{s3} \cdot 10^{-3} = 71.6 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{s4} := E_s \cdot \varepsilon_{s4} \cdot 10^{-3} = 299.4 \frac{N}{mm^2}$$

$$T_c := f_{cd} \cdot b_2 \cdot 0.8 \alpha \cdot d = 2820 \text{ kN}$$

$$S_1 := f_{sd,l} \cdot A_{s1} = 1448 \text{ kN}$$

$$S_2 := \sigma_{s2} \cdot A_{s2} = 392.6 \text{ kN}$$

$$S_3 := \sigma_{s3} \cdot A_{s3} = 135 \text{ kN}$$

$$S_4 := \sigma_{s4} \cdot A_{s4} = 752.5 \text{ kN}$$

$$S_5 := S_1 = 1448 \text{ kN}$$

$$N_2 := T_c + S_5 + S_4 + S_3 - S_1 - S_2 = 3314 \text{ kN}$$

$$M_2 := T_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4 \alpha \cdot d \right) + S_1 \cdot h'_{1.5} + (S_2 + S_4) \cdot \frac{h'_{2.4}}{2} = 815.5 \text{ kN} \cdot m$$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med strekkbrudd i armering

Bruddkriterium 1 og 2: $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ og $\varepsilon_s = \varepsilon_{su} := 10$

$$\varepsilon_{cu} = 3.5$$

$$\text{Trykksonehøyde: } \alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}} = 0.259 \quad \alpha \cdot d = 89 \text{ mm}$$

Trykksonehøyden er mindre enn overdekningen til lag 4, $\alpha \cdot d < d_4 = 127.5 \text{ mm}$

Det vil si at armeringen i lag 3 og 4 befinner seg i strekksonen. Kun lag 5 er i trykk

Tøyning i strekkarmering:

$$\varepsilon_{s1} := \varepsilon_{su} = 10$$

$$\varepsilon_{s2} := \frac{h - \alpha \cdot d - d_2}{h - \alpha \cdot d - d_1} \cdot \varepsilon_{s1} = 7.16$$

$$\varepsilon_{s3} := \frac{d_3 - \alpha \cdot d}{h - \alpha \cdot d - d_1} \cdot \varepsilon_{s1} = 4.33$$

strekkarmeringen flyter i lag 1,2 og 3

$$\varepsilon_{s4} := \frac{d_4 - \alpha \cdot d}{h - \alpha \cdot d - d_1} \cdot \varepsilon_{s1} = 1.49$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\varepsilon_{s5} := \frac{\alpha \cdot d - d_5}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 1.35$$

armering i lag 4 og 5 flyter ikke

Spenning i armering som ikke flyter:

$$\sigma_{s4} := E_s \cdot \varepsilon_{s4} \cdot 10^{-3} = 297.8 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{s5} := E_s \cdot \varepsilon_{s5} \cdot 10^{-3} = 269.6 \frac{N}{mm^2}$$

$$T_c := f_{cd} \cdot b_2 \cdot 0.8 \alpha \cdot d = 1132 \text{ kN}$$

$$S_1 := f_{sd,l} \cdot A_{s1} = 1448 \text{ kN}$$

$$S_2 := f_{sd,l} \cdot A_{s2} = 965.1 \text{ kN}$$

$$S_3 := f_{sd,l} \cdot A_{s3} = 723.8 \text{ kN}$$

$$S_4 := \sigma_{s4} \cdot A_{s4} = 749 \text{ kN}$$

$$S_5 := \sigma_{s5} \cdot A_{s5} = 1016 \text{ kN}$$

$$N_3 := T_c + S_5 - S_1 - S_2 - S_3 - S_4 = -1736.8 \text{ kN} \quad (\text{Strekk})$$

$$M_3 := T_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4 \alpha \cdot d \right) + (S_1 + S_5) \cdot \frac{h'_{1.5}}{2} + (S_2 - S_4) \cdot \frac{h'_{2.4}}{2} = 558.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bøyning om x-aksen - Midtsnitt søyle 9 - Maksimalt moment

Dimensjonerende 1. ordens lastvirkninger

$$N_f := 1310.3 \text{ kN}$$

$$M_{fx.topp} := 284.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fy.topp} := 216.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fx.bunn} := 407.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fy.bunn} := 1708.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsdata

$$b_3 := 700 \text{ mm}$$

$$b_1 := 1560 \text{ mm}$$

$$h := 400 \text{ mm}$$

$$d := 345 \text{ mm}$$

$$b_2 := \frac{(b_1 + b_3)}{2} = (1.13 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Tverrsnittbredde i snitt 2-2, tegning 151-10e, vedlegg A

$$A_c := h \cdot b_2 = 452000 \text{ mm}^2$$

Gjennomsnittlig tverrsnittsareal

$$L := 21.227 \text{ m} - 3.70 \text{ m} = 17.53 \text{ m}$$

3.70 m er kote ved topp fundament

$$\gamma_c := 1.40$$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa}$$

$$E_c := 24400 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \text{ o/oo}$$

Dimensjonerende lastvirkninger

Ekvivalent 1. ordens moment

$$M_{0f} = 0.6 M_{02} + 0.4 M_{01} \geq 0.4 M_{02} \quad \text{gitt at} \quad |M_{02}| \geq |M_{01}|$$

Moment om x:

$$|M_{fx.topp}| = 284.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{fx.bunn}| = 407.6 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad |M_{fx.bunn}| \geq |M_{fx.topp}|$$

dvs. at: $M_{01} := M_{fx.topp}$

$$M_{02} := M_{fx.bunn}$$

$$M_{0f.x} := \max(0.6 M_{02} + 0.4 M_{01}, 0.4 M_{02}) = 358.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om y:

$$|M_{fy.topp}| = 216.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{fy.bunn}| = 1708 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad |M_{fy.bunn}| \geq |M_{fy.topp}|$$

dvs. at: $M_{01} := M_{fy.topp}$

$$M_{02} := M_{fy.bunn}$$

$$M_{0f.y} := \max(0.6 M_{02} + 0.4 M_{01}, 0.4 M_{02}) = 1111.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1. ordens eksentrisitet

Eksentrisiteten for aksialkraften e_0 må ikke være mindre enn $e_{0.min}$ i følge NS 3473, pkt. 12.1.2

$$e_{0.x} := \left| \frac{M_{0f.x}}{N_f} \right| = 274 \text{ mm}$$

$$e_{0.y} := \left| \frac{M_{0f.y}}{N_f} \right| = 848 \text{ mm}$$

$$e_{0.min} := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm}$$

OK for begge

Dimensjonerende 1. ordens moment:

$$M_{fx} := M_{0f.x} = 358.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{fy} := M_{0f.y} = 1111.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Bøyning om y-aksen - Midtsnitt søyle 9 - Maksimal aksialkraft

Dimensjonerende 1. ordens lastvirkninger

$$N_f := 1836.5 \text{ kN}$$

$$M_{fy.topp} := -110.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fy.bunn} := 310.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsdata

$$h_3 := 700 \text{ mm}$$

$$h_1 := 1560 \text{ mm}$$

$$b := 400 \text{ mm}$$

$$d := 1000 \text{ mm}$$

$$h_2 := \frac{(h_1 + h_3)}{2} = 1130 \text{ mm}$$

Gjennomsnittlig tverrsnitthøyde

$$A_c := b \cdot h_2 = 452000 \text{ mm}^2$$

Gjennomsnittlig tverrsnittsareal

$$L := 21.227 \text{ m} - 3.70 \text{ m} = 17.53 \text{ m} \quad 3.70 \text{ m er kote ved topp fundament}$$

$$\gamma_c := 1.40$$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa}$$

$$E_c := 24400 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \text{ o/oo}$$

Armeringsdata

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.25$$

Skjærarmering :
Armering St. 37 - ø8-32, Bø10c250

Lengdearmering :
Armering Ks50 - ø20-32, 46ø20

$$f_{sk.t} := 230 \text{ MPa}$$

$$f_{sk.l} := 480 \text{ MPa}$$

$$f_{sd.t} := \frac{f_{sk.t}}{\gamma_s} = 184 \text{ MPa}$$

$$f_{sd.l} := \frac{f_{sk.l}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa}$$

$$A_{s.v} := \pi \cdot \frac{(10 \text{ mm})^2}{4} = 79 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.per} := \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 314 \text{ mm}^2$$

per sideflate (enkeltsnittet)

areal per stang av lengdearmering

Kriterier for dimensjoner NS 3473, pkt. 18.4

Krav til betongens tverrsnitt: $A_c \geq 40000 \text{ mm}^2$ og $\min(b, h) \geq 150 \text{ mm}$

$$A_c = 452000 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\min(b, h_2) = 400 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Minimumsarmering

$$A_{s.tot} \geq A_{s.min}$$

$$A_{s.min} := \max\left(0.01 A_c, 0.2 A_c \cdot \frac{f_{cn}}{f_{sk.l}}\right) = 4520 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.tot} := 46 \cdot A_{s.per} = 14451 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Bøyleavstanden skal være mindre enn 15 ganger diameteren av lengdearmeringen, $c \leq 15 \phi_s$

$$\phi_s := 20 \text{ mm}$$

$$15 \phi_s = 300 \text{ mm}$$

$$c := 250 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Slankhetskriterier, NS 3473 pkt. 12.2

Slankhet beregnes for bøyning om aksen i lengderetning. Det kan ses bortifra 2. ordens virkninger dersom geometrisk slankhet $\lambda \leq 80 \cdot \sqrt{1 + 4 \omega_t}$ og lastavhengig slankhet $\lambda_N < 45$
Knekk lengde lest fra tabell 4.3, Larsen et al., Stålkonstruksjoner: Profiler og formler.

$$l_e := 2 L = 35.05 \text{ m}$$

$$I_c := \frac{b \cdot h_2^3}{12} = (48.1 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 326.2 \text{ mm}$$

$$n_f := \frac{N_f}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.29$$

$$\omega_t := \frac{f_{sd,l} \cdot \frac{2}{3} A_{s,tot}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.58$$

Redusert arm.tverrsnitt NS 3473
pkt.12.2.4

$$80 \cdot \sqrt{1 + 4 \omega_t} = 146$$

$$\lambda := \frac{l_e}{i} = 107 \quad \lambda < 146 \quad \text{OK}$$

$$\lambda_N := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n_f}{1 + 4 \omega_t}} = 31.7 \quad \lambda_N < 45 \quad \text{OK. Søyla er ikke slank og det må ikke tas hensyn til 2. ordens effekter}$$

Dimensjonerende lastvirkninger

Ekvivalent 1. ordens moment

$$M_{0f} = 0.6 M_{02} + 0.4 M_{01} \geq 0.4 M_{02} \quad \text{gitt at} \quad |M_{02}| \geq |M_{01}|$$

$$|M_{fy.topp}| = 110.1 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$|M_{fy.bunn}| = 310.1 \text{ m} \cdot \text{kN} \qquad |M_{fy.bunn}| \geq |M_{fy.topp}|$$

$$\text{dvs. at:} \quad M_{01} := M_{fy.topp}$$

$$M_{02} := M_{fy.bunn}$$

$$M_{0f.y} := \max(0.6 M_{02} + 0.4 M_{01}, 0.4 M_{02}) = 142 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1. ordens eksentrisitet

Eksentrisiteten for aksialkraften e_0 må ikke være mindre enn $e_{0.min}$ i følge NS 3473, pkt. 12.1.2

$$e_0 := \frac{M_{0f.y}}{N_f} = 77 \text{ mm}$$

$$e_{0.min} := \max\left(\frac{h_2}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 38 \text{ mm} \qquad \text{OK}$$

Dimensjonerende 1. ordens moment:

$$M_{fy} := M_{0f.y} = 142 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bruddkriterier - Bøyning om y-aksen - Midtsnitt

Flytegrense for armeringen

$$\varepsilon_{sy} := \frac{f_{sd,l}}{E_s} \cdot 10^3 = 1.92$$

Tøyningsverdier

Tøyningsverdier og krav er gitt i hhv. NS 3473 pkt. 11.3 og 12.1.1

Største gjennomsnittlige trykktøyning skal ikke være større enn $\frac{\varepsilon_{co} + \varepsilon_{cu}}{2}$

$$\varepsilon_1 := 1.9$$

NB! All tøyning er gitt i promille

$$k_E := 10000 \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{0.7}$$

$$k_\varepsilon := 0.004 \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{-1}$$

$$E_{cn} := k_E \cdot (f_{cn})^{0.3} = 24416.13 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{co} := \varepsilon_1 + k_\varepsilon \cdot f_{cn} = 1.98$$

$$\frac{\varepsilon_{co} + \varepsilon_{cu}}{2} = 2.74$$

Tverrsnittsdata

Tverrsnittets armering deles opp i fem lag. Ved ren bøyning befinner lag 4 og 5 seg på trykksiden, lag 3 i nøytralaksen og lag 1 og 2 på strekksiden

$$\text{Avstand mellom stengene: } c := \frac{1130 \text{ mm} - 2 \cdot 55 \text{ mm}}{11} = 92.7 \text{ mm}$$

Armeringsdata:

Avstand fra nærmeste betongkant til tyngdepunkt for de ulike armeringslagene:

$$A_{s1} := 15 \cdot A_{s.per} = 4712 \text{ mm}^2$$

$$d_1 := 55 \text{ mm} + c = 148 \text{ mm}$$

$$A_{s2} := 4 \cdot A_{s.per} = 1257 \text{ mm}^2$$

$$d_2 := 55 \text{ mm} + 2 \cdot c = 240 \text{ mm}$$

$$A_{s3} := 8 \cdot A_{s.per} = 2513 \text{ mm}^2$$

$$d_3 := \frac{h_2}{2} = 565 \text{ mm}$$

$$A_{s4} := 4 \cdot A_{s.per} = 1257 \text{ mm}^2$$

$$d_4 := d_2 = 240 \text{ mm}$$

$$A_{s5} := 15 \cdot A_{s.per} = 4712 \text{ mm}^2$$

$$d_5 := d_1 = 148 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde:

$$h'_{1.5} := h_2 - 2 \cdot (55 \text{ mm} + c) = 835 \text{ mm}$$

Avstand mellom tyngdepunktet til ytterste armeringslag (1 og 5)

$$h'_{2.4} := h'_{1.5} - 4 \cdot c = 464 \text{ mm}$$

Avstand mellom nest ytterste armeringslag (2 og 4)

Tøyningstilstander

1. Rent trykk

Bruddkriterium 3: $\varepsilon_{cm} = \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{cu}}{2}$ og $\varepsilon_{cm} > \varepsilon_{sy}$, det vil si at armeringen flyter ved brudd

$$N_1 := f_{cd} \cdot A_c + f_{sd,l} \cdot A_{s,tot} = 11877 \text{ kN}$$

$$M_1 := 0$$

2. Trykkbrudd i betong og flytning i armering

Bruddkriterium 1: $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ og $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5$$

$$\text{Trykksonehøyde: } \alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 0.646 \quad \alpha \cdot d = 646 \text{ mm}$$

Trykksonen stopper mellom lag 2 og 3;

$d_3 = 565 \text{ mm} < \alpha \cdot d < d_3 + 2.5 c = 797 \text{ mm}$, det vil si at lag 3, 4 og 5 får trykk

Tøyning i strekkarmering:

$$\varepsilon_{s1} := \varepsilon_{sy} = 1.92$$

$$\varepsilon_{s2} := \frac{h_2 - \alpha \cdot d - d_2}{h_2 - \alpha \cdot d - d_1} \cdot \varepsilon_{s1} = 1.39$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\varepsilon_{s3} := \frac{\alpha \cdot d - d_3}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.44$$

$$\varepsilon_{s4} := \frac{\alpha \cdot d - d_4}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 2.2$$

$$\varepsilon_{s5} := \frac{\alpha \cdot d - d_5}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 2.7$$

Lag 1, 4 og 5 flyter

Spenning i armering som ikke flyter:

$$\sigma_{s2} := E_s \cdot \varepsilon_{s2} \cdot 10^{-3} = 278.2 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{s3} := E_s \cdot \varepsilon_{s3} \cdot 10^{-3} = 87.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$T_c := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \alpha \cdot d = 2893 \text{ kN}$$

$$S_1 := f_{sd,l} \cdot A_{s1} = 1810 \text{ kN}$$

$$S_2 := \sigma_{s2} \cdot A_{s2} = 349.6 \text{ kN}$$

$$S_3 := \sigma_{s3} \cdot A_{s3} = 220 \text{ kN}$$

$$S_4 := f_{sd,l} \cdot A_{s4} = 482.5 \text{ kN}$$

$$S_5 := S_1 = 1810 \text{ kN}$$

$$N_2 := T_c + S_3 + S_4 + S_5 - S_1 - S_2 = 3246 \text{ kN}$$

$$M_2 := T_c \cdot \left(\frac{h_2}{2} - 0.4 \alpha \cdot d \right) + S_1 \cdot h'_{1.5} + (S_2 + S_4) \cdot \frac{h'_{2.4}}{2} = 2590.3 \text{ kN} \cdot m$$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med strekkbrudd i armering

Bruddkriterium 1 og 2: $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ og $\varepsilon_s = \varepsilon_{su} := 10$ o/oo

$$\varepsilon_{cu} = 3.5$$

$$\text{Trykksonehøyde: } \alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}} = 0.259 \quad \alpha \cdot d = 259 \text{ mm}$$

Trykksonen stopper mellom lag 3 og 4; $d_4 = 240 \text{ mm} < \alpha \cdot d < d_3 = 565 \text{ mm}$

Det vil si at armeringen i lag 1, 2 og 3 befinner seg i strekksonen. Lag 4 og 5 er i trykk

Tøyning i strekkarmering:

$$\varepsilon_{s1} := \varepsilon_{su} = 10$$

$$\varepsilon_{s2} := \frac{h_2 - \alpha \cdot d - d_2}{h_2 - \alpha \cdot d - d_1} \cdot \varepsilon_{s1} = 8.72$$

$$\varepsilon_{s3} := \frac{h_2 - \alpha \cdot d - d_3}{h_2 - \alpha \cdot d - d_1} \cdot \varepsilon_{s1} = 4.23$$

strekkarmeringen flyter i lag
1,2 og 3

Tøyning i trykkarmering:

$$\varepsilon_{s4} := \frac{\alpha \cdot d - d_4}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.25$$

$$\varepsilon_{s5} := \frac{\alpha \cdot d - d_5}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 1.51$$

lag 4 og 5 flyter ikke

Spenning i armering som ikke flyter:

$$\sigma_{s4} := E_s \cdot \varepsilon_{s4} \cdot 10^{-3} = 50.8 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{s5} := E_s \cdot \varepsilon_{s5} \cdot 10^{-3} = 301.1 \frac{N}{mm^2}$$

$$T_c := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \alpha \cdot d = 1161 \text{ kN}$$

$$S_1 := f_{sd,l} \cdot A_{s1} = 1810 \text{ kN}$$

$$S_2 := f_{sd,l} \cdot A_{s2} = 482.5 \text{ kN}$$

$$S_3 := f_{sd,l} \cdot A_{s3} = 965.1 \text{ kN}$$

$$S_4 := \sigma_{s4} \cdot A_{s4} = 64 \text{ kN}$$

$$S_5 := \sigma_{s5} \cdot A_{s5} = 1419 \text{ kN}$$

$$N_3 := T_c + S_5 + S_4 - S_1 - S_2 - S_3 = -612.8 \text{ kN}$$

$$M_3 := T_c \cdot \left(\frac{h_2}{2} - 0.4 \alpha \cdot d \right) + (S_1 + S_5) \cdot \frac{h'_{1.5}}{2} + (S_2 + S_4) \cdot \frac{h'_{2.4}}{2} = 2009.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bøyning om y-aksen - Midtsnitt søyle 9 - Maksimalt moment

Dimensjonerende 1. ordens lastvirkninger

$$N_f := 1579.2 \text{ kN}$$

$$M_{fy.topp} := -216.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{fx.topp} := -350.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{fy.bunn} := -1708.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{fx.bunn} := -234.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Tverrsnittsdata

$$h_3 := 700 \text{ mm}$$

$$h_1 := 1560 \text{ mm}$$

$$b := 400 \text{ mm}$$

$$d := 1000 \text{ mm}$$

$$h_2 := \frac{(h_1 + h_3)}{2} = 1130 \text{ mm}$$

Gjennomsnittlig tverrsnitthøyde

$$A_c := b \cdot h_2 = 452000 \text{ mm}^2$$

Gjennomsnittlig tverrsnittsareal

$$L := 21.227 \text{ m} - 3.70 \text{ m} = 17.53 \text{ m}$$

3.70 m er kote ved topp fundament

$$\gamma_c := 1.40$$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa}$$

$$E_c := 24400 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \text{ o/oo}$$

Dimensjonerende lastvirkninger

Ekvivalent 1. ordens moment

$$M_{0f} = 0.6 M_{02} + 0.4 M_{01} \geq 0.4 M_{02} \quad \text{gitt at} \quad |M_{02}| \geq |M_{01}|$$

Moment om y:

$$|M_{fy.topp}| = 216.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{fy.bunn}| = 1708 \text{ kN} \cdot \text{m} \qquad |M_{fy.bunn}| \geq |M_{fy.topp}|$$

dvs. at: $M_{01} := M_{fy.topp}$

$$M_{02} := M_{fy.bunn}$$

$$M_{0f.y} := \min(0.6 M_{02} + 0.4 M_{01}, 0.4 M_{02}) = -1111.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om x:

$$|M_{fx.topp}| = 350.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$|M_{fx.bunn}| = 234.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \qquad |M_{fx.topp}| \geq |M_{fx.bunn}|$$

dvs. at: $M_{01} := M_{fx.bunn}$

$$M_{02} := M_{fx.topp}$$

$$M_{0f.x} := \min(0.6 M_{02} + 0.4 M_{01}, 0.4 M_{02}) = -304 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1. ordens eksentrisitet

Eksentrisiteten for aksialkraften e_0 må ikke være mindre enn $e_{0.min}$ i følge NS 3473, pkt. 12.1.2

$$e_{0.y} := \left| \frac{M_{0f.y}}{N_f} \right| = 704 \text{ mm}$$

$$e_{0.x} := \left| \frac{M_{0f.x}}{N_f} \right| = 193 \text{ mm}$$

$$e_{0.min} := \max\left(\frac{h_2}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 38 \text{ mm} \quad \text{OK for begge}$$

Dimensjonerende 1. ordens moment:

$$M_{fy} := M_{0f.y} = -1111.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fx} := M_{0f.x} = -304 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Biaksial bøyning - Midtsnitt søyle 9

Forenklet krav til biaksial bøyning, NS 3473 pkt. A.12.2 d):

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} \leq 1$$

1. Maksimal aksialkraft

Dimensjonerende 1. ordens lastvirkninger

$$N_f := 1836.5 \text{ kN}$$

$$M_{fx} := 67.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{xd} := 740 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fy} := 142.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yd} := 2380 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} = 0.15 < 1 ; \text{ dvs. at kapasiteten er tilstrekkelig}$$

2. Maksimale moment - om x-aksen

Dimensjonerende 1. ordens lastvirkninger

$$N_f := 1310.3 \text{ kN}$$

$$M_{fx} := 358.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{xd} := 715 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fy} := 1111.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yd} := 2300 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} = 0.98 < 1 ; \text{ dvs. at kapasiteten er såvidt tilstrekkelig}$$

3. Maksimalt moment - om y-aksen

Dimensjonerende 1. ordens lastvirkninger

$$N_f := 1579.2 \text{ kN}$$

$$M_{fx} := 304.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \qquad M_{xd} := 730 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fy} := 1111.3 \text{ kN} \cdot \text{m} \qquad M_{yd} := 2340 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} = 0.89 < 1 ; \text{ dvs. at kapasiteten er tilstrekkelig}$$

Bøyning om x-aksen - Topp søyle 9

Dimensjonerende 1. ordens lastvirkninger

Maksimal aksialkraft:

$$N_f := 1836.5 \text{ kN}$$

$$M_{fx.topp} := -81.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{fy.topp} := -110.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Maksimalt moment om x:

$$N_f := 1310.3 \text{ kN}$$

$$M_{fx.topp} := 284.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{fy.topp} := 216.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Tverrsnittsdata

$$b_3 := 700 \text{ mm}$$

$$h := 400 \text{ mm}$$

$$d := 345 \text{ mm}$$

Tverrsnittbredde i snitt 3-3, topp søyle, tegning 151-10e, vedlegg A

$$A_c := h \cdot b_3 = 280000 \text{ mm}^2$$

$$L := 21.227 \text{ m} - 3.70 \text{ m} = 17.53 \text{ m} \quad 3.70 \text{ m er kote ved topp fundament}$$

$$\gamma_c := 1.40$$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa}$$

$$E_c := 24400 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \text{ o/oo}$$

Armeringsdata

$$E_s := 200000 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.25$$

Skjærarmering:
Armering St. 37 - ø8-32, Bø10c250

Lengdearmering:
Armering Ks50 - ø20-32, 30ø20

$$f_{sk.t} := 230 \text{ MPa}$$

$$f_{sk.l} := 480 \text{ MPa}$$

$$f_{sd.t} := \frac{f_{sk.t}}{\gamma_s} = 184 \text{ MPa}$$

$$f_{sd.l} := \frac{f_{sk.l}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa}$$

$$A_{s.v} := \pi \cdot \frac{(10 \text{ mm})^2}{4} = 79 \text{ mm}^2$$

per sideflate (enkeltsnittet)

$$A_{s.per} := \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 314 \text{ mm}^2$$

areal per stang av lengdearmering

Kriterier for dimensjoner NS 3473, pkt. 18.4

Krav til betongens tverrsnitt: $A_c \geq 40000 \text{ mm}^2$ og $\min(b, h) \geq 150 \text{ mm}$

$$A_c = 280000 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\min(b_3, h) = 400 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Krav til minimumsarmering: Det totale armeringsarealet må ikke være mindre enn $A_{s.min}$

$$A_{s.min} := \max\left(0.01 A_c, 0.2 A_c \cdot \frac{f_{cn}}{f_{sk.l}}\right) = 2800 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.tot} := 30 \cdot A_{s.per} = 9425 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Bøyleavstanden skal være mindre enn 15 ganger diameteren av lengdearmeringen, $c \leq 15 \phi_s$

$$\phi_s := 20 \text{ mm}$$

$$15 \phi_s = 300 \text{ mm}$$

$$c := 250 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Knekk lengde

$$l_e := 0.5 \cdot L = 8.76 \text{ m}$$

Bruddkriterier - Bøyning om x-aksen - Topp søyle 9

Flytegrense for armeringen

$$\varepsilon_{sy} := \frac{f_{sd,l}}{E_s} \cdot 10^3 = 1.92$$

Tverrsnittsdata

Tverrsnittets armering deles opp i fem lag. Ved ren bøyning befinner lag 4 og 5 seg på trykksiden, lag 3 i nøytralaksen og lag 1 og 2 på strekksiden

Avstand mellom stengene: $c := \frac{400 \text{ mm} - 2 \cdot 55 \text{ mm}}{4} = 72.5 \text{ mm}$

Armeringsdata:

$$A_{s1} := 10 \cdot A_{s,per} = 3142 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} := 4 \cdot A_{s,per} = 1257 \text{ mm}^2$$

$$A_{s3} := 2 \cdot A_{s,per} = 628 \text{ mm}^2$$

$$A_{s4} := 4 \cdot A_{s,per} = 1257 \text{ mm}^2$$

$$A_{s5} := 10 \cdot A_{s,per} = 3142 \text{ mm}^2$$

Avstand fra nærmeste betongkant til tyngdepunkt for de ulike armeringslagene:

$$d_1 := 55 \text{ mm}$$

$$d_2 := 55 \text{ mm} + c = 127.5 \text{ mm}$$

$$d_3 := \frac{h}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$d_4 := d_2 = 127.5 \text{ mm}$$

$$d_5 := d_1 = 55 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde:

$$h'_{1,5} := h - 2 \cdot 55 \text{ mm} = 290 \text{ mm}$$

$$h'_{2,4} := h'_{1,5} - 2 \cdot c = 145 \text{ mm}$$

Avstand mellom ytterste armeringslag (1 og 5)

Avstand mellom nest ytterste armeringslag (2 og 4)

Tøyningstilstander og kapasitet for kombinasjon av moment og aksialkraft

1. Rent trykk

Bruddkriterium 3: $\varepsilon_{cm} = \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{cu}}{2}$ og $\varepsilon_{cm} > \varepsilon_{sy}$, det vil si at armeringen flyter ved brudd

$$N_1 := f_{cd} \cdot A_c + f_{sd,l} \cdot A_{s,tot} = 7539 \text{ kN}$$

$$M_1 := 0$$

2. Trykkbrudd i betong og flytning i armering

Bruddkriterium 1: $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ og $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5$$

$$\text{Trykksonehøyde: } \alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 0.646 \quad \alpha \cdot d = 223 \text{ mm}$$

Trykksonen stopper rett nedenfor nøytralaksen til tverrsnittet; $d_3 = 200 \text{ mm} < \alpha \cdot d$, det vil si at lag 3, 4 og 5 får trykk

Tøyning i strekkarmering:

$$\varepsilon_{s1} := \varepsilon_{sy} = 1.92$$

$$\varepsilon_{s2} := \frac{h - \alpha \cdot d - d_2}{h - \alpha \cdot d - d_1} \cdot \varepsilon_{s1} = 0.78$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\varepsilon_{s3} := \frac{\alpha \cdot d - d_3}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.36$$

$$\varepsilon_{s4} := \frac{\alpha \cdot d - d_4}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 1.5$$

$$\varepsilon_{s5} := \frac{\alpha \cdot d - d_5}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 2.64$$

Kun lag 1 og 5 som flyter

Spenning i armering som ikke flyter:

$$\sigma_{s2} := E_s \cdot \varepsilon_{s2} \cdot 10^{-3} = 156.2 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{s3} := E_s \cdot \varepsilon_{s3} \cdot 10^{-3} = 71.6 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{s4} := E_s \cdot \varepsilon_{s4} \cdot 10^{-3} = 299.4 \frac{N}{mm^2}$$

$$T_c := f_{cd} \cdot b_3 \cdot 0.8 \alpha \cdot d = 1747 \text{ kN}$$

$$S_1 := f_{sd,l} \cdot A_{s1} = 1206 \text{ kN}$$

$$S_2 := \sigma_{s2} \cdot A_{s2} = 196.3 \text{ kN}$$

$$S_3 := \sigma_{s3} \cdot A_{s3} = 45 \text{ kN}$$

$$S_4 := \sigma_{s4} \cdot A_{s4} = 376.2 \text{ kN}$$

$$S_5 := S_1 = 1206 \text{ kN}$$

$$N_2 := T_c + S_5 + S_4 + S_3 - S_1 - S_2 = 1972 \text{ kN}$$

$$M_2 := T_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4 \alpha \cdot d \right) + S_1 \cdot h'_{1.5} + (S_2 + S_4) \cdot \frac{h'_{2.4}}{2} = 585 \text{ kN} \cdot m$$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med strekkbrudd i armering

Bruddkriterium 1 og 2: $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ og $\varepsilon_s = \varepsilon_{su} := 10$

$$\varepsilon_{cu} = 3.5$$

$$\text{Trykksonehøyde: } \alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}} = 0.259 \quad \alpha \cdot d = 89 \text{ mm}$$

Trykksonehøyden er mindre enn overdekningen til lag 4, $\alpha \cdot d < d_4 = 127.5 \text{ mm}$

Det vil si at armeringen i lag 3 og 4 befinner seg i strekksonen. Kun lag 5 er i trykk

Tøyning i strekkarmering:

$$\varepsilon_{s1} := \varepsilon_{su} = 10$$

$$\varepsilon_{s2} := \frac{h - \alpha \cdot d - d_2}{h - \alpha \cdot d - d_1} \cdot \varepsilon_{s1} = 7.16$$

$$\varepsilon_{s3} := \frac{d_3 - \alpha \cdot d}{h - \alpha \cdot d - d_1} \cdot \varepsilon_{s1} = 4.33$$

strekkarmeringen flyter i lag
1,2 og 3

$$\varepsilon_{s4} := \frac{d_4 - \alpha \cdot d}{h - \alpha \cdot d - d_1} \cdot \varepsilon_{s1} = 1.49$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\varepsilon_{s5} := \frac{\alpha \cdot d - d_5}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 1.35$$

armering i lag 4 og 5 flyter
ikke

Spenning i armering som ikke flyter:

$$\sigma_{s4} := E_s \cdot \varepsilon_{s4} \cdot 10^{-3} = 297.8 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{s5} := E_s \cdot \varepsilon_{s5} \cdot 10^{-3} = 269.6 \frac{N}{mm^2}$$

$$T_c := f_{cd} \cdot b_3 \cdot 0.8 \alpha \cdot d = 701 \text{ kN}$$

$$S_1 := f_{sd,l} \cdot A_{s1} = 1206 \text{ kN}$$

$$S_2 := f_{sd,l} \cdot A_{s2} = 482.5 \text{ kN}$$

$$S_3 := f_{sd,l} \cdot A_{s3} = 241.3 \text{ kN}$$

$$S_4 := \sigma_{s4} \cdot A_{s4} = 374 \text{ kN}$$

$$S_5 := \sigma_{s5} \cdot A_{s5} = 847 \text{ kN}$$

$$N_3 := T_c + S_5 - S_1 - S_2 - S_3 - S_4 = -756.3 \text{ kN} \quad (\text{Streck})$$

$$M_3 := T_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4 \alpha \cdot d \right) + (S_1 + S_5) \cdot \frac{h'_{1.5}}{2} + (S_2 - S_4) \cdot \frac{h'_{2.4}}{2} = 420.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bøyning om y-aksen - Topp søyle 9

Dimensjonerende 1. ordens lastvirkninger

Maksimal aksialkraft:

$$N_f := 1836.5 \text{ kN}$$

$$M_{fx.topp} := -81.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fy.topp} := -110.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maksimalt moment om y:

$$N_f := 1579.2 \text{ kN}$$

$$M_{fx.topp} := -350.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fy.topp} := -216.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsdata

$$h_3 := 700 \text{ mm}$$

$$b := 400 \text{ mm}$$

$$d := 645 \text{ mm}$$

Tverrsnitthøyde i snitt 3-3, topp søyle

$$A_c := b \cdot h_3 = 280000 \text{ mm}^2$$

$$L := 21.227 \text{ m} - 3.70 \text{ m} = 17.53 \text{ m} \quad 3.70 \text{ m er kote ved topp fundament}$$

$$\gamma_c := 1.40$$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa}$$

$$E_c := 24400 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \text{ o/oo}$$

Armeringsdata

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.25$$

Skjærarmering :
Armering St. 37 - ø8-32, Bø10c250

Lengdearmering :
Armering Ks50 - ø20-32, 30ø20

$$f_{sk.t} := 230 \text{ MPa}$$

$$f_{sk.l} := 480 \text{ MPa}$$

$$f_{sd.t} := \frac{f_{sk.t}}{\gamma_s} = 184 \text{ MPa}$$

$$f_{sd.l} := \frac{f_{sk.l}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa}$$

$$A_{s.v} := \pi \cdot \frac{(10 \text{ mm})^2}{4} = 79 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.per} := \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 314 \text{ mm}^2$$

per sideflate (enkeltsnittet)

areal per stang av lengdearmering

Kriterier for dimensjoner NS 3473, pkt. 18.4

Krav til betongens tverrsnitt: $A_c \geq 40000 \text{ mm}^2$ og $\min(b, h) \geq 150 \text{ mm}$

$$A_c = 280000 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\min(b, h_3) = 400 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Minimumsarmering

$$A_{s.tot} \geq A_{s.min}$$

$$A_{s.min} := \max\left(0.01 A_c, 0.2 A_c \cdot \frac{f_{cn}}{f_{sk.l}}\right) = 2800 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.tot} := 30 \cdot A_{s.per} = 9425 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Bøyleavstanden skal være mindre enn 15 ganger diameteren av lengdearmeringen, $c \leq 15 \phi_s$

$$\phi_s := 20 \text{ mm}$$

$$15 \phi_s = 300 \text{ mm}$$

$$c := 250 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Bruddkriterier - Bøyning om y-aksen - Topp søyle

Flytegrense for armeringen

$$\varepsilon_{sy} := \frac{f_{sd,l}}{E_s} \cdot 10^3 = 1.92$$

Tverrsnittsdata

Tverrsnittets armering deles opp i fem lag. Ved ren bøyning befinner lag 4 og 5 seg på trykksiden, lag 3 i nøytralaksen og lag 1 og 2 på strekksiden

Avstand mellom stengene: $c := \frac{700 \text{ mm} - 2 \cdot 55 \text{ mm}}{9} = 65.6 \text{ mm}$

Armeringsdata:

Avstand fra nærmeste betongkant til tyngdepunkt for de ulike armeringslagene:

$$A_{s1} := 5 \cdot A_{s,per} = 1571 \text{ mm}^2$$

$$d_1 := 55 \text{ mm} = 55 \text{ mm}$$

$$A_{s2} := 4 \cdot A_{s,per} = 1257 \text{ mm}^2$$

$$d_2 := 55 \text{ mm} + c = 121 \text{ mm}$$

$$A_{s3} := 12 \cdot A_{s,per} = 3770 \text{ mm}^2$$

$$d_3 := \frac{h_3}{2} = 350 \text{ mm}$$

$$A_{s4} := 4 \cdot A_{s,per} = 1257 \text{ mm}^2$$

$$d_4 := d_2 = 121 \text{ mm}$$

$$A_{s5} := 5 \cdot A_{s,per} = 1571 \text{ mm}^2$$

$$d_5 := d_1 = 55 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde:

$$h'_{1,5} := h_3 - 2 \cdot 55 \text{ mm} = 590 \text{ mm}$$

Avstand mellom tyngdepunktet til ytterste armeringslag (1 og 5)

$$h'_{2,4} := h'_{1,5} - 2 \cdot c = 459 \text{ mm}$$

Avstand mellom tyngdepunktet til nest ytterste armeringslag (2 og 4)

Tøyningstilstander

1. Rent trykk

Bruddkriterium 3: $\varepsilon_{cm} = \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{cu}}{2}$ og $\varepsilon_{cm} > \varepsilon_{sy}$, det vil si at armeringen flyter ved brudd

$$N_1 := f_{cd} \cdot A_c + f_{sd,l} \cdot A_{s,tot} = 7539 \text{ kN}$$

$$M_1 := 0$$

2. Trykkbrudd i betong og flytning i armering

Bruddkriterium 1: $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ og $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5$$

$$\text{Trykksonehøyde: } \alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 0.646 \quad \alpha \cdot d = 417 \text{ mm}$$

Trykksonen stopper mellom lag 2 og 3;

$d_3 = 350 \text{ mm} < \alpha \cdot d < d_3 + 2.5 c = 514 \text{ mm}$, det vil si at lag 3, 4 og 5 får trykk

Tøyning i strekkarmering:

$$\varepsilon_{s1} := \varepsilon_{sy} = 1.92$$

$$\varepsilon_{s2} := \frac{h_3 - \alpha \cdot d - d_2}{h_3 - \alpha \cdot d - d_1} \cdot \varepsilon_{s1} = 1.37$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\varepsilon_{s3} := \frac{\alpha \cdot d - d_3}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.56$$

$$\varepsilon_{s4} := \frac{\alpha \cdot d - d_4}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 2.49$$

$$\varepsilon_{s5} := \frac{\alpha \cdot d - d_5}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 3.04$$

Lag 1, 4 og 5 flyter

Spenning i armering som ikke flyter:

$$\sigma_{s2} := E_s \cdot \varepsilon_{s2} \cdot 10^{-3} = 273.8 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{s3} := E_s \cdot \varepsilon_{s3} \cdot 10^{-3} = 111.8 \frac{N}{mm^2}$$

$$T_c := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \alpha \cdot d = 1866 \text{ kN}$$

$$S_1 := f_{sd,l} \cdot A_{s1} = 603 \text{ kN}$$

$$S_2 := \sigma_{s2} \cdot A_{s2} = 344.1 \text{ kN}$$

$$S_3 := \sigma_{s3} \cdot A_{s3} = 421.4 \text{ kN}$$

$$S_4 := f_{sd,l} \cdot A_{s4} = 482.5 \text{ kN}$$

$$S_5 := S_1 = 603 \text{ kN}$$

$$N_2 := T_c + S_3 + S_4 + S_5 - S_1 - S_2 = 2425.8 \text{ kN}$$

$$M_2 := T_c \cdot \left(\frac{h_3}{2} - 0.4 \alpha \cdot d \right) + S_1 \cdot h'_{1.5} + (S_2 + S_4) \cdot \frac{h'_{2.4}}{2} = 887.8 \text{ kN} \cdot m$$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med strekkbrudd i armering

Bruddkriterium 1 og 2: $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ og $\varepsilon_s = \varepsilon_{su} := 10$ o/oo

$$\varepsilon_{cu} = 3.5$$

$$\text{Trykksonehøyde: } \alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}} = 0.259 \quad \alpha \cdot d = 167 \text{ mm}$$

Trykksonen stopper mellom lag 3 og 4; $d_4 = 121 \text{ mm} < \alpha \cdot d < d_3 = 350 \text{ mm}$

Det vil si at armeringen i lag 1, 2 og 3 befinner seg i strekksonen. Lag 4 og 5 er i trykk

Tøyning i strekkarmering:

$$\varepsilon_{s1} := \varepsilon_{su} = 10$$

$$\varepsilon_{s2} := \frac{h_3 - \alpha \cdot d - d_2}{h_3 - \alpha \cdot d - d_1} \cdot \varepsilon_{s1} = 8.63$$

$$\varepsilon_{s3} := \frac{h_3 - \alpha \cdot d - d_3}{h_3 - \alpha \cdot d - d_1} \cdot \varepsilon_{s1} = 3.83$$

Tøyning i trykkarmering:

$$\varepsilon_{s4} := \frac{\alpha \cdot d - d_4}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.98$$

strekkarmeringen flyter i lag
1, 2, 3 og 5

$$\varepsilon_{s5} := \frac{\alpha \cdot d - d_5}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 2.35$$

lag 4 flyter ikke

Spenning i armering som ikke flyter:

$$\sigma_{s4} := E_s \cdot \varepsilon_{s4} \cdot 10^{-3} = 195.3 \frac{N}{mm^2}$$

$$T_c := f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \alpha \cdot d = 749 \text{ kN}$$

$$S_1 := f_{sd,l} \cdot A_{s1} = 603 \text{ kN}$$

$$S_2 := f_{sd,l} \cdot A_{s2} = 482.5 \text{ kN}$$

$$S_3 := f_{sd,l} \cdot A_{s3} = 1447.6 \text{ kN}$$

$$S_4 := \sigma_{s4} \cdot A_{s4} = 245 \text{ kN}$$

$$S_5 := f_{sd,l} \cdot A_{s5} = 603 \text{ kN}$$

$$N_3 := T_c + S_5 + S_4 - S_1 - S_2 - S_3 = -935.6 \text{ kN}$$

$$M_3 := T_c \cdot \left(\frac{h_3}{2} - 0.4 \alpha \cdot d \right) + (S_1 + S_5) \cdot \frac{h'_{1.5}}{2} + (S_2 + S_4) \cdot \frac{h'_{2.4}}{2} = 735 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Biaksial bøyning - Topp søyle 9

Forenklet krav til biaksial bøyning, NS 3473 pkt. A.12.2 d):

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} \leq 1$$

1. Maksimal aksialkraft

Dimensjonerende 1. ordens lastvirkninger

$$N_f := 1836.5 \text{ kN}$$

$$M_{fx} := 81.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{xd} := 575 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fy} := 110.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yd} := 860 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} = 0.27 < 1 ; \text{ dvs. at kapasiteten er tilstrekkelig}$$

2. Maksimale moment - om x-aksen

Dimensjonerende 1. ordens lastvirkninger

$$N_f := 1310.3 \text{ kN}$$

$$M_{fx} := 284.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{xd} := 545 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fy} := 216.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yd} := 840 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} = 0.78 < 1 ; \text{ dvs. at kapasiteten er tilstrekkelig}$$

3. Maksimale moment - om y-aksen

Dimensjonerende 1. ordens lastvirkninger

$$N_f := 1579.2 \text{ kN}$$

$$M_{fx} := 350.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \qquad M_{xd} := 560 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{fy} := 216.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \qquad M_{yd} := 850 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{fx}}{M_{xd}} + \frac{M_{fy}}{M_{yd}} = 0.88 < 1 ; \text{ dvs. at kapasiteten er tilstrekkelig}$$