

Beregningsmetoder for spennarmerte betongbruer

Analyse og dimensjonering av Nøkleby bru
iht. Europeisk regelverk

Marius Lie Bratland

Bygg- og miljøteknikk (2 årig)

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

Beregningsmetoder for spennarmerte betongbruer: Analyse og dimensjonering av Nøkleby bru iht. Europeisk regelverk

Masteroppgaven skal gi kandidaten en innføring i virkemåten av en spennarmert brukonstruksjon. En reell analyse av Nøkleby bru skal gjennomføres, alle kombinasjoner av trafikklast, egenlast og vind må da inkluderes.

Oppgaven tar utgangspunkt i utlevert tegningsgrunnlag for Nøkleby bru. En fullstendig modell i rammeprogrammet NovaFrame skal modelleres. Ut ifra denne modellen skal det utføres en fullstendig verifikasjon av kapasitet i bruks- og bruddgrensetilstand. Nøkleby bru er utført i henhold til Norsk standard NS3473, mens verifikasjonene i denne oppgaven utføres etter Europeisk regelverk. I den sammenheng skal bakgrunnen for det skjerpede kravet til spennarmeringsareal i overgangen mellom NS3473 og Eurokode 2 granskes.

Oppgaven er utført i samarbeid med Statens Vegvesen, Vegdirektoratet. Nøkleby bru som ble ferdigstilt i 2011 ble valgt som en relevant bru med et passende omfang for denne masteroppgaven.

Veileder(e):

- Terje Kanstad, NTNU – Instituttet for konstruksjonsteknikk
- Håvard Johansen, Statens Vegvesen – Vegdirektoratet
- Thomas Reed, Statens Vegvesen – Vegdirektoratet

Oppgaven skal være gjennomført innen den 10. juni 2013.

Oppbygning

Arbeidsgangen ved oppgaven kan deles inn i fire:

- En innledende studie hvor kandidaten har satt seg inn i brutype og virkemåte for en spennarmert brukonstruksjon
- Modellering av Nøkleby bru i NovaFrame
- Dimensjonering og verifikasjon av Nøkleby bru ved hjelp av NovaFrame
- Oppsummering og evaluering av resultater

Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet i et samarbeid mellom NTNU og Statens Vegvesen (SVV). Oppgavens innhold og formulering er utarbeidet av Professor Terje Kanstad ved Institutt for konstruksjonsteknikk NTNU og Håvard Johansen bruseksjonen SVV.

Oppgaven utgjør 30 studiepoeng ved studiet: Bygg og miljøteknikk – fordypning innen konstruksjonsteknikk. Den er utført våren 2013 og ut ifra studiepoengene tilsvarer oppgaven 900 arbeidstimer.

Gjennom denne oppgaven har jeg fått en bedre forståelse av hvordan en analyse av bruer gjennomføres og virkemåten til spennarmert betongbru. Har også opparbeidet meg en viss kunnskap til rammeprogrammet NovaFrame og videreutviklet ferdighetene mine innen håndberegning.

En stor del av oppgaven har vært å utføre analyser av bruene gjennom rammeprogrammet NovaFrame utviklet av Aas-Jakobsen. NovaFrame er utviklet etter NS3473 noe som har skapt noen fler utfordringer da jeg har brukt programmet til å dimensjonere bruene etter Eurokode 2. Laster og lastkombinasjoner er hentet fra Eurokode 1. Føler også at programmeringen kunne vært mer brukervennlig og da spesielt inputfilen. Tidsbruken med å forstå, programmere lastene riktig og definere lastkombinasjoner har vært betydelig/høy.

Ønsker å rette en stor takk til Thomas Reed i Statens Vegvesen for stor hjelp til modellering i NovaFrame. En takk til Terje Kanstad, NTNU og Håvard Johansen, Statens Vegvesen er også på sin plass. Takk til Aas-Jakobsen for tilgang til NovaFrame.

Trondheim 10.06.2013

Marius Lie Bratland

Sammendrag

Oppgaven omhandler Nøkleby bru som ligger langs nye Rv.7 i Ringerike. Dette er en tre felts trafikkert spennarmert betongbjelkebru prosjektert av Multiconsult med SVV som byggherre. Nøkleby bru har to sidespenn på 26 meter og et midtspenn på 35 meter. Største knekk lengde for søylene er rett i overkant av 16 meter og begge søylene er dimensjonert for 2.ordens lastvirkning.

Da det ikke er trafikk under bruen er det ikke nødvendig å dimensjonere for påkjøringslast. Landskapet rundt kan beskrives som et landbruksområde med spredte småbygninger som gir terrengkategori 2, og med neglisjerbare dynamisk lastvirkninger fra vind er bruen dimensjonert for vindklasse 1. Nøkleby bru er plassert i et område med lav seismisk aktivitet, og det er ikke behov å dimensjonere bruen for jordskjelv.

Ved prosjektering ble Nøkleby bru dimensjonert etter NS3473, mens det i denne oppgaven er gjennomført beregninger og dimensjonering etter europeisk regelverk. Overgangen fra NS3473 til europeisk regelverk har ført til at det må dimensjoneres for større laster enn tidligere. Dette viser seg i betongtrykkspenningene i denne rapporten som er litt i overkant av tillatte verdier.

En modell ble lagd i NovaFrame hvor hovedformålet var å bestemme dimensjonerende lastvirkninger for hvert enkelt element av bruen. Programmet gir en meget korrekt beskrivelse av lastvirkningene og er veldig tidsbesparende. De dimensjonerende lastvirkningene er brukt i dimensjonering og analyser av Nøkleby bru. Gjeldende laster er hentet fra europeisk regelverk og håndbok 185 fra Statens Vegvesen.

Ved utarbeidelse av rapporten er det brukt mye tid på å bestemme laster som skulle angis i NovaFrame. Laster som egenvekt, superegenvekt, oppspenningskraft, kryp, svinn, relaksasjon, vind, temperatur og trafikklast inngår i modellen. For å finne verste tilfelle er trafikklast bruker NovaFrame influenslinjer. For trafikklast er både lastmodell 1 og 2 tatt i bruk.

Analyser i denne oppgaven omhandler både bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand for aktuelle snitt. Kontroll av byggefase, ferdigtilstand etter kort tid og ferdigtilstand etter 100 år er inkludert i rapporten.

Ved utførelse av kapasitetskontroll av de aktuelle snittene med tilhørende belastning er slakkarmeringsareal bestemt for å tilfredsstille kapasitetskravene. Har for alle kapasitetsberegningene brukt spennarmeringsareal gitt i tegningsgrunnlaget fra SVV.

Summary

The master thesis comprises a design check of Nøkleby bridge, which was a part of the development of Rv. 7 in Ringerike County, Norway. The bridge is a tensioned three spanned concrete road bridge planned by Multiconsult with SVV as owner. The total length of the bridge is 87 meters, with side spans of 26 meters and a middle span of 35 meters. The columns largest buckling length is approximate 16 meters and the second order effect from displacement is included in the calculations.

As traffic is not able to pass under the bridge, due to the terrain conditions, traffic collision on the columns are not a design issue. The landscape surrounding the bridge is agricultural area with scattered houses. This gives a terrain category of 2 and with negligible dynamic effects from wind Nøkleby bridge is designed for wind class 1. Due to low seismic activity in the area, earthquake design is not required.

Nøkleby bridge is designed according to the old Norwegian standard NS3473 while the calculation and design in this report is done according to the new European regulation. The transition from NS3473 to European regulation has led to greater design loads to be accounted for. This appears in the concrete compression stresses which in this report are slightly larger than the concretes compression capacity.

NovaFrame was used to make a model of Nøkleby bridge. The main objective for using the program was to easily find the design load effects for each element of the bridge. The design load effects were later used in the design calculations and the structural analysis. The loads and load values are stated in the European regulation and manual 185 published by the Norwegian SVV.

In the process of this master thesis, a considerable amount of time has been used to make sure all loads were included and programmed correctly into the NovaFrame model. Loads as dead weight, tension force, creep, shrinkage, relaxation, wind, temperature and traffic loads are all included. To find the worst position of traffic loads for each element, NovaFrame uses influence lines. Both load model 1 and 2 are used to describe the traffic loads.

The report contains analysis for serviceability limit state and ultimate limit state for critical sections. Control of construction phases and of the structure after completion as well as after 100 years of service life has also been considered.

The necessary amount of reinforcement in the critical sections is determined through the structural design of capacity. The amount of prestressed steel was given by SVV.

Innholdsfortegnelse

Innholdsfortegnelse	5
1. Innledning	8
2. Generelt	8
2.1 Regelverk	8
2.2 Tegningsgrunnlag	9
2.3 Generelt om bjelkebru	10
2.4 Generelt om spennarmert betong	10
2.4.1 Førøppspent	10
2.4.2 Etterøppspent	11
3. Materialer	11
3.1 Betong	11
3.2 Slakkarmering	11
3.3 Spennarmering	12
4. Nøkleby bru	12
4.1 Byggefaser	12
4.2 Tverrsnitt	13
4.2.1 Effektiv flensbredde	14
5. Statisk modell	16
6. Laster	16
6.1 Permanent last	16
6.1.1 Egenlast	17
6.1.2 Jordtrykk	17
6.1.3 Vanndrykk	17
6.2 Variabel last	17
6.2.1 Trafikklast	18
6.2.2 Søt- og fortløyningslaster	24
6.2.3 Naturlaster	24
6.2.4 Midlertidige laster	28
6.3 Deformasjonslaster	29
6.3.1 Forspenning	29
6.3.2 Kryp	33
6.3.3 Svinn	36

6.3.4 Relaksasjon	39
6.3.5 Setninger	42
6.3.6 Fabrikasjons-, installasjon- og byggefeil.....	42
6.4. Ulykkeslast.....	42
6.5 Lastkombinasjon – Lang tid	43
6.5.1. Bruddgrensetilstand – Lang tid	43
6.5.2 Bruksgrensetilstand – Lang tid	44
7. Bruddgrensetilstand	46
7.1 Spenningskontroll	46
7.2 Bøyemoment	47
7.2.1 Bøyemoment over søyle.....	48
7.2.2 Bøyemoment i midtspenn	51
7.2.3 Bøyemoment i sidespenn	54
7.3 Kontroll av oppspenningstilstanden.....	56
7.4 Skjærkraftkapasitet	59
7.4.1 Uten beregningsmessig behov for skjærarmering	60
7.4.2 Med beregningsmessig behov for skjærarmering.....	61
7.4.3 Skjærkrefter mellom steg og flenser	64
7.5 Torsjonsmoment	65
7.6 Kapasitet av søyler.....	69
7.6.1 Knekklemlengde	70
7.6.2 Kontroll av slankhet.....	71
7.6.3 Beregning av 2.ordens utbøyning og totalt dimensjonerende moment.....	73
7.6.4 Beregning av nødvendig armering	75
7.6.5 Biaksial bøyning.....	78
7.7 Spaltestrek	80
7.8 Fundament	81
7.9 Tverrmoment og tverrskjær	81
8. Bruksgrensetilstand	81
8.1 Tregghetsmoment og bøyestivhet	82
8.1.1 Tverrsnitt ved bruende.....	82
8.1.2 Tverrsnitt i midten av midtspennet.....	84
8.2 Spenningskontroll.....	85
8.3 Rissviddekontroll	89

8.3.1 Minimumsarmering	90
8.4 Nedbøyningskontroll	98
8.4.1 Nedbøyning – statisk bestemt midtspenn	99
8.4.2 Nedbøyning – statisk ubestemt midtspenn	100
8.4.3 Nedbøyning totalt	102
8.5 Kontroll av byggefaser	102
8.5.1 Byggefase 1.....	103
8.5.2 Byggefase 2.....	104
8.5.3 Byggefase 3.....	105
8.5.4 Ferdigtilstand.....	106
9. Spennarmering	107
10. NovaFrame	108
10.1 Analyse	108
10.2 Modell	109
10.2.1 Tverrsnitt	109
10.2.2 Nodeplassering og nummerering.....	110
10.2.3 Elementplassering og nummerering	110
10.2.4 Spennarmering langs brubanen	110
10.2.5 Aksestystem.....	111
10.2.6 Diverse plot for bruddgrensetilstand - Ferdigtilstand	112
10.2.7 Diverse plott for bruksgrensetilstand – Ferdigtilstand.....	112
11. Resultat.....	114
11.1 Bruddgrensetilstand	114
11.2 Bruksgrensetilstand.....	115
12. Konklusjon	116
13. Referanseliste	117

1. Innledning

Arbeidet i denne masteroppgaven tar utgangspunkt i Nøkleby bru. Dette er en trespenns betongbjelke bru med et konstant T-tverrsnitt og en total lengde på 87 meter. Et hovedspenn på 35 meter og to sidespenn på 26 meter.

Nøkleby bru stod ferdig i 2011 i forbindelse med åpningen av nye riksvei 7 fra Ramsrud til Kjeldsbergsvingene. Byggherre for Nøkleby bru var SVV, prosjekterende part Multiconsult AS og hovedentreprenør Hære Entreprenør AS.

Bruen er dimensjonert etter NS3473 og Håndbok 185. Europeisk regelverk som er lagt til grunn for dimensjonering i denne rapporten var da fremdeles ikke gjeldende regelverk.

For kontroll av bruens bruddgrensetilstand er det i denne masteroppgaven brukt programmet NovaFrame. Dette er et rammeprogram utarbeidet av Aas Jacobsen AS som kan behandle store datamengder og komplisert konstruksjoner. Begrensningen ved bruk av programmet er tidsbruk, men med tilstrekkelig tid er NovaFrame ett mye brukt visualisering og analyse program.

2. Generelt

Før selve arbeidet med oppgaven kunne påbegynnes var det nødvendig å tilegne seg faglig kunnskap på de områdene som ikke var grundig nok dekket av studieprogresjonen. Litteraturstudie gikk i første fase ut på å lese gjennom diverse kompendium brukt i undervisning på NTNU og gå til anskaffelse av nødvendig regelverk. Kompendier som var viktige i startfasen var:

- Bruplanlegging av Stein Fergestad, Aas-Jakobsen AS og Håvard Johansen, Vegdirektoratet.
- Analyse av bruer av Knut Aas-Jakobsen, Aas-Jakobsen AS.
- Fundamentering av Lars Toverud, Multiconsult AS
- Spennarmering av Håvard Johansen, Vegdirektoratet og Lars Toverud, Multiconsult AS.
- Stavmodeller av Bjørn Vik, Norconsult AS

I tillegg ble Statens Vegvesen håndbok 185 utgave 2011 og NS-EN 1991-2 trafikklast på bruer «skummet igjennom».

2.1 Regelverk

Prioriteringsrekkefølge for regelverk ved prosjektering av konstruksjoner er standarder foran veiledere og håndbøker deretter annen litteratur. Håndbok 185 utgave 2011 er en veileder oppdatert etter eurokoden og er derfor sidestilt med eurokodene. Standarder som danner regelverket ved prosjektering av konstruksjoner er:

- NS-EN 1990, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- NS-EN 1991-1-1, Last på konstruksjoner. Allmenne laster. Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger.

- NS-EN 1991-1-3, Laster på konstruksjoner. Allmenne laster. Snølaster.
- NS-EN 1991-1-4, Laster på konstruksjoner. Allmenne laster. Vindlaster.
- NS-EN 1991-1-5, Laster på konstruksjoner. Allmenne laster. Termiske påvirkninger.
- NS-EN 1991-2, Laster på konstruksjoner. Trafikklast på bruer.
- NS-EN 1992-1-1, Prosjektering av betongkonstruksjoner. Allmenne regler og regler for bygninger.
- NS-EN 1992-2, Prosjektering av betongkonstruksjoner. Bruer.
- NS-EN 1998-1, Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.
- NS-EN 1998-2, Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Bruer.

2.2 Tegningsgrunnlag

Følgende tegninger ble gjort tilgjengelig fra Staten Vegvesen og er lagt ved som vedlegg:

- K400, Nøkleby bru. Oversikt.
- K401, Nøkleby bru. Landkar akse 1.
- K402, Nøkleby bru. Landkar akse 2.
- K403, Nøkleby bru. Fundamenter og søyler, akse 2-3. Oppriss og snitt.
- K404, Nøkleby bru. Peler.
- K410, Nøkleby bru. Brubane. Plan og snitt.
- K411, Nøkleby bru. Brubane. Snitt og detaljer 1.
- K412, Nøkleby bru. Brubane. Snitt og detaljer 2.
- K413, Nøkleby bru. Spennarmering akse 1-3.
- K414, Nøkleby bru. Spennarmering akse 3-4.
- K415, Nøkleby bru. Spennarmering. Detaljer.

Det er i modellen og rapporten brukt samme profil- og aksenummerering, høydekoter og horisontalplassering. Ved tegningene er følgende bestemmelser verdt en ekstra presisering:

- a. Veitype: ÅDT 5000
- b. Fasthetsklasse betong: B45
- c. Oppspenning: $f_b/f_{0,2}=1860/1670$ MPa
- d. Spennarmering: 8 STK 1900,6"
- e. Spennarmering: 2660 mm²/kabel
- f. Spennarmering: Oppspenningskraft kompenseres for låsetap i jekk og kiler: $0,8 \times S_{02}$
- g. Spennarmering: Minimum betongfasthet ved oppspenning er 40 MPa.
- h. Total tykkelse av fuktisolering inkl. bindelag/slitelag er 90 mm.

2.3 Generelt om bjelkebru

Betong bjelkebru er en svært vanlig brutype da den er rimelig og ofte betraktes som estetisk vellykket. Det er også ganske enkelt å ta hensyn til spesiell geometri som breddeutvidelse og skjevhet. Brutypen kan også ha relativt lange spennvidder om den utføres med spennarmering. Vanlig spenn ligger da mellom 20-35 meter ref.(13) 4.4.3.

Bruoverbygningen eller bruplatten understøttes av en eller flere langsgående bjelker orientert i bruens lengderetning. Bjelkene er bruens hovedbæresystem og kan overføre krefter direkte til endeopplegg, direkte til understøttende søyler eller via tverrbjelker. Bruplatten overfører de mindre tverrkrefter til bjelkene og utgjør dermed bruens sekundærbæresystem. Pga samvirket bidrar den også med bæreevne i langsgående retning ref.(13) 4.4.3.

Bruplatten består som regel av betong, men kan også utføres i stål, aluminium og tre. Bjelkene er som regel i betong eller stål, og kan utføres som hvilken som helst tverrprofil. De vanligste er rektangulære betongbjelker, T-profil i betong eller I-profiler i stål.

Bruplatten og bjelkene kan enten være plastøst eller prefabrikkert.

2.4 Generelt om spennarmert betong

Hovedfordelen med spennarmering er at den kan redusere tverrsnittstykkelsen, øke spennvidder og redusere sjansen for riss etter pålastning. Dette fører til lavere byggekostnader. Spennarmering er dyrere enn slakkarmering, men nødvendig armeringsmengde reduseres. Det skilles mellom to typer spennarmert betong, førroppsment og etterroppsment.

Formålet med bruk av spennarmering er å påføre betongen trykkspenninger der det etter belastning ville/vil være strekkspenninger. Armeringen gir en tøyning, som er uavhengig av betongens tøyning, ved hjelp av en strekkraft i en eller begge ender. Strekkraften overføres så som trykkspenning til betongen ved heft langs armeringen eller forankringsplater i endene.

Ideell plassering er å la spennarmering ha samme form som momentforløpet fra de ytre kreftene. Ved riktig oppspenning og plassering kan kreftene fra spennarmeringen utlikne de ytre kreftene.

2.4.1 Førroppsment

Brukes som regel i prefabrikkerte betongelementer som støpes i fabrikkhaller, men kan også brukes i mindre konstruksjoner som støpes i ett. Spennarmeringen spennes opp i spennbenker samtidig som resten av formverket og armering installeres. Betongen støpes så ut og det er under herdeprosessen heftforbindelsen mellom betong og spennarmering oppstår. Overføring av strekkspenning i armeringen til trykkspenning i betongen skjer først når spennarmeringsendene kuttet eller frigis på annen måte. Da vil tøyningen i spennarmeringen og betongen være kompatibel, tøyingsdifferansen mellom betongen og spennarmering i samme nivå i tverrsnittet vil være lik ref.(10) 2.1.

2.4.2 Etteroppspent

For bruer og andre større plastøppte konstruksjoner er etteroppspenning den vanligste metoden. Etteroppspenning foregår normalt på denne måten ref.(10) 2.2:

- Før utstøping plasseres armeringen og blikkbelagte korrugerte utsparingsrør i formverket. Det vanligste er at spennarmeringen legges i utsparingsrørene før utstøping, men de kan også tres gjennom etter utstøping. Passiv ende av spennarmeringen støpes normalt direkte inne i betongen.
- Når betongen har oppnådd tilstrekkelig fasthet spennes den aktive enden opp med jekk. Selve betongkonstruksjonen opptre som mothold og armeringen låses til en innstøpt forankringsplate. Samtidig som armeringen spennes opp vil betongen få en trykktøyning som vil redusere oppspenningskraften. Dette samt friksjonstap mellom spennarmering og utsparingsrør og evt. låsetap må tas med i bestemmelsen av den effektive oppspenningskraften.
- Etter oppspenning injiseres normalt utsparingsrørene med en sement mørtel. I hovedsak for å opprette hefteforbindelse mellom betong og spennarmering, men også for å beskytte spennarmeringen mot korrosjon. Etter at mørtelen har herdet vil spennarmeringen og betongen oppføre seg på samme måte som en føroppspent betongkonstruksjon.

3. Materialer

3.1 Betong

I spennarmerte betongkonstruksjoner er det vanlig med høyfasthets betong. Dette for å kunne motstå de høye lokale trykkspenningene fra forspenningen samt at høyfasthets betong har en lavere egenvekt. Høyfasthets betong defineres vanligvis for betong av klasse B55 og oppover. Ved betongsammensetningen er det vanlig å bruke en betong med lavt v/c tall. Det gir en tettere betong som reduserer faren for korrosjon på spennarmeringen. Er egenvekt av stor betydning bør også lettbetong vurderes. For Nøkleby bru er det brukt betong av fasthetsklasse B45 da dette har vist seg tilstrekkelig.

3.2 Slakkarmering

I Nøkleby bru er det brukt slakkarmering av klasse B500NC, som er det mest vanlige kamstålet i Norge. Det har en flytegrense på 500 N/mm² og en bruddgrense på 434 N/mm². Slakkarmeringen er i hovedsak brukt som trykkarmering for å forsterke betongens trykkfasthet.

På tegningsgrunnlaget er verken slakkarmering eller overdekning spesifisert. Brudeler som utsettes for sprut som inneholder klorider som veidekke tilhører eksponeringsklasse XD3 etter tabell 4.1 ref.(2). Med dimensjonerende brukstid på 100 år bestemmes overdekningen etter avsnitt 4.4.1 ref.(2):

$$\Delta C_{dur,\gamma} = 10 \text{ mm}$$

tabell 5.4 ref.(1).

$$C_{min,dur} = 50 \text{ mm}$$

tabell NA.4.4N ref.(2)

$$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$$

Punkt NA.4.4.1.3(1)P ref.(2)

Overdekningskravet for veidekke blir $C_{min} = 70 \text{ mm}$. Tykkelsen av slitelag regnes ikke som en del av overdekningen ref.(1) 5.3.6.2.2.

Velger å utføre alle konstruksjonsdeler med samme overdekning for slakkarmering.

3.3 Spennarmering

For spennarmering brukes det stål med en vesentlig høyere fasthet enn for slakkarmering, opptil 3-4 ganger høyere.

Spesifisering av spennarmering for Nøkleby bru er gjort etter NS3473. Her defineres den karakteristiske fastheten etter 0,2% inelastisk tøyning, f_{02} , mens den karakteristiske fastheten i Eurokode 2 defineres etter 0,1% inelastisk tøyning, $f_{p0,1k}$. I denne oppgaven er det antatt at $f_{02} = f_{p0,1k} = 1670$.

Elastisitetsmodulen til spennstål etter NS3473 er $200\,000 \text{ N/mm}^2$, mens den etter Eurokode 2 og i denne oppgaven er satt til $195\,000 \text{ N/mm}^2$.

Spennarmeringen med eksponeringsklasse XD3 får en $C_{min,dur} = 60 \text{ mm}$ etter tabell NA.4.5N ref.(2). Med resterende bestemmelser som i kapittel 3.2 utføres spennarmeringen med en overdekning $C_{min} = 80 \text{ mm}$.

4. Nøkleby bru

Denne masteroppgaven tar for seg Nøkleby bru som er en av fire nye bruer langs nye Rv. 7 i Ringerike. Nøkleby bru er understøttet av to enkle sirkulære søyler hvor den ene er fundamentert direkte på fjell, mens den andre på peler til fjell. Landskapet under bruene er naturlig vegetasjon og ingen trafikk ledes under bruene. Bruene er spennarmert med hovedspenn på 35 meter og to sidespenn på 26 meter.

Søylene samt endeskjørtene er monolittisk forbundet til bruoverbygningen og bruene bygges i tre byggefaser. I alle fasene vil bruene være statisk ubestemt. Selve bruoverbygningen er et konstant massivt T-tverrsnitt av betong og støpes på plassen.

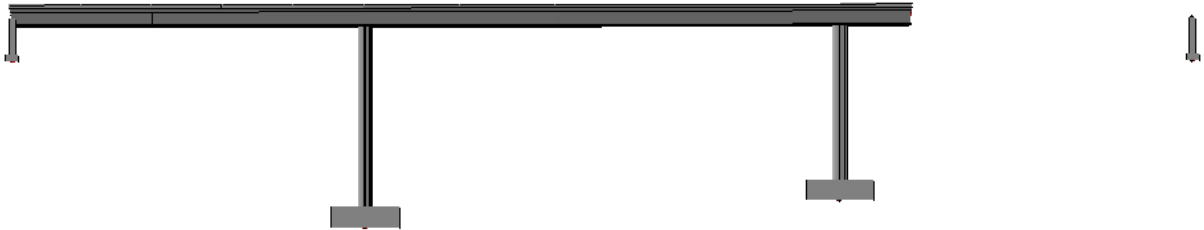
4.1 Byggefaser

Før arbeidet med støpning av bruoverdekning begynner støpes begge søylene og bakveggene med tilhørende rektangulære fundamenter.



Figur 4.1 Byggefase 1

I byggefase 1 støpes bruoverbygning 7 meter over første søyle se figur 4.1. Alle åtte spennkablene forankres i venstre ende og føres med ondulerende plassering i bruoverdekningstverrsnittet. Seks spennkabler spennes opp i høyre ende, mens de to ytterste går kontinuerlig over støpeskjøten.



Figur 4.2 Byggefase 2

Byggefase 2 fortsetter med støpen av bruoverbygningen 5,2 meter over søyle 2 se figur 4.2. Seks spennkabler skjøtes i forankringen fra byggefase 1, mens de to ytterste spennkablene skjøtes i bevegelige skjøtekoblinger 10 meter over første søylen. Seks spennkabler spennes opp i høyre ende, mens de to innerste spennkablene føres kontinuerlig over støpeskjøten mellom byggefase 2 og 3.



Figur 4.3 Byggefase 3

I byggefase 3 avsluttes støpen av bruoverbygningen og forbindes monolitisk til høyre bakvegg se figur 4.3. Alle åtte spennkablene forankres og spennes opp i høyre ende.

For ferdigtilstand påføres slitelag, rekkverk og kantbjelker. Disse er ikke vist i NovaFrame modellen.

4.2 Tverrsnitt

Bruoverbygningen er et konstant massivt T-tverrsnitt, med både horisontal og vertikal helning. Vertikalstigningen er på 0,2 % og gir en total høydeforskjell på 163 mm.

Horisontalhelningen på 6,6 % står i forhold til veibanens radius og gir høydeforskjell på 550 mm fra ytterkant til ytterkant.

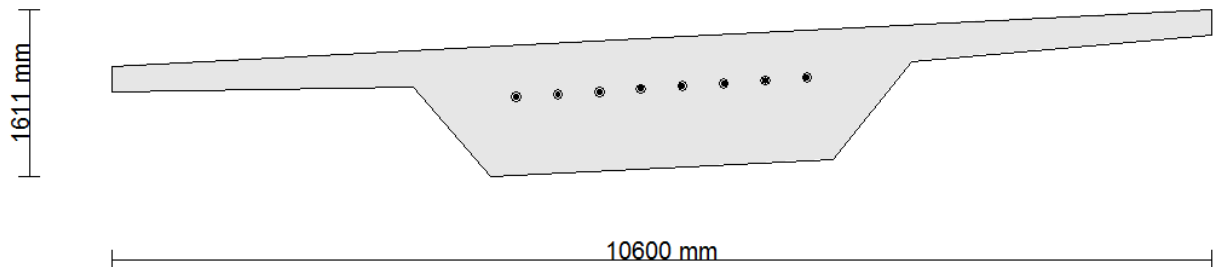
Midtdelen av tverrsnittet er 1250 mm høyt uten slitelag og underkant av kassen har samme helning som overkant. Vingene er 250 mm tykt i ytterkant, men i tegningsgrunnlaget er det kun spesifisert at venstre vinge er 350 mm tykt innvendig se vedlegg. Det er derfor antatt at høyre vinge også er 350 mm innvendig slik at begge vingene får lik helning i underkant.

Ut ifra tegningsgrunnlaget i vedlegget er følgende tverrsnittskordinater plottet i NovaFrame:

	X	Y
Node 1	0	0
Node 2	-5300	-275,0
Node 3	-10600	-550,0
Node 4	-10600	-800,0
Node 5	-7700	-749,5
Node 6	-6950	-1610,6
Node 7	-5300	-1525,0
Node 8	-3650	-1439,4
Node 9	-2900	-500,5
Node 10	0	-250,0
Node 11	0	0

Tabell 4.1 Tverrsnittskordinater i NovaFrame.

Dette gir følgende brutvernsnitt uten kantbjelker og slitelag:



Figur 4.4 Brutvernsnitt uten kantbjelke og slitelag, NovaFrame.

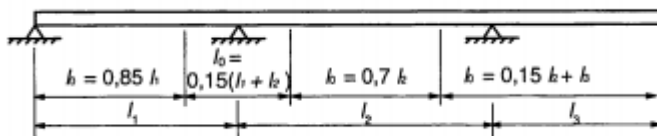
Sammenlikning av tverrsnittsegenskaper fra håndberegning og NovaFrame:

	Håndberegning	NovaFrame	Feilmargin [%]
A betongtvernsnitt	7 064 985	7 065 000	0,00
I_x [mm ⁴]	1,022E+12	1,022E+12	0,01
CoGy	752,3	752,3	0,00

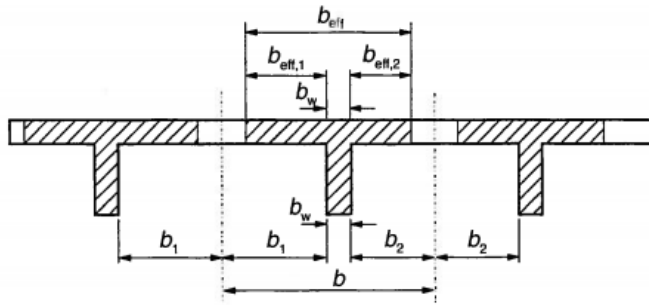
Tabell 4.2 Tverrsnittskordinater NovaFrame.

4.2.1 Effektiv flensbredde

Etter avsnitt 5.3.2.1 ref.(2) kan T-bjelker forutsettes å ha en jevn spenningsfordeling. Hvor stor del av flensbredden som kan regnes som effektiv er avhengig av målene for flens og steg, belastningstype, spennvidde, tverrarmoring og lagerbetingelser.



Figur 4.5 Effekt flensbredde – Avstand mellom momentnullpunkter, ref.(2) figur 5.2.



Figur 4.6 Effektiv flensbredde – Geometriske parametere, ref.(2) figur 5.3.

Den effektive flensbredden bestemmes ut ifra avstanden, l_0 , mellom momentnullpunktene vist i figur 4.5 og andre geometriske parametere fra figur 4.6. Bestemmer effektiv flensbredde etter punkt 5.3.2.1(3) ref.(2):

Inndata

$$\text{Helning} = 6,6\% = 0,0066 \times 45^\circ = 2,97^\circ$$

Helning i OK flens

$$b = \frac{10600}{\cos(2,97)} = 10\,614 \text{ mm}$$

Total flensbredde

$$b_w = \frac{2 \times (750 + 1650)}{\cos(2,97)} = 4806 \text{ mm}$$

Stegbredde i UK flens

$$b_1 = b_2 = \frac{2900}{\cos 2,97} = 2904 \text{ mm}$$

Bredde av flensutstikk

$$l_1 = l_2 = 26\,000 \text{ mm}$$

Avstand mellom momentnullpunkt, sidespenn

$$l_3 = 35\,000 \text{ mm}$$

Avstand mellom momentnullpunkt, midtspenn

Utdata

$$l_{0,\text{sidespenn}} = 0,85 \times l_1 = 22\,100 \text{ mm}$$

$$l_{0,\text{over søyle}} = 0,15 \times (l_1 + l_2) = 9\,150 \text{ mm}$$

$$l_{0,\text{midtspenn}} = 0,7 \times l_2 = 24\,500 \text{ mm}$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \times b_i + 0,1 \times l_0 \leq 0,2 \times l_0 \leq b_i$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

	Sidespenn	Over søyle	Midtspenn
$b_{eff,1}$	2 791	1496	2904
$b_{eff,2}$	2 791	1496	2904
b_{eff}	10 388	7 798	10614

Tabell 4.3. Effektiv flensbredde.

Tabell 4.3 over gir at effektiv flensbredde ved midtspennet vil være hele bredden, mens den over søyle og i sidespennene vil være noe redusert.

5. Statisk modell

Den statiske modellen av Nøkleby bru er gjort mest mulig lik virkeligheten. I de beregninger eller kapitler det er gjort forenklinger er det spesifisert.



Figur 5.1 Statisk modell.

Brubanen er monolittisk forbundet til søyler og bakvegg. Både søylene og bakvegg er fast innspent i bunn.

6. Laster

Etter Håndbok 185 punkt 2.2.1 ref.(1) deles lastene inn etter type og sannsynlighet for at de opptrer:

- Permanent last
- Variabel last
- Deformasjonslast
- Ulykkeslast

6.1 Permanent last

Laster som kan anses konstante i det tidsrommet som betraktes og består av:

- Konstruksjonstyngde
- Tyngde av andre permanent deler og utstyr som ikke vil bli fjernet
- Jordtrykk
- Vanntrykk

6.1.1 Egenlast

Tyngden av alle konstruksjonens permanente deler skal inkluderes i egenlasten. For betongkonstruksjoner skal egentyngden bestemmes etter betongtype og armering.

Etter avsnitt 5.3.2.1.4 ref.(1) skal tyngdetettheten for slakkarmert og spennarmert normalvektsbetong ikke settes lavere enn 25 kN/m^3 . Velger derfor å bruke 25 kN/m^3 for hele konstruksjonen.

6.1.1.2 Belegg

I tillegg til det prosjekterte tverrsnittet skal det alltid medregnes tyngdetettheten av belegg i egenlast. Den skal bestemmes slik at den dekker alle fremtidige konstruksjons- og vedlikeholds situasjoner. Forhold som brutype, spennvidde, trafikkbelastning, økonomi, vedlikehold og brubredde skal tas hensyn til.

ÅDT	Spennvidde l [m]			
	$1 \leq 10$	$10 < 1 \leq 35$	$35 < 1 \leq 200$	$1 > 200$
< 2000	5,0 kN/m ² (200 mm)	2,5 kN/m ² (100 mm)	2,0 kN/m ² (80 mm)	2,0 kN/m ² (80 mm)
≥ 2000	5,0 kN/m ² (200 mm)	3,0 kN/m ² (120 mm)	2,5 kN/m ² (100 mm)	2,0 kN/m ² (80 mm)

Figur 6.1 Minstekrav til belegningsvekt for kjørebane ved dimensjonering av bruer med brudekke av betong, tre eller stål. Ref.(1) tabell 2.3.

Etter figur 6.1 og med ÅDT lik 5000 fra kap.2.2, settes belegningsvekten lik $3,0 \text{ kN/m}^2$ eller tilnærmet 30 kN/m .

6.1.2 Jordtrykk

Kun jordtrykk i bakkant fra fylling under vei som ville vært relevant. Valgt å se bort fra dette i denne rapporten.

6.1.3 Vanntrykk

Ser bort fra dette da bruene ikke er plassert i eller i nærheten av elv eller vann. Er heller ingen grunn til å tro at grunnvannstand varierer såpass at dette krever en særskilt vurdering.

6.2 Variabel last

Laster som varierer i tidsrommet som betraktes og består av:

- Trafikklast
- Støt- og fortøyningslast fra ferje og andre skip
- Naturlast
- Last påført konstruksjon i midlertidige fase.

Trafikk- og naturlaster kan også opptre som ulykkeslast.

6.2.1 Trafikklast

All vertikal- og horisontallast fra kjøretøy og mennesker som må kunne forventes å oppstå på kjørebane, fortau, sykkelvei og midtdeler. Kan også inkludere sentrifugal- og påkjøringslast.

Trafikklast skal i lengde- og tverretning plasseres på ugunstigste måte innenfor bruens føringsavstand. Føringsavstanden er den minste av:

- Avstanden mellom to skulderkanter
- Avstanden mellom to høye kanter som midtdeler, rekkverk eller annen fysisk hindring.
- Avstanden mellom skulderkant og en høy kant som midtdeler, rekkverk eller annen fysisk hindring

For Nøkleby bru er det kun last fra kjøretøy som blir aktuelt da bruene ikke har noen form for fortau eller sykkelvei. Det går heller ingen vei under bruene slik at påkjøringslast på søyler og fundament ikke er aktuelt. Kjørebane har ingen midtdeler, rekkverk eller annen fysisk hindring som deler brubanen inn i mindre føringsavstander.

Etter punkt 4.1(1) ref.(6) gjelder reglene fra trafikklaststandarden for bruer under 200 m og skal dekke alle normale trafikksituasjoner. Denne kan derfor brukes på Nøkleby bru som har et spenn på 87 m.

6.2.1.1 Fiktive kjørebener

Føringsavstanden for Nøkleby bru er den totale bredden fratrukket kantbjelkeavtrykk:

$$\text{Helning} = 6,6\% = 0,066 \times 45^\circ = 2,97^\circ$$

$$w = \frac{10,6\text{m} - 2 \times 0,3\text{m}}{\cos(2,97)} = 10,01\text{ m}$$

Carriageway width w	Number of notional lanes	Width of a notional lane w_l	Width of the remaining area
$w < 5,4\text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3\text{ m}$
$5,4\text{ m} \leq w < 6\text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6\text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$

NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, and the width of the remaining area is $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$.

Figur 6.2 Antall og bredde av fiktive kjørebener, ref.(6) tabell 4.1.

Figur 6.2 gir 3 fiktive kjørebener (n_l) hvor hver har en bredde (w_l) på 3m. Gjenstående bredde blir 1,013 meter.

6.2.1.2 Vertikallast

Vertikallast bestemmes etter brutype og lastmodell. Lastmodellene beskriver forskjellige trafikkbelastningstilfeller av biler, mennesker, tog og spesialkjøretøy. Brutyper beskrevet i trafikklaststandarden ref.(6) er:

- Veibruer
- Overgangsbru og gangbruer
- Jernbanebru

6.2.1.2.1 Lastmodell

Veibruer skal dimensjoneres for 4 forskjellig lastmodeller og der det er naturlig kombinasjoner av dem ref.(6) 4.3.1.

- Lastmodell 1 består av punktlaster og jevnt fordelt last som dekker de fleste effektene av vanlige og tyngre kjøretøy. Denne modellen skal brukes for generell og lokal verifikasjon.
- Lastmodell 2 består av en enkel akslingslast som skal dekke de fleste dynamiske effektene fra normaltrafikk på korte bærende konstruksjonsdeler. Akslingslasten representerer to spesifikke hjul kontaktareal. Denne modellen brukes vanligvis for bærende konstruksjonsdeler med et spenn på 3-7 meter.
- Lastmodell 3 består av en samling akslingslaster som representerer spesielle kjøretøy på vei som er beregnet for unormale laster. Ment for generell og lokal verifikasjon.
- Lastmodell 4 består av en jevnt fordelt last på 5 kN/m som representerer en belastning fra en større samling mennesker. Er kun ment som en generell verifikasjon av en uvanlig forbigående situasjon.

Trafikklaststandarden gir ingen spesielle bestemmelser for verifikasjon av lastmodell 3. Det må derfor i hvert enkelt tilfelle hvor det er naturlig å ta hensyn til lastmodell 3, selv definere en egen lastmodell for spesialkjøretøy.

For Nøkleby bru er det kun lastmodell 1 og 2 som er aktuelle. Lastmodell 3 blir kun gjeldende hvis det må påregne større trafikk av store spesialkjøretøy noe som antas unødvendig i dette tilfelle. Lastmodell 4 er også uaktuell da det bruen ikke er ment for gående.

6.2.1.2.2 Vertikallast - Lastmodell 1

Lastmodell 1 består av to deler. Førstedelen er et tandemsystem med to akslinger hvor hver aksling har to konsentrerte punktlaster, mens del to er en jevnt fordelt last som virker over hele den fiktive kjørebanelen. Punktlastene representerer et hjultrykk som ved lokal verifikasjon skal ha et kontaktareal på $0,4 \times 0,4$ se figur 6.4 under.

Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{rk}) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{rk})	0	2,5

Figur 6.3 Karakteristiske lastverdier for TS og DLS system, tabell 4.2 ref.(6).

1) Tandemsystemet (TS system) etter ref.(6)

$$\alpha_{qi} = 1,0$$

$$\alpha_{Q1} \times Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$\alpha_{Q2} \times Q_{2k} = 200 \text{ kN}$$

$$\alpha_{Q3} \times Q_{3k} = 100 \text{ kN}$$

Justeringsfaktor

Akslingslast felt 1

Akslingslast felt 2

Akslingslast felt 2

2) Jevnt fordelt last (UDL system) etter ref.(6)

$$\alpha_{q1} = 0,6 \quad \alpha_{qi} = 1,0$$

$$\alpha_{q1} \times q_{1k} = 5,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha_{q2} \times q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha_{q3} \times q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha_{qi} \times q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Justeringsfaktor

Jevnt fordelt last felt 1

Jevnt fordelt last felt 2

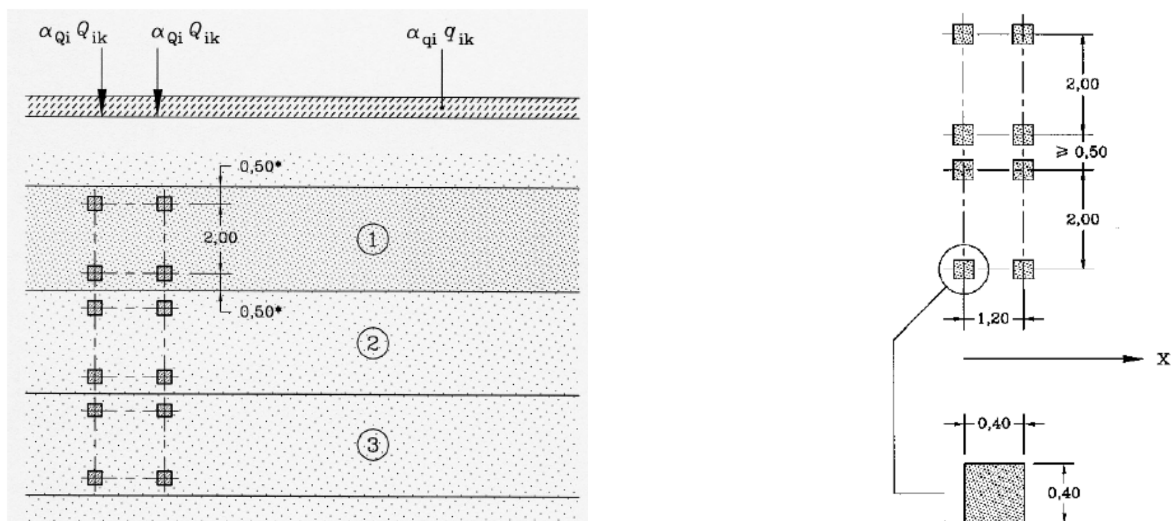
Jevnt fordelt last felt 3

Jevnt fordelt last gjenstående området

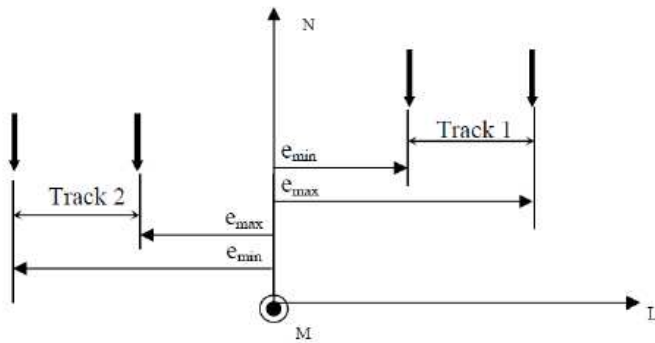
Området	TS	UDL
	Akslingslast (kN)	Jevnt fordelt last (kN/m ²)
Felt 1	300	5,4
Felt 2	200	2,5
Felt 3	100	2,5
Gjenstående området	-	2,5

Tabell 6.1 Vertikalkrefter for hvert felt etter lastmodell 1

Vertikalkreftene for hvert felt er oppsummert i tabell 6.1 over.



Figur 6.4 Kontaktareal for hjultrykk og plassering av laster i TS og UDL system, figur 4.2a og figur 4.2b ref.(6).



Figur 6.5 Feltekcentrisitet for TS om tyngdepunkt i lokalt aksesystem, ref.(6).

Plasseringen av last fra TS og UDL system skal være som vist over i figur 6.4, figur 6.5 og på mest mulig ugunstig måte. Dette gir syv plasseringstilfeller.

- Plasseringstilfelle 1: Kun trafikklast i felt 1

$$Q_{LM1} = \alpha_{Q1} \times Q_{1k}$$

$$Q_{LM1} = 1,0 \times 300 = 300 \text{ kN}$$

Akslingslast felt 1

$$q_{LM1} = \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_{l1}$$

$$q_{LM1} = 0,6 \times 9,0 \times 3,0 = 16,20 \text{ kN/m}$$

Jevnt fordelt last felt 1
- Plasseringstilfelle 2: Kun trafikklast i felt 2

$$Q_{LM1} = \alpha_{Q2} \times Q_{2k}$$

$$Q_{LM1} = 1,0 \times 200 = 200 \text{ kN}$$

Akslingslast felt 2

$$q_{LM1} = \alpha_{q2} \times q_{2k} \times w_{l2}$$

$$q_{LM1} = 1,0 \times 2,5 \times 3,0 = 7,5 \text{ kN/m}$$

Jevnt fordelt last felt 2
- Plasseringstilfelle 3: Kun trafikklast i felt 3

$$Q_{LM1} = \alpha_{Q3} \times Q_{3k}$$

$$Q_{LM1} = 1,0 \times 100 = 100 \text{ kN}$$

Akslingslast felt 3

$$q_{LM1} = \alpha_{q3} \times q_{3k} \times w_{l3}$$

$$q_{LM1} = 1,0 \times 2,5 \times 3,0 = 7,5 \text{ kN/m}$$

Jevnt fordelt last felt 3
- Plasseringstilfelle 4: Trafikklast i felt 1 og 2

$$Q_{LM1} = \alpha_{Q1} \times Q_{1k} + \alpha_{Q2} \times Q_{2k}$$

$$Q_{LM1} = 1,0 \times 300 + 1,0 \times 200 = 500 \text{ kN}$$

Akslingslast felt 1+2

$$q_{LM1} = \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_{l1} + \alpha_{q2} \times q_{2k} \times w_{l2}$$

$$q_{LM1} = 0,6 \times 9,0 \times 3,0 + 1,0 \times 2,5 \times 3,0 = 23,70 \text{ kN/m}$$

Jevnt fordelt last felt 1+2
- Plasseringstilfelle 5: Trafikklast i felt 1 og 3

$$Q_{LM1} = \alpha_{Q1} \times Q_{1k} + \alpha_{Q3} \times Q_{3k}$$

$$Q_{LM1} = 1,0 \times 300 + 1,0 \times 100 = 400 \text{ kN}$$

Akslingslast felt 1+3

$$q_{LM1} = \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_{l1} + \alpha_{q3} \times q_{3k} \times w_{l3}$$

$$q_{LM1} = 0,6 \times 9,0 \times 3,0 + 1,0 \times 2,5 \times 3,0 = 23,70 \text{ kN/m} \quad \text{Jevnt fordelt last felt 1+3}$$

- Plasseringstilfelle 6: Trafikklast i felt 2 og 3

$$Q_{LM1} = \alpha_{Q2} \times Q_{2k} + \alpha_{Q3} \times Q_{3k}$$

$$Q_{LM1} = 1,0 \times 200 + 1,0 \times 100 = 300 \text{ kN} \quad \text{Akslingslast felt 2+3}$$

$$q_{LM1} = \alpha_{q2} \times q_{2k} \times w_{l2} + \alpha_{q3} \times q_{3k} \times w_{l3}$$

$$q_{LM1} = 1,0 \times 2,5 \times 3,0 + 1,0 \times 2,5 \times 3,0 = 15,0 \text{ kN/m} \quad \text{Jevnt fordelt last felt 2+3}$$

- Plasseringstilfelle 7: Trafikklast i hele føringsbredden

$$Q_{LM1} = \alpha_{Q1} \times Q_{1k} + \alpha_{Q2} \times Q_{2k} + \alpha_{Q3} \times Q_{3k}$$

$$Q_{LM1} = 1,0 \times 300 + 1,0 \times 200 + 1,0 \times 100 = 600 \text{ kN} \quad \text{Akslingslast felt 1+2+3}$$

$$q_{LM1} = \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_{l1} + \alpha_{q2} \times q_{2k} \times w_{l2} + \alpha_{q3} \times q_{3k} \times w_{l3} + \alpha_{qi} \times q_{rk} \times w_{rest}$$

$$q_{LM1} = 0,6 \times 5,4 \times 3,0 + 1,0 \times 2,5 \times 3,0 +$$

$$1,0 \times 2,5 \times 3,0 + 1,0 \times 2,5 \times 0,934 = 33,54 \text{ kN/m} \quad \text{Jevnt fordelt last felt 1+2+3}$$

Området	TS	UDL
	Akslingslast (kN)	Jevnt fordelt last (kN/m)
Plasseringstilfelle 1	300	16,20
Plasseringstilfelle 2	200	7,500
Plasseringstilfelle 3	100	7,500
Plasseringstilfelle 4	500	23,70
Plasseringstilfelle 5	400	23,70
Plasseringstilfelle 6	300	15,00
Plasseringstilfelle 7	600	33,54

Tabell 6.2 Vertikalkrefter for plasseringstilfeller etter lastmodell 1

Eksentrisitet for hjullastinput i NovaFrame er regnet med horisontale avstander etter lokalt aksesystem figur 6.5. Velger å plassere felt 1 ytterst til venstre på tverrsnittet. Dette gir verre torsjonsbelastning enn å plassere feltene sentrisk over tverrsnittets tyngdepunkt:

Inndata

$$w = 10\,600 - 2 \times 300 = 10\,000 \text{ mm}$$

Føringsbredde

$$x_1 = 500 \text{ mm}$$

Ytterkant fiktiv kjørebane til hjullast, figur 5.4

$$x_2 = 2\,000 \text{ mm}$$

Avstand mellom hjullaster for en aksling, figur 5.4

Utdata

$$e_{min,1} = -\frac{w}{2} + x_1 = -4\,500 \text{ mm}$$

Felt 1

$$e_{maks,1} = e_{min,1} + x_2 = -2\,500 \text{ mm}$$

Felt 1

$$e_{min,2} = e_{maks,1} + 2 \times x_1 = -1\,500 \text{ mm}$$

Felt 2

$$e_{maks,2} = e_{min,2} + x_2 = 500 \text{ mm}$$

Felt 2

$$e_{min,3} = e_{maks,2} + 2 \times x_1 = 1\,500 \text{ mm}$$

Felt 3

$$e_{maks,3} = e_{min,3} + x_2 = 3\,500 \text{ mm}$$

Felt 3

	e_{min}	e_{maks}
Felt 1	-4,500	-2,500
Felt 2	-1,500	0,500
Felt 3	1,500	3,500

Tabell 6.3 Felteksentrisiteter.

Med bestemmelsene i figur 6.4 og figur 6.5 gir det lastplasseringene og eksentrisitetene i tabell 6.2 og tabell 6.3. Fra ytterkant fiktiv kjørebane på høyre side av tverrsnittet til ytterkant føringsbredde gjenstår det 1,0 meter (horisontalt).

6.2.1.2.3 Vertikallast - Lastmodell 2

Lastmodell 2 består av en enkelt akslingslast på 400 kN. Hver punktlast representerer et hjultrykk som ved lokal verifikasjon skal ha et kontaktareal på $0,35 \times 0,6$ se figur 4.3 ref.(6). Vertikallast for lastmodell 2 etter avsnitt 4.3.3 ref.(6) blir:

$$Q_{LM2} = \beta_Q \times Q_{ak}$$

$$Q_{LM2} = 1,0 \times 400 = 400 \text{ kN}$$

Akslingslast

Akslingslasten skal ha en vilkårlig plassering innenfor føringsbredden og der hvor det er relevant skal det kun tas hensyn til en hullast på 200 kN.

6.2.1.4 Horisontallast

6.2.1.4.1 Bremse- og akselerasjonskraft

Overbygningen skal belastes med en langsgående bremsekraft på overflaten av brubanen. Karakteristiske bremsekraften er en fraksjon av maksimal vertikalkraft fra lastmodell 1.

Velger å være konservativ og bruker $L=87$ meter selv om det anses som usannsynlig at hele brulengde belastes av en bremsekraft til samme tid. Har liten betydningen for størrelsen på lasten så bruker hele brubanens lengde. Etter avsnitt 4.4.1 ref.(6) blir da bremse- og akselerasjonskraften:

$$Q_{lk} = 0,6 \times \alpha_{Q1} \times (2 \times Q_{1k}) + 0,1 \times \alpha_{Q1} \times q_{1k} \times w_l \times L \quad [kN]$$

$$Q_{lk} = 0,6 \times 1,0 \times (2 \times 300) + 0,1 \times 0,6 \times 9 \times 3 \times 87 = 500,9 \text{ kN} \rightarrow 5,758 \text{ kN/m}$$

$$\text{hvor } 180 \times \alpha_{Q1} \leq Q_{lk} \leq 900$$

$$180 \leq 500,9 \leq 900 \rightarrow OK$$

Akselerasjonskraften har samme størrelse, men motsatt rettet. Løses ved å bruke lastkombinasjon pluss 1 og minus 1 i NovaFrame.

6.2.1.4.2 Sentrifugalkraft

Ettersom Nøkleby bru har en svak svingning av kjørebanelen vil det oppstå en sentrifugalkraft. Sentrifugalkraften er en fiktiv kraft motsatt rettet av sentripetalkraften som trekker objektet mot sentrum. Beskriver den fysiske opplevelsen når bilen vil bli «slenget» ut av svingen. Sentrifugalkraften er en tverrgående punktlast som skal plasseres på et vilkårlig punkt på brua ref.(6) 4.4.2:

$r = 1000 \text{ m}$	Brubanens radius, K400 vedlegg
$Q_V = 2 \times (Q_{1k} + Q_{2k} + Q_{3k}) = 2 \times (300 + 200 + 100) = 1200 \text{ kN}$	Total vertikalkraft fra TS systemet
$Q_{tk} = \frac{40 \times Q_V}{r} = 48 \text{ kN}$	Sentrifugalkraft

Valgt å se bort ifra sentrifugalkraften i NovaFrame modellen da betydningen av lasten er minimal.

6.2.1.4.3 Sidelast

Det skal regnes en ekstra sideveislaster fra glidning og rotasjon ved bremsing. Sidelasten skal settes lik 25 % av bremskraften (Q_{lk}). Den skal regnes at opptrer samtidig som bremskraften og plasseres vilkårlig på brutverrsnittet. Sidelasten bestemmes etter avsnitt 4.4.2 ref.(6):

$Q_{trk} = 0,25 \times Q_{lk} = 0,25 \times 500,9 = 125,2 \text{ kN} \rightarrow 1,439 \text{ kN/m}$	Sidelast
--	----------

6.2.2 Søt- og fortøyningslaster

Uaktuelt for vårt tilfelle.

6.2.3 Naturlaster

Laster som oppstår pga. gitte naturforhold og består av:

- Snø og is
- Vind
- Bølger
- Strøm
- Vannstand- og grunnvannstandsvariasjoner
- Temperatur
- Jordskjelv
- Skredlast

Fokuset i denne rapporten for naturlaster kommer til å være på temperatur-, vind- og jordskjelvlaster. Dette fordi bruens geografisk plassering og terreng ikke gir noen grunn til å tro at de resterende lastene vil ha noen betydning på bruens bæreevne.

Den karakteristiske verdien av en variabel naturlast skal beregnes med en sannsynlighet på $p=0.98$ for at den ikke overskrides innenfor et år. Noe som tilsvarer en returperiode på 50 år. Ved kontroll av byggefase kan returperioden reduseres til 10 år, dersom byggefase med sikkerhet faller innenfor en gunstig periode ref.(1) 2.4.1.5.

6.2.3.1 Snølast

Det beregnes ikke at snølast opptrer samtidig som trafikklast for veibru, gangbru, fergekaier eller fergekaibruer. Har heller ingen andre konstruksjonsdeler som trengs å dimensjoneres for snø.

6.2.3.2 Vind

Dimensjonering av vindlast skjer etter tre vindlastklasser. Bruer deles inn i klasser etter konstruksjonens egenfrekvens, spennvidde og om vindens dynamiske lastvirkning kan neglisjeres eller hvilken betydning den har for konstruksjonen. For vindklasse 1 og 2 skal bruene dimensjoneres for samtidig opptredende vindlast og trafikklast.

Antar at den dynamiske lastvirkningen for Nøkleby bru kan neglisjeres og brukonstruksjonen havner i klasse 1. Bruen dimensjoneres for kasthastighetstrykket i hovedstrømsretningen.

Utrekning av dimensjonerende vindlast har skjedd etter vindstandarden ref.(4). To faktorer som har stor betydning på dimensjonerende vindlast er vindretnings- og årstidsfaktoren. Utrekningen er derfor gjort for to forskjellige tilfeller. I tilfelle 1 er vindretningsfaktoren og årstidsfaktoren satt lik 1,0, mens i tilfelle 2 er vindretnings- og årstidsfaktoren satt til hhv. 1,0 og 0,8.

	Dimensjonerende vindlast
Tilfelle 1	629,6 kN/m
Tilfelle 2	403,0 kN/m

Tabell 6.4 Dimensjonerende vindlast for vindklasse 1

Håndbok 185 punkt 2.5.2.2 ref(1) spesifiserer at hvis ugunstig skal vindlasten reduseres med opptil 50 %. I NovaFrame modellen er det kun tatt hensyn til kasthastighetstrykket. Input for dimensjonerende vindlast i NovaFrame er:

Basic wind speed = 22 m/s

Direction [deg] = 0

Terrain category = 2

Terrengkategori

Ground level = 96,8 m

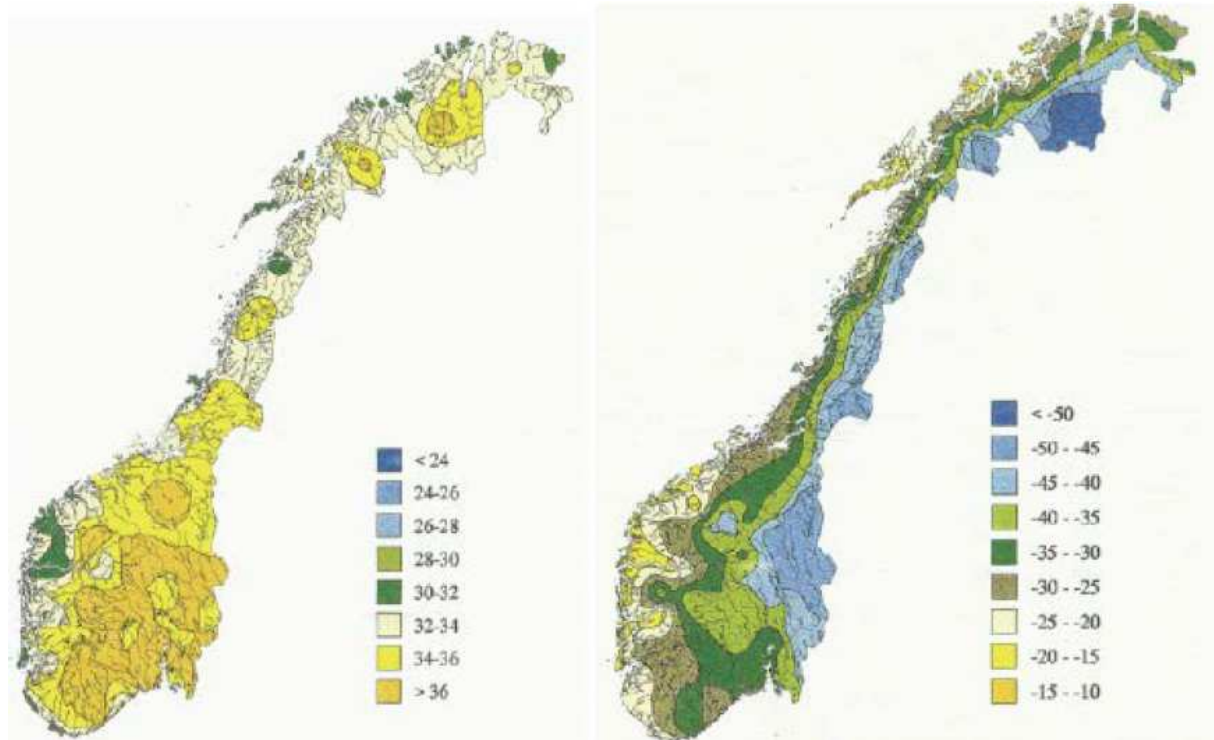
Høyde over havet

Ut i fra disse regner NovaFrame selv ut dimensjonerende vindlast.

Det er i denne rapporten valgt å se bort i fra hvirvelavløsningsvingninger fra vindlast.

6.2.3.3 Temperatur

Beregnes etter standarden for termiske påvirkninger ref.(5) og tilleggbestemmelser gitt i 2.5.6 ref.(1)



Figur 6.6. Isotermkart over forventet temperatur på byggeplass ved havnivå, ref.(5) figur NA.A1 og NA.A2.

Maksimal- og minimumstemperatur med en returperiode på 50 år kan etter figur 6.6 velges i intervallet:

- $T_{\min} = -35^{\circ}\text{C}$ og -30°C
- $T_{\max} > 36^{\circ}\text{C}$

Anser det som urealistisk at det skal være mer enn 36°C under byggeperioden og velger derfor $T_{\max} = 36^{\circ}\text{C}$. Velger verste tilfelle for minimumstemperaturen, $T_{\min} = -35^{\circ}\text{C}$.

Laveste og høyeste jevnt fordelt brutemperatur regnes etter N.A.:

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -35 + 8 = -27$$

Laveste jevnt fordelt brutemperatur

$$T_{e,\max} = T_{\max} - 3 = 36 - 3 = 33^{\circ}\text{C}$$

Høyeste jevnt fordelt brutemperatur

For bestemmelse av jevnt fordelt temperaturandel i en konstruksjon som fastholdes kan initial temperaturen T_0 settes lik 10°C etter tillegg A. Dette gir da følgende temperaturintervall:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 10 - (-27) = 37^{\circ}\text{C}$$

Maksimalt temperaturkontraksjonsintervall

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 33 - 10 = 23^{\circ}\text{C}$$

Maksimalt temperaturekspansjonsintervall

For betongbruer, omtalt som type 3, kan både vertikal lineært og ikke-lineært varierende temperaturdifferanse benyttes. Velger i denne rapporten å benytte vertikalt linear temperaturdifferanse som etter tabell NA.6.1 ref.(5) blir:

$$\Delta T_{M,heat} = 10^{\circ}\text{C} \quad \text{Overside varmere enn underside}$$

$$\Delta T_{M,cool} = -5^{\circ}\text{C} \quad \text{Underside varmere enn overside}$$

Fra kap.2.2 er det gitt at Nøkleby bru har et slitelag på 90 mm. Temperaturdifferansen kan korrigeres med justeringsfaktoren k_{sur} ettersom tabell NA.6.1 gjelder for ett dekke med slitelag 50 mm. Ved å interpolere mellom k_{sur} for slitelag på 50 mm og 100 mm kan k_{sur} for et slitelag på 90 mm settes lik 0,76 for overside varmere enn underside. For å være konservativ velges k_{sur} lik 0,8 for $\Delta T_{m,heat}$ og 1,0 for $\Delta T_{m,cool}$:

$$\Delta T_{M,heat} = 10 \times 0,8 = 8^{\circ}\text{C} \quad \text{Overside varmere enn underside}$$

$$\Delta T_{M,cool} = -5 \times 1,0 = -5^{\circ}\text{C} \quad \text{Underside varmere enn overside}$$

For å ta hensyn til samtidigheten av jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanse bør den ugunstigste lastkombinasjonen fra 6.1.5 benyttes:

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

$$\omega_M \times \Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (or } \Delta T_{N,con})$$

Hvor $\omega_N=0,35$ og $\omega_M=0,75$.

Lastkombinasjon 1:

$$\Delta T_{M,heat} + 0,35 \times \Delta T_{N,exp} \quad \text{og} \quad \Delta T_{M,cool} + 0,35 \times \Delta T_{N,con}$$

Lastkombinasjon 2:

$$0,75 \times \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp} \quad \text{og} \quad 0,75 \times \Delta T_{M,cool} + 0,35 \Delta T_{N,con}$$

6.2.3.4 Jordskjelv

I områder med lav seismisk aktivitet kan bruene etter avsnitt 2.3.7 ref.(8) dimensjoneres etter forenklete kriterier. Tabell NA.2(901) ref.(8) er en veiledning for inndelingen av veibruer i seismisk klasser:

- Seismisk klasse 1: Gang- og sykkelvei
- Seismisk klasse 2: Alle veibruer, bortsett fra de som er plassert i klasse 2 og 3.
- Seismisk klasse 3: Bruer med $L_{tot} > 200$ m eller bruer med $L_{tot} > 50$ m som samtidig har $\text{ÅDT} > 8000$
- Seismisk klasse 4: Bruer med $L_{tot} > 600$ m eller bruer med $L_{tot} > 200$ m som samtidig har $\text{ÅDT} > 8000$ og samfunnsmessige viktige bruer

Ut ifra disse veiledende bestemmelsene er Nøkleby bru i seismisk klasse 2.

Seismisk klasse	$a_g S > 1,2 \text{ m/s}^2$	$0,5 \text{ m/s}^2 < a_g S < 1,2 \text{ m/s}^2$	$a_g S < 0,5 \text{ m/s}^2$
I	0	0	0
II	1	0	0
III	2	1	0
IV	2	2	1

0: Det stilles ingen spesielle krav til valg av analysemetode.

1: Metode for analyse med én frihetsgrad i samsvar med punkt 4.2.2 eller tilsvarende forenklete analysemetoder kan brukes der dette vurderes tilstrekkelig i henhold til NS-EN 1998. Ellers skal flerfrihetsgradsanalyse i henhold til responsspektrummetoden brukes.

2: Flerfrihetsgradsanalyse i henhold til responsspektrummetoden skal brukes. Samfunnmessig viktige vegbruer med $L_{tot} < 50 \text{ m}$ og $a_g < 1,2 \text{ m/s}^2$ kan analyseres i henhold til 1.

Figur 6.7. Krav til analysemetode for veibruer, tabell NA.2(904) ref.(8).

Figur 6.7 viser hvilke krav det er til analysemetode for de ulike seismiske klassene.

For de fleste anvendelser i jordskjelvstandardene er faren for seismisk aktivitet beskrevet ved en referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon (a_{gR}) for grunntype A 3.2.1 ref.(7). Grunntype A er fjell eller fjelliknende geologisk formasjon.

Jordskjelvstandarden har delt Norge inn i seismiske soner som gir spissverdier for berggrunnens akselerasjon a_{g40Hz} . Ett meget utvidet Oslo-område har $a_{g40Hz}=0,5$. Referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon settes lik $0,8 * a_{g40Hz}$.

For utregning av berggrunnens akselerasjon (a_g) trengs det en viktighetsfaktor (γ) som er avhengig av konstruksjonstype og konsekvens ved kollaps. Seismisk klasse 2 gir en viktighetsfaktor lik 1,0 noe som gir følgende akselerasjon av berggrunnen:

$$a_g = \gamma \times a_{gR} = \gamma \times 0,8 \times a_{g40Hz}$$

$$a_g = 1,0 \times 0,8 \times 0,5 = 0,4 \text{ m/s}^2 \quad \text{Berggrunnens akselerasjon}$$

Antar grunntype A og for en soil faktor på 1,0 etter tabell 3.3 ref.(7).

$$a_g \times S = 0,4 \times 1,0 < 0,5 \text{ m/s}^2$$

Etter figur 6.7 er det da ingen spesielle krav til analysemetode og Nøkleby bru trenger ikke å dimensjoneres for jordskjelv.

6.2.4 Midlertidige laster

Etter 2.4.2 ref.(1) må det tas hensyn til midlertidige laster som:

- Materialer og utstyr som midlertidig lagres på konstruksjon
- Utstyr og kjøretøy som er brukes under utførelse

For laster under utførelse sees «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner; Del 1-6: Allmenne laster, Laster under utførelse. NS-EN 1991-1-6:2005+NA:2008»

Hvis det ikke er ønskelig å gjennomføre større beregninger eller undersøkelser kan det antas et dynamisk tillegg på 20 % av kjøretøyets totale tyngde for anleggstrafikk som trafikkerer konstruksjonen under bygging. Det er i denne rapporten sett bort i fra midlertidige laster.

6.3 Deformasjonslaster

Last knyttet til påført deformasjon eller last som over tid fører til deformasjon av konstruksjonen. Deformasjonen kan oppstå etter både kort- og langtid. Deformasjonslastene kan komme av:

- Forspenning av konstruksjon
- Kryp, svinn og relaksasjon
- Setning
- Deformasjon på grunn av fabrikkasjons-, installasjons- eller byggefeil

Deformasjonslast defineres som den største forventede verdi innenfor det betraktede tidsrommet. I beregningene for kryp, svinn og relaksasjon er det kun tatt hensyn til virkningene fra egenvekt og forspenning.

6.3.1 Forspenning

Last fra forspenning:

- Last som virker direkte på konstruksjon
- Tvangskrefter (indirekte) for statisk ubestemte konstruksjoner

Ved beregning av laster fra forspenning må det tas hensyn til friksjons- og låsetap som er umiddelbare tap og tap på grunn av temperaturdifferanse. Felles for tapstypene friksjons-, låsetap og tap på grunn av temperaturdifferanse er at de kan beregnes på forhånd. Dermed kan spennarmeringen overoppspennes slik at de oppnår ønsket størrelse etter tap.

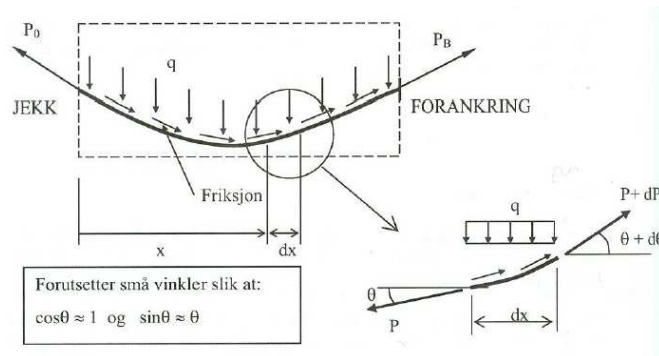
6.3.1.1 Friksjonstap

Oppstår når spennarmeringen er i kontakt med utsparingsrøret. Friksjonen skyldes normalkraft fra spennarmering på utsparingsrørene grunnet kurvatur. Friksjonstap må alltid regnes med selv om utsparingsrørene er tiltenkt å være rette. Ved Nøkleby bru hvor det er tiltenkt krumme utsparingsrør vil det oppstå det som kalles kurvatoreffekt ref.(10) 5.2.2.

For spenntau i injiserte utsparingsrør av korrugert stålblekk vil friksjonskoeffisienten ligge i området $\mu=0,15-0,2$. Mens for spenntau i uinjiserte plastrør innsurt i fett vil friksjonskoeffisienten være mye lavere, i området $\mu=0,05-0,07$ ref.(10) 5.2.2.

Tilleggskrumning for etteroppspente spenntau ligger i området $k=0,005-0,01 \text{ m}^{-1}$.

For Nøkleby bru settes $\mu=0,2$ og $k=0,01 \text{ m}^{-1}$ etter spennarmeringsprodusentens produktblad ref.(12).



Figur 6.8 Friksjonskrefter for krum spennarmering, figur 5.1 ref.(10).

Tap på grunn av friksjon regnes ut etter punkt 5.10.2(1) ref.(2):

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{maks} \times (1 - e^{-\mu(\theta+k \times x)})$$

Hvor:

θ = er summen av vinkelendringene over avstanden x (uavhengig av retning eller fortegn)

μ = friksjonskoeffisient mellom spennarmering og utsparingsrør

k = er en utilsiktet vinkelendring (tilleggskrumning) for spennkablene (per lengdeenhet)

x = er avstand fra punktet der forspenningskraften er lik P_{maks} (kraften i den aktive enden)

Deler spennarmeringen i grupper etter byggefaser:

- Gruppe 1: 6 spenntau som spenner fra venstre bruende til 7 meter over søyle 1.
- Gruppe 2: 2 spenntau som skjøtes mellom byggefase 1 og 2. Spenner fra venstre bruende til 5,2 meter over søyle 2.
- Gruppe 3: 4 spenntau som spenner fra 7 meter over søyle 1 til 5,2 meter over søyle 2.
- Gruppe 4: 2 spenntau som skjøtes mellom byggefase 2 og 3. Spenner fra 7 meter over søyle 1 til høyre bruende.
- Gruppe 5: 6 spenntau som spenner fra 5,2 meter over søyle 2 til høyre bruende.

For inndeling av spennarmeringsgrupper og plassering av snitt C angitt i tabell 5.5 under se K413 og K414 i vedlegg.

Friksjonstapet for de forskjellige gruppene blir:

Inndata

$$\sigma_{maks} = \min(0,8 \times f_{pk}; 0,9 \times f_{p0,1k}) = 1488 \text{ MPa}$$

$$A_p = 2 \text{ 660 mm}^2/\text{kabel}$$

$$\mu = 0,2 \text{ rad}^{-1}$$

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

	Oppspenningskraft, P_{maks} [kN]	Avstand fra aktiv ende, x , [m]	Vertikal endring [m]	Vinkelendring, θ [rad]	Tap av spennkraft, $\Delta P_{\mu}(x)$ [kN]	Gjenstående kraft, $P(x)$ [kN]
Gruppe 5						
Høyre ende	23 748	0,00	0,0000	0,0000	0,000	23 748
Snitt C	23 748	10,00	0,6100	0,0610	752,5	22 996
Støpeskjøt 2	23 748	20,80	0,5800	0,1147	1484	22 264
Gruppe 4						
Høyre ende	7 916	0,00	0,0000	0,0000	0,000	7 916
Snitt C	7 916	10,00	0,6100	0,0610	250,8	7 665
Støpeskjøt 2	7 916	20,80	0,5800	0,1147	494,8	7 421
Over søyle 2	7 916	26,00	0,3100	0,1743	658,6	7 258
Snitt C	7 916	43,50	0,8900	0,2252	979,1	6 937
Støpeskjøt 1	7 916	54,00	0,5320	0,2758	1192	6 724
Gruppe 3						
Støpeskjøt 2	15 832	0,00	0,5800	0,0000	0,000	15 832
Over søyle 2	15 832	5,20	0,3100	0,0596	349,5	15 483
Snitt C	15 832	22,70	0,8900	0,1105	1033	14 799
Støpeskjøt 1	15 832	33,20	0,5320	0,1611	1487	14 345
Gruppe 2						
Støpeskjøt 2	7 916	0,00	0,5800	0,0000	0,000	7 916
Over søyle 2	7 916	5,20	0,3100	0,0596	174,8	7 741
Snitt C	7 916	22,70	0,8900	0,1105	516,7	7 399
Støpeskjøt 1	7 916	33,20	0,5320	0,1611	743,5	7 173
Over søyle 1	7 916	40,20	0,3580	0,2123	915,2	7 001
Snitt C	7 916	56,20	0,8900	0,2679	1211	6 705
Venstre ende	7 916	66,20	0,6100	0,3289	1423	6 493
Gruppe 1						
Støpeskjøt 1	23 748	0,00	0,5320	0,0000	0,000	23 748
Over søyle 1	23 748	7,00	0,3580	0,0511	568,5	23 180
Snitt C	23 748	23,00	0,8900	0,1068	1547	22 202
Venstre ende	23 748	33,00	0,6100	0,1678	2250	21 498

Tabell 6.5 Friksjonstap for spennarmeringsgruppene.

Tabell 6.5 over gir en maksimal reduksjon av spennarmeringkraft i passiv ende tilnærmet 18 %. Grunnen til det store friksjonstapet er lengden på spennarmeringen og den store krumningen. Avstanden fra aktiv forankring og vertikal endring for utregning av vinkelendring er hentet fra tegningsgrunnlaget se vedlegg.

NovaFrame regner friksjonstapet etter følgende formel:

$$P(x) = P_0 \times e^{-(\mu\alpha+kx)}$$

Ved inntasting av k i NovaFrame har jeg valgt å forhåndsmultiplisere med μ for at formelen skal bli identisk med kravet i Eurokode 2. Altså $k=0,01*0,2=0,002$. Dette gjør at resultatene fra NovaFrame skal være i overenstemmelse med Eurokode 2 og utregningen i tabell 6.5.

6.3.1.2 Låsetap

Særlig når det benyttes kilelås som forankring av spenntauene, noe som er veldig vanlig, oppstår låsetap. Låsetapet skyldes glidning ved overføring av kraft fra jekk til spennarmering. Glidningen er som regel ikke større enn et par millimeter, men det fører til en relativ forkortelse av spennarmeringen som igjen gir tap av spennkraft ref.(10) 5.2.1.

For å kompensere for låsetapet kan det være aktuelt å overoppspenne jekkräften slik at ønsket spennarmeringskraft etter låseglidning oppnås. Punkt 5.10.2.1(2) ref.(2) tillater overoppspenning hvis kraften i jekken kan måles med $\pm 5\%$ nøyaktighet av endelig jekkkraft. Hvis dette tilfredsstilles kan maksimal spenning økes til $\sigma_{maks}=0,95 \cdot f_{p0,1k}$. Dette kan være aktuelt der det oppstår uventet høy friksjon ved oppspenning av lange kabler. Etter Eurokode 2 gjelder følgende begrensning av oppspenningskraft:

- Ved oppspenning: $P_{maks}=P_{jekk} \leq 0,95 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p$
- Endelig spennkraft: $P_{p0} \leq \min\{0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\} \cdot A_p$

Fra produsent er det gitt at det vil oppstå en låseglidning på 4 mm under byggefase 1 og 2 mm etter byggefase 2 ref.(12). Er i oppgaven brukt en total låseglidning på 6 mm for hver spennarmeringsgruppe. Finner nødvendig jekkkraft:

Inngangsparameter:

$$L = 87 \text{ m}$$

Spennarmerings lengde

$$\Delta L_{lås} = 6 \text{ mm}$$

Låseglidning

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens bruddgrense

$$f_{p0,1k} = 1670 \text{ MPa}$$

Spennarmeringens flytegrense

Beregning

$$\frac{P_{p0}}{A_p} \leq \min(0,8 \times f_{pk}; 0,9 \times f_{p0,1k}) = 1488 \text{ MPa}$$

Krav til maks. oppspenning i SLS

$$\varepsilon_{p0} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = \frac{1488}{195\,000} = 7,631 \times 10^{-3}$$

Tøyning ved full utnyttelse av spennstålet i SLS

$$\Delta \varepsilon_{lås} = \frac{\Delta L_{lås}}{L} = \frac{6}{87\,000} = 6,897 \times 10^{-5}$$

Relativ forkortelse ved glidning

$$\frac{\Delta P}{P_{p0}} = \frac{\Delta \varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p0}} = \frac{6,9 \times 10^{-5}}{7,631 \times 10^{-3}} = 0,009038$$

Økning av spennkraft

$$P_{jekk} = P_{p0} + \Delta P$$

Avlest jekkkraft

$$\frac{P_{jekk}}{P_{p0}} = 1 + \frac{\Delta P}{P_{p0}} = 1 + 0,009038 \rightarrow P_{jekk} = 1,009038 \times P_{p0}$$

Oppspenningskravet gir da:

$$\frac{P_{jekk}}{A_p} = \frac{1,009038 \times P_{p0}}{A_p} \leq 0,95 \times f_{p0,1k}$$

$$\frac{P_{p0}}{A_p} \leq \frac{0,95}{1,009038} \times f_{p0,1k} = 0,9415 \times f_{p0,1k} = 1572 \text{ MPa}$$

Kan da nøytralisere hele låsetapet ved å spenne opp jekkraften til $0,9415 \times f_{p0,1k}$.

Novaframe **beregner selv hvor stor låseglidning** er ved iterasjon til kompatibilitet er oppnådd.

6.3.1.3 Temperaturdifferanse

Gjelder spesielt for førroppsente konstruksjoner før det oppstår full heftforbindelse og hvor spennarmeringen er spent opp i faste mothold som ikke flyttes under utstøping.

Betongen har vanligvis en høyere utgangstemperatur enn spennarmeringen samt at den under den første fasen av herdeprosessen oppstår en relativ stor temperaturutvikling. Ofte tilføres det også varme for å akselerere herdeprosessen noe som øker temperaturen i spennarmeringen ytterligere. Økt temperatur fører til en forlengelse av spennarmeringen og tap av spennkraft ref.(10) 5.2.3.

Selve kappingen av spennarmeringen skjer normalt før avkjøling og etter at full heft har oppstått. Ettersom betong og stål har relativ lik temperaturutvidelseskoeffisient vil spenningene ikke endre seg i løpet av avkjølingsprosessen ref.(10) 5.2.3.

Nøkleby bru er etteroppspent og tap av spennkraft på grunn av temperaturdifferanse vil være liten.

6.3.2 Kryp

Ved lastpåføring oppstår det en momentan sammentrykking. Sammentrykking over tid, utover den momentane sammentrykkingen, utgjør en tilleggsdeformasjon som kalles kryp. Kryp er dermed differensen mellom kryptøyningen for ferdigtilstanden etter kort- og langtid.

Kryptøyning er avhengig av både spenningsnivå og hvor lang tid spenningen virker. For at lineært kryp etter tillegg B i ref.(2) skal kunne danne grunnlag for dimensjonering forutsettes det at trykkspenningen ved belastningstidspunktet ikke overskrider $0,45 \times f_{ck}(t_0)$. Hvis trykkspenningen overskrider dette bør ikke-lineært kryptall etter punkt 3.1.4(4) ref.(2) brukes.

Trykkfastheten ved belastningstidspunktet, $t_0=7$ døgn, finnes ved punkt 3.1.2(5) ref.(2).

Antar sementtype N:

Inndata

$$f_{cm} = 53 \text{ MPa}$$

Middelverdien av betongtrykkfasthet etter 28 døgn

$$s = 0,25$$

Koeffisient avhengig av sementtype

Utdata

$$\beta_{cc}(t_0) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} = 0,7788$$

Koeffisient avhengig av betongens alder

Betongens karakteristiske fasthet etter 7 døgn:

$$f_{cm}(t_0) = \beta_{cc}(t_0) \times f_{cm} = 41,28 \text{ MPa}$$

For belastningstidspunkt mellom $3 < t < 28$ døgn bestemmes karakteristisk fasthet etter:

$$f_{ck}(t_0) = f_{cm}(t_0) - 8 \text{ MPa} = 33,28 \text{ MPa}$$

$$0,45 \times f_{ck}(t_0) = 14,97 \text{ MPa}$$

Antar dette som tilfredsstillt og regner kryptall etter tillegg B.1 ref.(2).

6.3.2.1 Kryptall

Antar relativ fuktighet lik 80 %, at hele tverrsnittets omkrets er i kontakt med luft, at betongen belastes etter 7 døgn og at betongen får herde i 28 døgn før neste byggefase påbegynnes. Velger å sette betongens alder etter 100 år lik 36 500 døgn selv om den vil variere for betongen utstøpt i hver byggefase. Forskjellen i kryptall vil først komme i 7 siffer og har neglisjerbar betydning.

Utrekning av kryptall for ferdigtilstanden etter 100 år etter tillegg B.1 ref.(2):

Inndata

$$RH = 80\%$$

Relativ fuktighet

$$A_c = 7\,065\,000 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal

$$u = 23\,460 \text{ mm}$$

Tverrsnittets frie omkrets

$$f_{cm} = 53 \text{ MPa}$$

Midlere trykkfasthet

$$t_0 = 7 \text{ Døgn}$$

Betongens alder ved belastning

$$t_{100 \text{ år}} = 36\,500 \text{ Døgn}$$

Betongens alder ved beregning

Utdata

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = 602,2$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} = 0,7479 \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} = 0,9204 \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5} = 0,8126$$

$$\beta_H = 1,5 \times [1 + (0,012 \times RH)^{18}] \times h_0 + 250 \times \alpha_3 = 1540 \quad \text{for } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa}$$

$$\phi_{RH} = \left[1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2 = 1,083 \quad \text{for } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,308$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} = 0,6346$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) = 1,587 \quad \text{Normert kryptall}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} = 0,9987 \quad \text{Faktor for kryptutvikling i forhold til tid etter belastning}$$

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \times \beta_c(t, t_0) = 1,585 \quad \text{Kryptall}$$

	Byggefase 1 Etter 28 døgn	Byggefase 2 Etter 56 døgn	Byggefase 3 Etter 84 døgn	Ferdigtilstand Etter 94 døgn	Ferdigtilstand Etter 100 år
Betong del 1	0,4356	0,5587	0,6365	0,6591	1,585
Betong del 2	-	0,4356	0,5587	0,5896	1,585
Betong del 3	-	-	0,4356	0,4887	1,585

Tabell 6.6 Kryptall for byggefaser og ferdigtilstand.

For utregninger av kryptall for byggefasene er det tatt hensyn til at hver betongdel har forskjellig alder. For beregning av kryptall for byggefasene og ferdigtilstand se vedlagt excelark.

Ved å angi kryptallet 1,585 fra tabell 6.6 beregner NovaFrame selv ut belastningen fra kryp.

6.3.2.2 Kryptøyning

Å beregne nøyaktig kryptøyning er ingen enkel oppgave. Antagelser og forutsetninger for beregningene blir ofte nødvendig og dermed reduseres nøyaktigheten betraktelig. En meget forenklet metode å bestemme kryptøyningene på er å sammenlikne forskyvningen av bruene i ferdigtilstand etter kort og lang tid. Differensen mellom forskyvningen etter lang tid og rett etter ferdigstilling kan brukes til å finne en gjennomsnittlig kryptøyning langs spennarmeringen. Dette er en meget forenklet metode og gir ikke virkelige kryptøyning som vil variere langs spennarmeringen. Den gir derimot en pekepinn på størrelsen av kryptøyningen:

$$\Delta l_{11} = 0,240 \text{ mm} \quad \text{Forskyvning venstre bruende ved ferdigtilstand}$$

$$\Delta l_{12} = 0,215 \text{ mm} \quad \text{Forskyvning venstre bruende ved ferdigtilstand etter 100 år}$$

$$\Delta l_1 = \Delta l_{12} - \Delta l_{11} = -0,025 \quad \text{Forskyvning venstre bruende}$$

$$\Delta l_{21} = 0,253 \text{ mm} \quad \text{Forskyvning høyre bruende ved ferdigtilstand}$$

$$\Delta l_{22} = -0,318 \text{ mm}$$

Forskyvning høyre bruende ved ferdigtilstand etter 100 år

$$\Delta l_2 = \Delta l_{22} - \Delta l_{21} = -0,571$$

Forskyvning høyre bruende

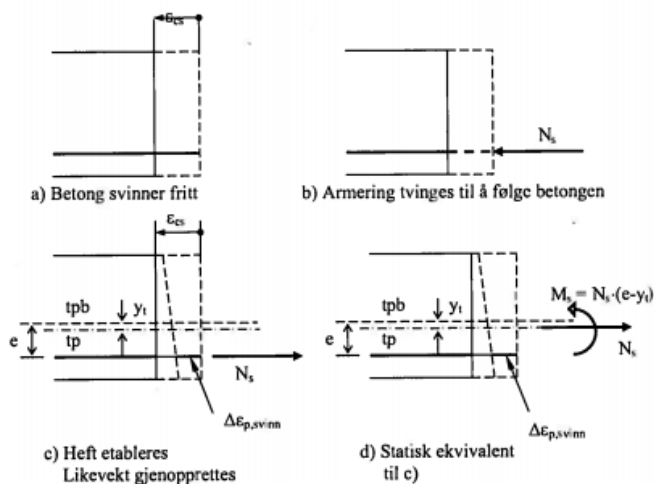
$$\Delta l_{brubane} = \Delta l_2 - \Delta l_1 = 0,546 \text{ mm} \quad \text{Stukning av brubane}$$

$$\varepsilon_{brubane} = \frac{\Delta l_{brubane}}{l_{brubane}} = \frac{0,546}{87\,000} = 6,276 \times 10^{-6} \quad \text{Tøyning av brubane}$$

Gjennomsnittlig kryptøyning langs spennarmeringen blir da 0,006276 promille. Den lille tøyningen forklares ved at brubanen er monolittisk forbundet på fire punkter langs brubanen, ved søylene og bruendene.

6.3.3 Svinn

Uttørking av betong kalles svinntøyning og er i motsetning til kryp uavhengig av lastnivå.



Figur 6.9 Svinn – beregningsmodell, figur 6.4 ref.(10)

Beregningsmodellen avbildet i figur 6.9 for svinn tar utgangspunkt i en situasjon uten heft mellom betong og armering. Betongen kan fritt trekke seg sammen og de frie svinntøyningene «oppstår». Deretter regnes det ut en fiktiv kraft som tvinger armeringen til å følge betongen og gir dem samme tøyning. Så etableres det heft mellom armering og betong slik at den fiktive kraften virker i motsatt retning. Likevekt gjenopprettes og det oppstår spenninger i betongen ref.(10) 6.3.2.

6.3.3.1 Fri svinntøyning - ingen heft mellom armering og betong

De frie svinntøyningene er sammensatt av to bidrag. Uttørkingssvinn « ε_{cd} » og autogent svinn « ε_{ca} ». Uttørkingssvinnet utvikler seg langsomt da den er en funksjon av fukttransport gjennom herdet betong. Mens den autogene svinntøyningen utvikler seg med betongens fasthetsutvikling og mesteparten utvikles på et tidlig stadium etter utstøping. Autogen svinntøyning er en lineær funksjon av betongfastheten ref.(2) 3.1.4(6).

Fri svinntøyningen ligger vanligvis i området, $\varepsilon_{cs} = -0,3 \cdot 10^{-3}$ til $-0,5 \cdot 10^{-3}$.

Antar sementklasse N $\rightarrow \alpha_{ds1}=4$ og $\alpha_{ds2}=0,12$, og at herdetiltakene avsluttes etter 28 døgn. De frie svinntøyningene regnes etter 3.1.4(6) og tillegg B.2. Under vises utregningene av de frie svinntøyningene for betong etter 100 år:

Inndata

$t_s = 36\,500$ Døgn	Betongens alder ved beregning
$t = 28$ Døgn	Begynnelsen av uttørkingssvinn
$f_{cm} = 53$ MPa	Betongparameter, B45
$f_{ck} = 45$ MPa	Karakteristisk betongtrykkfasthet
$RH = 80\%$	Relativ fuktighet
$h_0 = 600,2$ mm $\xrightarrow{\text{etter tabell 3.3}} k_h = 0,7$	Koeffisient avhengig av effektiv tverrsnittstykkelse
$A_c = 7\,065\,000$ mm ²	Tverrsnittsareal
$u = 23\,460$ mm	Tverrsnittets frie omkrets

Utdata

$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right] = 0,7564$	
$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times e^{-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{10}} \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} = 2,246 \times 10^{-4}$	Nominell verdi for uttørkingssvinn
$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} = 0,9841$	
$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} = 1,547 \times 10^{-4}$	Uttørkingssvinn
$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \times t^{0,5}} \rightarrow 1$	
$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 8,750 \times 10^{-5}$	
$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty) = 8,750 \times 10^{-5}$	Autogen svinntøyning
$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2,422 \times 10^{-4}$	Fri svinntøyning

	Betongalder 28 døgn	Betongalder 56 døgn	Betongalder 84 døgn	Betongalder 94 døgn	Betongalder 100 år
Uttørkingssvinn	0	$7,112 \times 10^{-6}$	$1,361 \times 10^{-5}$	$1,579 \times 10^{-5}$	$1,547 \times 10^{-4}$
Autogensvinn	$5,713 \times 10^{-5}$	$6,791 \times 10^{-5}$	$7,351 \times 10^{-5}$	$7,491 \times 10^{-5}$	$8,750 \times 10^{-5}$
Fri svinntøyning	$5,713 \times 10^{-5}$	$7,502 \times 10^{-5}$	$8,711 \times 10^{-5}$	$9,071 \times 10^{-5}$	$2,422 \times 10^{-4}$

Tabell 6.7 Fri svinntøyning for de forskjellige byggefasetene.

6.3.3.2 Total svinntøyning etter etablering av heft og likevekt

De totale svinntøyningene regnes ved likevektsbetraktning etter at heft er etablert. Under vises utregningen av de totale svinntøyningene etter 100 år. Bruker samme alder og samme kryptall for all betongen da dette har minimal betydningen for resultatet:

Inndata

$\varepsilon_{cs,100 \text{ år}} = 0,2422 \times 10^{-3}$	Fri svinntøyning etter 100 år
$\phi(t, t_0) = 1,585$	Kryptall etter 100 år
$f_{cm} = 53 \text{ MPa}$	Trykkfasthet
$E_p = 195\,000 \text{ MPa}$	Spennarmeringens elastisitetsmodul
$A_p = 21\,280 \text{ mm}^2$	Spennarmeringsareal
$A_c = 7\,065\,000 \text{ mm}^2$	Betongens tverrsnittsareal
$I_0 = 1,022 \times 10^{12}$	Tregghetsmoment
$e = 638 \text{ mm}$	Eksentrisitet mellom t_{pb} og A_p

Utdata

$N_s = \varepsilon_{cs} \times E_p \times A_p = 1005 \text{ kN}$	Fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen
$E_{cm} = 22 \times \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} = 36\,283 \text{ MPa}$	Betongens elastisitetsmodul
$E_{cl,100 \text{ år}} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t, t_0)} = 14\,038 \text{ MPa}$	Langtids E-modul etter 100 år
$\eta = \frac{E_p}{E_{cl,100 \text{ år}}} = 13,89$	Materialstivhetsforhold
$A_t = A_c + (\eta - 1) \times A_p = 7\,339\,000 \text{ mm}^2$	Transformert tverrsnitt
$y_t = \frac{(\eta - 1) \times A_p \times e}{A_t} = 22,90 \text{ mm}$	Avstand mellom t_{pb} (rent betongtverrsnitt) og t_p (transformert tverrsnitt)
$I_t = I_0 + (\eta - 1) \times A_p \times (e - y_t)^2 = 1,144 \times 10^{12} \text{ mm}^4$	Tregghetsmoment for det transformerte tverrsnittet om t_p
$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{cl,100 \text{ år}} \times A_t} + \frac{N_s \times (e - y_t)^2}{E_{cl,100 \text{ år}} \times I_t} = 2,738 \times 10^{-4}$	Svinntøyning ved armering

	Byggefase 1 28 døgn	Byggefase 2 56 døgn	Byggefase 3 84 døgn	Ferdigtilstand 94 døgn	Ferdigtilstand 100 år
Betong del 1	$6,139 \cdot 10^{-5}$	$8,108 \cdot 10^{-5}$	$9,448 \cdot 10^{-5}$	$9,848 \cdot 10^{-5}$	$2,738 \cdot 10^{-4}$
Betong del 2	-	$6,139 \cdot 10^{-5}$	$8,108 \cdot 10^{-5}$	$8,632 \cdot 10^{-5}$	$2,738 \cdot 10^{-4}$
Betong del 3	-	-	$6,139 \cdot 10^{-5}$	$6,960 \cdot 10^{-5}$	$2,738 \cdot 10^{-4}$
Total svinntøyning	$6,139 \cdot 10^{-5}$	$1,425 \cdot 10^{-4}$	$2,369 \cdot 10^{-4}$	$2,544 \cdot 10^{-4}$	$8,213 \cdot 10^{-4}$

Tabell 6.8 Totale svinntøyninger for de forskjellige byggefasene

6.3.4 Relaksasjon

Relaksasjon er en spenningsreduksjon ($\Delta\sigma_{pr}$) som oppstår når stålet har vært utsatt for konstant tøyning over lang tid ref.(10) 6.3.3.

Spennarmering står som regel med store strekkspenninger over tid og det må tas hensyn til relaksasjon. Relaksasjonstapet for 1000 timer etter oppspenning og med en middeltemperatur (ρ_{1000}) på 20°C danner grunnlaget for beregning av relaksasjon over tid. Den finnes enten i spennstålproduzentens sertifikat ellers kan veiledende verdier fra eurokode 2 benyttes. Verdiene fra eurokoden er avhengig av relaksasjonsklasse ref.(2) 3.3.2 (4) og (6):

- Klasse 1: Tråd eller tau – vanlig relaksasjon: $\rho_{1000}=8\%$
- Klasse 2: Tråd eller tau – Lav relaksasjon: $\rho_{1000}=2,5\%$
- Klasse 3: Varmvalsede og bearbejdede stenger: $\rho_{1000}=4\%$

Relaksasjonstapet over lang tid kan enten tas direkte fra spennstålproduzentens sertifikat hvis tilgjengelig, eller regnes ut ved uttrykkene gitt i 3.3.2 (7) ref.(2). Ved å definere spennarmeringen i Nøkleby bru som relaksasjonsklasse 2, den mest brukte klassen, blir følgende uttrykk for relaksasjon gjeldende:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1 \times \mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \times (1-\mu)} \times 10^{-5}$$

Langtidsverdiene for relaksasjon kan regnes ut for en tid lik 500 000 timer (ca 57 år):

Inndata

$$t = 500\,000 \text{ timer}$$

Tiden etter oppspenning

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

Karakteristisk strekkfasthet

$$f_{p0,1k} = 1670 \text{ MPa}$$

Karakteristisk 0,1 %-strekkgrense

$$\rho_{1000} = 2,5\%$$

Verdi for relaksasjonstapet etter 100 timer

Utdata

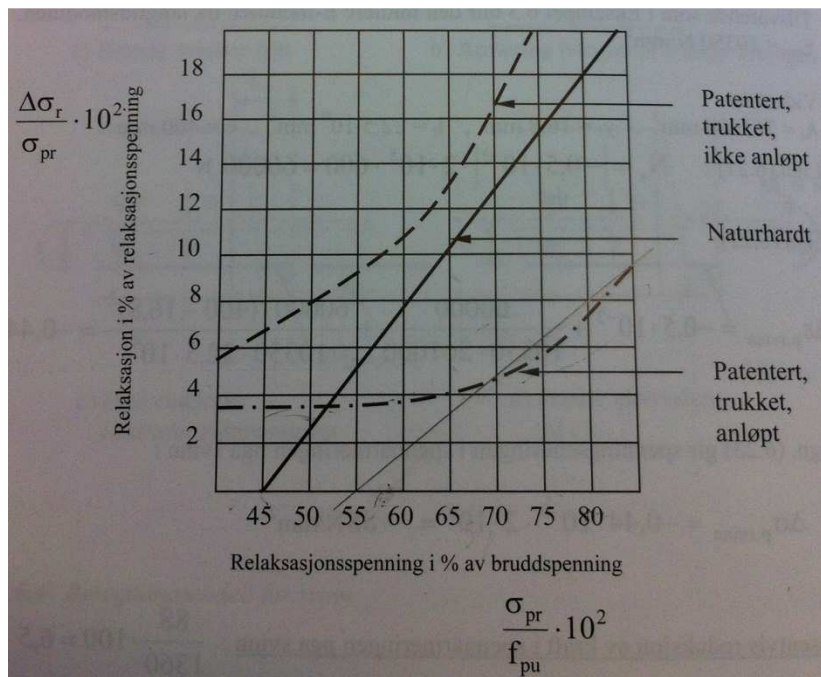
$$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}(x) = \min(0,75 \times f_{p0,1k}; 0,8 \times f_{pk}) = \min(0,75 \times 1670; 0,8 \times 1860) = 1395 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1395}{1860} = 0,75$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,75} \times \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75 \times (1-0,75)} \times 10^{-5} = 0,0487$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,0487 \times \sigma_{pi} = 0,0487 \times 1395 = 67,95 \text{ MPa}$$

Ved plotting av relaksasjon i NovaFrame gjøres det ved å angir inngangsparametere som danner forenklete lineare relaksasjonskurver. I samsvar med beregning av relaksasjonstap etter pkt.9.3 i NS3473.



Figur 6.10 Relaksasjonskurver NS3473, figur 6.6 ref.(11).

Ved beregning etter NS3473 bestemmes første relaksasjonsspenningen (σ_{pr}). Det vanligste er å anta en spenningsreduksjon fra initiell oppspenning (σ_{p0}), f.eks halvparten av det samlede tapet for kryp og svinn ref.(11). Deretter regnes ut det prosentvise forholdet mellom relaksasjonsspenningen og bruddspenning (f_{pu}) som gir et punkt på horisontalaksen. Avhengig av hvilken spennståltype som er brukt leser man så av relaksasjonen ($\Delta\sigma_r$) som prosent av relaksasjonsspenningen. Relaksasjonstapet etter NS3473 blir da:

Inndata

$$f_{pu} = f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

Karakteristisk strekkfasthet

$$f_{0,2} = f_{p0,1k} = 1670 \text{ MPa}$$

Karakteristisk 0,1 %-strekkgrense

$$E_p = 195\,000 \text{ MPa}$$

Elastisitetsmodul spennarmering

$$\varepsilon_{brubane} = 6,276 \times 10^{-6}$$

Kryptøyning av brubane, kap.6.3.2

$$\varepsilon_{svinn,tot} = 2,738 \times 10^{-4}$$

Total svinntøyning, kap.6.3.3.2

Utdata

Initiell oppspenning etter NS3473

$$\sigma_{p0} = 0,8 \times f_{0,2} = 1336 \text{ MPa}$$

Reduksjon av spennkraft fra kryp og svinn

$$\Delta\sigma_{kryp} = \varepsilon_{brubane} \times E_p = 1,22 \text{ MPa}$$

Spenningsreduksjon fra kryp

$$X_{kryp} = \frac{\Delta\sigma_{kryp}}{\sigma_{p0}} = 0,09165 \%$$

Spennkraftreduksjon fra kryp

$$\Delta\sigma_{svinn} = \varepsilon_{svinn,tot} \times E_p = 53,39 \text{ MPa}$$

Spenningsreduksjon fra svinn

$$X_{svinn} = \frac{\Delta\sigma_{svinn}}{\sigma_{p0}} = 3,996 \%$$

Spennkraftreduksjon fra svinn

Tapet fra kryp er unormalt lite og er basert på en veldig forenklet metode. Velger derfor å anta et samlet prosentvis tap fra kryp og svinn på 8 %. Setter da $X=0,08$ og får:

$$\sigma_{pr} = \sigma_{p0} - 0,5 \times X \times \sigma_{p0} = 0,96 \times \sigma_{p0} = 1283 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{pr}}{f_{pu}} \times 10^2 = \frac{1283}{1860} \times 10^2 = 68,95 \%$$

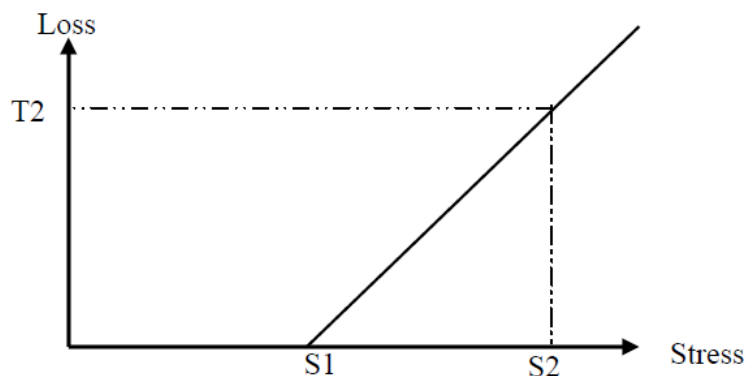
Med patentert, trukket og anløpt stål avleses relaksasjonen til:

$$\frac{\Delta\sigma_r}{\sigma_{pr}} \times 10^2 = 4,8 \%$$

$$\Delta\sigma_r = \frac{4,8 \times \sigma_{pr}}{10^2} = \frac{4,8 \times 1283}{10^2} = 61,58 \text{ MPa}$$

Eurokode 2 ref.(2) gir et noe større relaksasjonstap enn NS3473. Betydningen av dette bør det ikke legges for stor vekt på da relaksasjonstapet etter NS3473 over er sterkt avhengig av antatt tap fra kryp og svinn. Uttrykkene i Eurokode 2 beskriver de samme eksponentielle kurvene som i figur 6.10 og etter overgangen fra NS3473 til eurokode 2 er det ikke lenger fare for unøyaktig avlesning.

Ved input i NovaFrame angis to valgfri punkter langs den horisontale aksene og to langs den vertikale. Disse bruker programmet til å lage en forenklet lineær beskrivelse av relaksasjonstapet for spennarmeringen. Relaksasjonstapet fremkommer automatisk.



Figur 6.11. Relaksasjonsinput NovaFrame

Det er viktig at punktene angis slik at de danner en lineær linje som helst tangerer den eksponentielle kurven i figur 6.10 så godt det lar seg gjøre. Som input i NovaFrame ble følgende punkt valgt:

S1=55 %

S2=80 %

T2=8%.

6.3.5 Setninger

Deformasjonslaster pga. setninger kan være

- Jevne setninger
- Differensialsetninger
- Skjærdeformasjoner i skråning eller fylling opp mot konstruksjonen

Har ingen indikasjoner på ustabile grunnforhold, skråning eller fylling mot bruen og velger derfor å se bort i fra dette punktet i denne rapporten.

6.3.6 Fabrikasjons-, installasjon- og byggefeil

Deformasjonslaster kan selvfølgelig også komme av uforutsette feil ved fabrikasjon-, installasjon- eller byggefeil. Slike problemer forutsettes løst når de eventuelt oppstår, slik at det ikke får betydning for den ferdige konstruksjonen.

6.4. Ulykkeslast

Last konstruksjonen kan blir utsatt for ved unormale hendelser, ulykkestilfeller eller ved uriktig bruk av konstruksjonens formål. Ulykkeslast kan etter punkt 2.7.1.1 ref.(1) være:

- Påkjøringslast fra kjøretøy
- Påseilingslast fra skipsfartøy
- Eksplosjon
- Brann
- Skred

- Last fra fallende gjenstander

Det som i vårt tilfelle vil være aktuelt er eksplosjon og brann ved en eventuell kollisjon av kjøretøy på selve brubanen. Å basere risikoen for ulykkeslast på sannsynlighetsberegninger er vanligvis ingen god løsning. Der det derimot gjøres skal sannsynligheten for hendelser det sees bort ikke overskride 10^{-4} .

Velger i denne rapporten å se bort ifra ulykkeslast.

6.5 Lastkombinasjon – Lang tid

For hver grensetilstand er det angitt hvilke lastkombinasjoner som skal undersøkes. Den ugunstigste lastkombinasjonen av lastvirkningene er dimensjonerende ref.(1) 4.3.2.1.1.

Ved bestemmelse av lastfaktorene er det tatt hensyn til ref.(1) 4.3.2.1.2:

- Sannsynligheten for at en last avviker fra karakteristisk verdi
- Redusert sannsynlighet for at alle laster som inngår i en lastvirkning vil oppnå sin karakteristiske verdi samtidig.
- Unøyaktighet ved utregning av lastvirkning, i den utstrekning den kan være uavhengig av dimensjoneringstoleranse og konstruksjonsmateriale.

Denne rapporten tar for seg bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand.

6.5.1. Bruddgrensetilstand – Lang tid

Kontrollerer at det ikke oppstår brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen.

Ugunstigste kombinasjon av likning 6.9b), 6.10a) og 6.10b) fra avsnitt 6.4.3.2 ref.(9) danner grunnlaget for dimensjonering:

$$E_d = E\{\gamma_{G,j}G_{k,j}; \gamma_p P; \gamma_{Q,1}Q_{k,1}; \gamma_{Q,i}\Psi_{0,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad 6.9b)$$

En kombinasjon av lastene i klammene kan uttrykkes som den minst gunstige av:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.10b)$$

Lastkombinasjon	Likn 6.10a)			Likn 6.10b)		
	5 100	5 101	-	5 102	5 103	5 104
Ugunstige	Trafikk	Vind	Temperatur	Trafikk	Vind	Temperatur
Egenvekt +superegenvekt	1,0/1,35	1,0/1,35	1,0/1,35	1,0 eller 0,89*1,35 =1,20	1,0 eller 0,89*1,35 =1,20	1,0 eller 0,89*1,35 =1,20
Forspenning	0,9/1,1	0,9/1,1	0,9/1,1	0,9/1,1	0,9/1,1	0,9/1,1
Trafikk	0,7*1,35 =0,945	-	0,7*1,35 =0,945	1,35	-	0,7*1,35 =0,945
Vind	0,7*1,6 =1,12	0,7*1,6 =1,12	0,7*1,6 =1,12	0,7*1,6 =1,12	1,6	0,7*1,6 =1,12
Temperatur	0,7*1,2 =0,84	0,7*1,2 =0,84	0,7*1,2 =0,84	0,7*1,2 =0,84	0,7*1,2 =0,84	1,2
Kryp og svinn	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabell 6.9 Partialfaktorer for lastkombinasjonene i likn 6.10a) og 610b) bruddgrensetilstand.

Over er en oppsummering av hvilke lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer som inngår lastkombinasjonene for bruddgrensetilstanden. «Slash» betyr at den verste lastfaktoren skal benyttes. Lastfaktorene, γ -verdiene, for forspenning er hentet fra avsnitt NA.2.4.2.2 ref.(2), mens de resterende fra avsnitt NA.A2.4(B) ref.(9). Kombinasjonsfaktorene, Ψ , og reduksjonsfaktoren, ξ , er spesifisert i tabell NA.A2.1 ref.(9).

For permanent last og forspenning er den ugunstige lastfaktoren som blir gjeldende. I følge tabell NA.A2.1 ref.(9) skal temperaturlast inkluderes i alle lastkombinasjoner så langt den har en ugunstig virkning.

Likning 6.10a) med temperatur som ugunstigste lastvirkning gir de samme partialfaktorene som lastkombinasjon 5100. For kontroll av byggefasene vil det selvfølgelig ikke være noen trafikklast eller superegenvekt. Lastene fra egenvekt, forspenning, svinn og kryp må også tilpasses hver byggefase. Bortsett fra det vil belastningene fra vind og temperatur være den samme.

6.5.2 Bruksgrensetilstand – Lang tid

Kontrollerer at dimensjonerende grenseverdi for brukbarhetskriteriene ikke overskrides.

Lastkombinasjonene i bruksgrensetilstand etter punkt 6.5.3 (2) ref.(9):

- a) Karakteristisk kombinasjon:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \Psi_{0,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

Der kombinasjonen av lastene i klammern kan uttrykkes:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- b) Ofte forekommende kombinasjon:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \gamma_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

Der kombinasjonen av lastene i klammen kan uttrykkes:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\Psi_{1,1} Q_{k,1}" + "\sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

c) Kvasi-permanent kombinasjon:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \Psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

Der kombinasjonen av lastene i klammen kan uttrykkes:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Lastkombinasjon	Karakteristisk Ψ_0			Ofte forekommende Ψ_1 / Ψ_2		
	5 200	5 201	5 202	5 203	5 204	5 205
Ugunstige	Trafikk	Vind	Temperatur	Trafikk	Vind	Temperatur
Egenvekt+superegenvekt	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Forspenning	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Trafikk	1,0	-	0,7	0,7	-	0,5
Vind	0,7	1,0	0,7	0,5	0,6	0,5
Temperatur	0,7	0,7	1,0	0,5	0,5	0,6
Kryp og svinn	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabell 6.10 Partialfaktorer for lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand del 1.

Lastkombinasjon	Kvasi-permanent Ψ_2			Sjeldent forekommende Ψ_{1infq} / Ψ_1		
	5206	5207	-	5 208	5 209	5 210
Ugunstige	Trafikk	Vind	Temperatur	Trafikk	Vind	Temperatur
Egenvekt+superegenvekt	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Forspenning	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Trafikk	0,5	-	0,5	0,8	-	0,7
Vind	0,5	0,5	0,5	0,6	0,8	0,6
Temperatur	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,8
Kryp og svinn	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabell 6.11 Partialfaktorer for lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand del 2.

Kombinasjonsfaktorene, Ψ , er spesifisert i tabell NA.A2.1 ref.(9). For kontroll av rissvidde skal det i lastkombinasjonen kvasi-permanent brukes kombinasjonsfaktor 0,5. For samme lastkombinasjon og beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper kan kombinasjonsfaktorene 0 og 0,2 brukes. Kontroll av rissvidde skal etter kap.8.3 og tabell 8.4 gjennomføres etter lastkombinasjonen: ofte forekommende. Velger derfor å bruke 0,5 i lastkombinasjonen kvasi-permanent.

Kvasi-permanent lastkombiansjon med temperatur som ugunstigste lastvirkning har de samme partialfaktorene som lastkombinasjon 5206. For kontroll av byggefasene gjelder de samme bemerkningene til last og lastkombinasjon som spesifisert i kapitel 5.5.1.

7. Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand beskriver en kapasitet knyttet til en spesifikk grensetilstand. En grensetilstand er definert som en tilstand hvor et konstruksjonselement eller hele konstruksjonen er uegnet eller ikke lenger tilfredsstillende visse krav. For bruddgrensetilstand er denne kapasiteten knyttet til sjansen for at det skal oppstå brudd eller kollaps. Eksempler på bruddgrensetilstander kan være:

- Dannelse av mekanisme
- Store uelastiske deformasjoner
- Materialbrudd
- Instabilitet og knekking
- Glidning

Kontroll av bruddgrensetilstand består normalt av å kontrollere enkeltelementene for flyt samt kollaps av hele konstruksjonen selv om dette ofte er hendelser som sammenfaller.

Ved dimensjonering av et tverrsnitt ønskes det at et brudd eller en kollaps skal være duktilt. Det vil si at armeringen flyter før det oppstår trykkbrudd i betongen. I praksis oppnås dette ved et «underarmert» tverrsnittet, noe som også fører til full utnyttelse av armeringens fasthet.

Bruddgrensetilstand omfatter kapasitetsberegning for betong i stadium 3. Det vil si at betongen har ikke-lineære egenskaper for trykk og ingen strekkfasthet.

For Nøkleby bru er spennarmeringsmengden allerede valgt og legges til grunn for videre beregning.

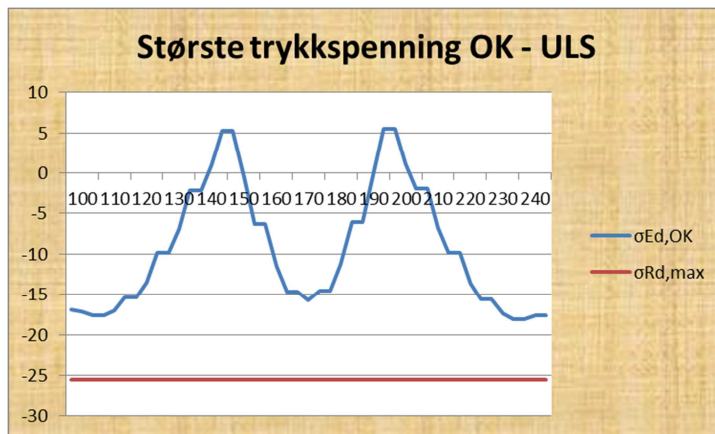
7.1 Spenningskontroll

Maksimal trykkspenningskapasitet for betong med trykkspenning eller uten strekkspenning i tverretning kan beregnes etter avsnitt 6.5.2 ref.(2):

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{45}{1,5} = 25,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} = 25,5 \text{ MPa}$$

Spenningene er hentet fra NovaFrame for verste dimensjonerende lastkombinasjon for bruddgrensetilstand etter lang tid:

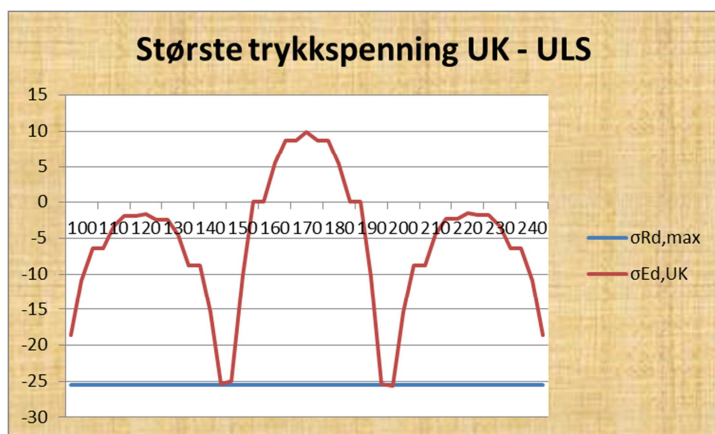


Figur 7.1 Største trykkspenning i OK av bruoverbygning i ULS.

Største trykkspenning i OK for Nøkleby bru oppstår i element 240(0,0) ved høyre bruende:

$$\sigma_{Ed} = 18,07 \text{ MPa} < \sigma_{Rd,max} \rightarrow OK$$

Trykkspenningens kapasiteten i OK for Nøkleby bru er tilfredsstillt langs hele brubanen se figur 7.1.



Figur 7.2 Største trykkspenning i UK av bruoverbygning i ULS.

Største trykkspenning i UK for Nøkleby bru oppstår i element 200(0,0) over søyle 2:

$$\sigma_{Ed} = 25,69 \text{ MPa} < \sigma_{Rd,max} \rightarrow IKKE OK$$

Trykkspenningens kapasiteten i UK for Nøkleby bru overskrides over søylene se figur 7.2. De store trykkspenningene opptrer over oppleggspunkt grunnet store momenter. Bruen er dimensjonert etter NS3472 og etter overgangen til Eurokode 2 har det skjedd forandringer i lastdimensjonering. Spenningsene over er beregnet etter Eurokode 2 og er dermed litt større enn de ville vært ved dimensjonering etter NS3473.

7.2 Bøyemoment

Dimensjonering og kontroll av bøyemoment der plane snitt forblir tilnærmet plane også etter belastning kan gjøres etter avsnitt 6.1 ref.(2). Der hvor dette ikke er tilfelle bør det dimensjoneres etter stavmodellmetoden.

Følgende forutsetninger for momentkapasiteten for armerte eller forspente konstruksjoner gjelder for dimensjonering etter avsnitt 6.1 ref.(2):

- Plane tverrsnitt forblir plane
- Tøyningen i armering eller spennkabler med heft, uavhengig om de er i strekk eller under trykk, er den samme som for betongen omkring
- Det ses bort fra betongens strekkfasthet
- Spenningen i betongen under trykk er utledet fra dimensjonerende spenningstøyningssammenheng gitt i 3.1.7 ref.(2)
- Spenningen i armeringsstål og spennstål er utledet fra de dimensjonerende kurvene i 3.2.8 ref.(2) (figur 3.8) og 3.3 ref.(2) (figur 3.10)
- Den initielle tøyningen i spennkablene legges til grunn ved bestemmelse av spenningen i spennkablene

De to vanligste metodene for dimensjonering eller kontroll av bøyemoment i bruddgrensetilstand er:

- Metode 1: Spennkraften betraktes som ytra last. Vanligvis brukt for bruddgrenseberegninger i oppspenningstilstand når spennarmeringen ligger i tverrsnittets trykksone. Dimensjonering skjer ved hjelp av M-N diagrammer.
- Metode 2. Spennkraften betraktes som indre motstand. Vanligvis brukt når spennarmeringen ligger i strekksone. Det vil si når tverrsnittet er belastet av momenter fra egenlast og nyttelast i tillegg til spennkraft.

Velger å betrakte forspenningskraften som indre motstand og dimensjonerer overbygningstverrsnittet for de maksimale momentene langs brubanen; støttemoment over søyle og feltmoment i midtspenn og sidespenn.

Som utgangspunkt er det antatt bøylearmering og hovedarmering med diameter på henholdsvis 20 mm og 32 mm. Ved montering av slakkarmering til bøyler vil armeringen «bygge». Tar hensyn til det ved å multiplisere diameteren med 1,5 ved utregning av effektiv tverrsnittshøyde.

7.2.1 Bøyemoment over søyle

Forenkler brutverrsnittet til en bjelke med konstant tverrsnitt med rett over- og underside. Bruker full høyde og minste bredde i underkant. Forenklet tverrsnitt med konstant bredde av trykksone i underkant er konservativt og vil ha liten betydning for trykksoneens kapasitet. Støttemoment er hentet fra NovaFrame for verste dimensjonerende lastkombinasjon for bruddgrensetilstand etter lang tid. Største moment på oversiden opptrer over søyle 2 ved element 150(0,0). Spennarmeringen ligger i strekksone i overkant av tverrsnittet og momentkapasiteten blir:

Inndata

$$M_{Ed, støtte} = 38\,624 \text{ kNm}$$

Støttemoment over søyle

$$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

Betongens midlere strekkfasthet

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

Karakteristisk trykkfasthet

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{45}{1,5} = 25,5 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Karakteristisk flytegrense for slakkarmering

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende flytegrense for slakkarmering

$$f_{p0,1k} = 1670 \text{ MPa}$$

Karakteristisk 0,1%-flytegrense for spennarmering

$$f_{p0,1d} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1670}{1,15} = 1\,450 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende 0,1%-flytegrense for spennarmering

$$A_s = \pi \times \frac{\phi_s^2}{4} = 804,2 \text{ mm}^2$$

Slakkarmeringsareal pr stang

$$A_p = 2\,660 \text{ mm}^2/\text{kabel}$$

Spennarmeringsareal pr kabel

$$c_{min,s} = 70 \text{ mm}$$

Overdekning for slakkarmering

$$\phi_s = 32 \text{ mm}$$

Diameter på slakkarmering

$$\phi_p = \sqrt{\frac{4 \times A_p}{\pi}} = 58,20 \text{ mm}$$

Diameter på spennarmering

$$\phi_b = 20 \text{ mm}$$

Bøylediameter

$$\text{Helning} = 6,6\% = 0,066 \times 45^\circ = 2,97^\circ$$

Helning OK og UK tverrsnitt

$$b = \frac{2 \times 1650}{\cos(2,97)} = 3\,304 \text{ mm}$$

Minste tverrsnittsbredde

$$h = 1\,250 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde

Utdata

$$A_{s,OK} = 20 \times A_s = 16\,085 \text{ mm}^2$$

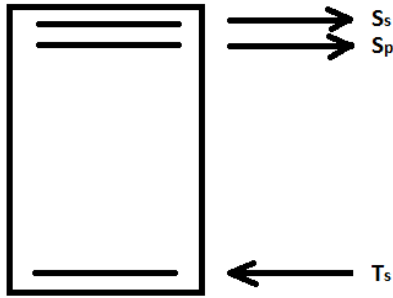
Velger strekkarmeringsareal i overkant

$$A_{s,UK} = 5 \times A_s = 4\,021 \text{ mm}^2$$

Velger trykkarmeringsareal i underkant

$$A_p = 8 \times A_p = 21\,280 \text{ mm}^2$$

Totalt spennarmeringsareal i overkant



Figur 7.3 Armeringskrefter for momentkapasitet over søyle.

Kraft i armering:

$$S_{s,OK} = f_{yd} \times A_{s,OK} = 6\,993 \text{ kN}$$

Strekraft i slakkarmering i overkant

$$S_{p,OK} = f_{p0,1d} \times A_p = 30\,902 \text{ kN}$$

Strekraft i spennarmering i overkant

$$T_{s,UK} = f_{yd} \times A_{s,UK} = 1\,748 \text{ kN}$$

Trykkraft i slakkarmering i underkant

Finner nødvendig trykkapasitet ved kraftlikevekt:

$$T_{c,UK} = S_{p,OK} + S_{s,OK} - T_{s,UK} = 36\,147 \text{ kN}$$

Trykkraft i betongen i underkant

Finner betongtrykksonen:

$$\alpha d = \frac{T_{c,UK}}{0,8 \times f_{cd} \times b} = 536,2 \text{ mm}$$

$$d_s = h - C_{min,s} - \varnothing_b - \frac{1,5 \times \varnothing_s}{2} = 1136 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde fra UK

$$d_p = h - 200 = 1\,050 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde fra UK, K413 vedlegg

$$\text{Bør være mindre enn } d_s - 0,5 \times \varnothing_s - \frac{1,5 \times \varnothing_p}{2} = 1\,076 \text{ mm} \rightarrow OK$$

$$d_{gj.snitt.} = \frac{S_{s,OK} \times d_s + S_{p,OK} \times d_p}{T_{s,UK} + S_{p,OK}} = 1\,066 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$\alpha = \frac{\alpha d}{d_{gj.snitt.}} = 0,5030$$

Trykksonehøydefaktor

Dette gir følgende momentkapasitet:

$$h' = d_s - C_{min,s} - \varnothing_b - \frac{1,5 \times \varnothing_s}{2} = 1\,022 \text{ mm}$$

Indre momentarm for trykkarm.

$$M_{Rd,støtte} = 0,8 \times \alpha(1 - 0,4\alpha) \times f_{cd} \times b \times d_{gj.snitt.}^2 + T_{s,UK} \times h' = 32\,562 \text{ kNm}$$

Ettersom $M_{Ed,støtte} > M_{Rd,støtte}$ må tverrsnittet tilleggsarmeres. Både på strekk- og trykksiden:

$$h'_{tillegg} = d_{gj.snitt.} - C_{min,s} - \varnothing_b - \frac{1,5 \times \varnothing_s}{2} = 951,9 \text{ mm}$$

$$\Delta M_{Ed,støtte} = M_{Ed,støtte} - M_{Rd,støtte} = 6\,065 \text{ kNm}$$

$$A'_s = \frac{\Delta M_{Ed, støtte}}{f_{yd} \times h'_{tillegg}} = 14\,655 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A'_s}{A_s} = 18,22 \text{ stk} \rightarrow \text{velger } \text{\AA} \text{ tilleggsarmere med } 19 \text{ stk } \text{\O}32 \text{ i b\AA}de \text{ over – og underkant}$$

$$A'_s = 19 \times A_s = 15\,281 \text{ mm}^2$$

Kontrollerer mot minimumsarmeringen i trykksonen etter 9.2.1 ref.(2)

$$A_{s,min,UK} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d_{gj.snitt.} = 6\,960 \text{ mm}^2 \quad \text{Minste lengdearmeringsareal}$$

$$\text{Blir ikke bestemmende da } A_{s,UK,totalt} = A_{s,UK} + A'_s = 19\,302 \text{ mm}^2 > A_{s,min,UK}$$

Kontrollerer momentkapasiteten med tilleggsarmering:

$$A_{s,OK,totalt} = A_{s,OK} + A'_s = 31\,366 \text{ mm}^2$$

$$S_{s,OK} = f_{yd} \times A_{s,OK,totalt} = 13\,637 \text{ kN} \quad \text{Endelig strekkraft i slakkarmering i overkant}$$

$$S_{p,OK} = f_{p0,1d} \times A_p = 30\,902 \text{ kN} \quad \text{Uforandret strekkraft i spennarmering i overkant}$$

$$T_{s,UK} = f_{yd} \times A_{s,UK,totalt} = 8\,392 \text{ kN} \quad \text{Endelig trykkraft i slakkarmering i underkant}$$

Finner n\o}dvendig trykkapasitet ved kraftlikevekt:

$$T_{c,UK} = S_{p,OK} + S_{s,OK} - T_{s,UK} = 36\,147 \text{ kN} \quad \text{Uforandret trykkraft i betongen i underkant}$$

Hvis tilleggsarmeringen legges i et lag innenfor hovedarmeringen vil det gi en liten forskjell i effektiv tverrsnittsh\o}yde for slakkarmeringen. Her er det nok plass s\AA} d_s og d_{spenn} blir identisk med tidligere. Finner gjennomsnittlig effektiv tverrsnittsh\o}yde:

$$d_{gj.snitt.} = \frac{S_{s,OK} \times d_s + S_{p,OK} \times d_p}{T_{s,UK} + S_{p,OK}} = 1\,076 \text{ mm} \quad \text{Effektiv tverrsnittsh\o}yde$$

$$\alpha = \frac{\alpha d}{d_{gj.snitt.}} = 0,4982 \quad \text{Trykksoneh\o}ydefaktor$$

Dette gir f\o}lgende momentkapasitet:

$$h' = d_s - c_{min,s} - \phi_b - \frac{1,5 \times \phi_s}{2} = 1\,022 \text{ mm} \quad \text{Indre momentarm for trykkarm.}$$

$$M_{Rd, støtte} = 0,8 \times \alpha (1 - 0,4\alpha) \times f_{cd} \times b \times d_{gj.snitt.}^2 + T_{s,UK} \times h' = 39\,730 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed, støtte} < M_{Rd, støtte} \rightarrow \text{OK}$$

Med 39\text{\O}32 i overkant og 24\text{\O}32 i underkant blir momentkapasiteten over s\o}ylen tilfredsstillende.

7.2.2 B\o}yemoment i midtspenn

Spennarmeringen ligger i strekksonen i underkant og trykksonen befinner seg i overkant av tverrsnitt. Effektiv flensbredde er hele flensbredden se kap.4.2.1. Forenkler ogs\AA} her med rett over- og underside og konstant bredde av strekksonen lik minste bredde i underkant. Feltmomentet er hentet fra NovaFrame for verste dimensjonerende lastkombinasjon for

bruddgrensetilstand etter lang tid. Største moment på undersiden opptrer i midten av midtspennet ved element 170(0,5). Kontrollerer da momentkapasiteten etter:

Inndata

$$M_{Ed, \text{midtspenn}} = 35\,906 \text{ kN}$$

Feltmoment i midtspenn

$$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

Betongens midlere strekkfasthet

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Karakteristisk flytegrense for slakkarmering

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende flytegrense for slakkarmering

$$f_{p0,1k} = 1670 \text{ MPa}$$

Karakteristisk 0,1%-flytegrense for spennarmering

$$f_{p0,1d} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1670}{1,15} = 1\,450 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende 0,1%-flytegrense for spennarmering

$$A_s = \pi \times \frac{\phi^2}{4} = 804,2 \text{ mm}^2$$

Slakkarmeringsareal pr stang

$$A_p = 2\,660 \text{ mm}^2 / \text{kabel}$$

Spennarmeringsareal pr kabel

$$c_{\text{min},s} = 70 \text{ mm}$$

Overdekning for slakkarmering

$$\phi_s = 32 \text{ mm}$$

Diameter på slakkarmering

$$\phi_p = \sqrt{\frac{4 \times A_p}{\pi}} = 58,20 \text{ mm}$$

Diameter på spennarmering

$$\phi_b = 20 \text{ mm}$$

Bøylediameter

$$\text{Helning} = 6,6\% = 0,066 \times 45^\circ = 2,97^\circ$$

Helning OK og UK tverrsnitt

$$b_{\text{flens}} = \frac{2 \times 5300}{\cos(2,97)} = 10\,614 \text{ mm}$$

Effektiv flensbredde

$$h = 1\,250 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde

$$a = 160 \text{ mm}$$

Avstand fra UK til spennarmering, K413 i vedlegg.

Utdata

$$A_{s,OK} = 30 \times A_s = 24\,127 \text{ mm}^2$$

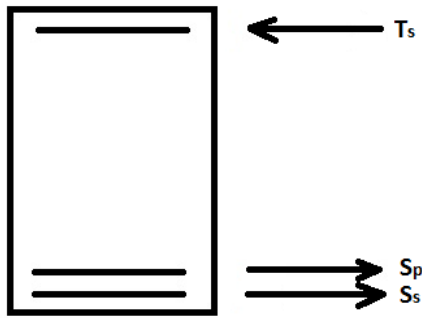
Velger trykkarmeringsareal i overkant

$$A_{s,UK} = 20 \times A_s = 16\,085 \text{ mm}^2$$

Velger strekkarmeringsareal i underkant

$$A_p = 8 \times A_p = 21\,280 \text{ mm}^2$$

Totalt spennarmeringsareal i overkant



Figur 7.4 Armeringskrefter for momentkapasitet i midtspenn.

Kraft i armering:

$$S_{s,UK} = f_{yd} \times A_{s,UK} = 6\,993 \text{ kN}$$

Strekraft i slakkarmering i underkant

$$S_{p,UK} = f_{p0,1d} \times A_p = 30\,902 \text{ kN}$$

Strekraft i spennarmering i underkant

$$T_{s,OK} = f_{yd} \times A_{s,OK} = 10\,490 \text{ kN}$$

Trykkraft i slakkarmering i overkant

Finner nødvendig trykkapasitet ved kraftlikevekt:

$$T_{c,OK} = S_{p,UK} + S_{s,UK} - T_{s,OK} = 27\,406 \text{ kN}$$

Trykkraft i betongen i underkant

Finner betongtrykksone:

$$\alpha d = \frac{T_{c,OK}}{0,8 \times f_{cd} \times b_{flens}} = 126,6 \text{ mm}$$

Trykksone ligger i overkant av flensen.

$$d_s = h - C_{min,s} - \phi_b - \frac{1,5 \times \phi_s}{2} = 1\,136 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde fra OK

$$d_p = h - a = 1\,090 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde fra OK

$$\text{Bør være mindre enn } d_s - 0,5 \times \phi_s - \frac{1,5 \times \phi_p}{2} = 1\,076 \text{ mm} \rightarrow \text{IKKE OK}$$

Har antatt at armeringsjernene ved montering «bygger» med en faktor på 1,5. Dette kan være litt høyt. Ved utregning uten at de «bygger» bør spennarmeringen ligge innenfor 1099 mm. Velger derfor å fortsette med d_p som angitt over og i tegning K413 se vedlegg.

$$d_{gj.snitt} = \frac{S_{s,UK} \times d_s + S_{p,UK} \times d_p}{S_{s,UK} + S_{p,UK}} = 1\,098 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$\alpha = \frac{\alpha d}{d_{gj.snitt}} = 0,1152$$

Trykksonehøydefaktor

Dette gir følgende momentkapasitet:

$$h' = d_{gj.snitt} - C_{min,s} - \phi_b - \frac{1,5 \times \phi_s}{2} = 964,8 \text{ mm}$$

Indre momentarm for trykkarm.

$$M_{Rd,midtspenn} = 0,8 \times \alpha(1 - 0,4\alpha) \times f_{cd} \times d \times d_{gj.snitt}^2 + T_{s,OK} \times h' = 38\,839 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,midtspenn} < M_{Rd,midtspenn} \rightarrow \text{OK}$$

Sjekker minimumsarmeringen i trykksonen etter 9.2.1 ref.(2)

$$A_{s,min,OK} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_{flens} \times d_{gj.snitt.} = 23\,039 \text{ mm}^2 \quad \text{Minste lengdearmeringsareal}$$

$$A_{s,min,OK} < A_{s,OK} \rightarrow OK$$

Med 30Ø32 i overkant og 20Ø32 i underkant blir momentkapasiteten i midtspennet tilfredsstillende.

7.2.3 Bøyemoment i sidespenn

Største bøyemoment i sidespennet oppstår i bruendene hvor spennarmeringen er plassert i tverrsnittets tyngdepunkt. Spennarmeringen vil derfor ikke bidra til tverrsnittets momentkapasitet. Tverrsnittets trykksone er i overkant og noe redusert da det ikke er tillatt å utnytte hele flensbredden se kap.4.2.1. Forenkler tverrsnittet til et T-tverrsnitt med konstant tykkelse av flens og steg. Setter flensens tykkelse lik gjennomsnittlig flenstykkelse og stegbredde lik bredde i UK. Velger å øke armeringsdiameteren til 40 mm for å redusere antall armeringsstenger. Momentkapasiteten til T-tverrsnittet bestemmes:

Inndata

$$M_{Ed,sidespenn} = 49\,527 \text{ kN}$$

Moment i sidespenn

$$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

Betongens midlere strekkfasthet

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

Karakteristisk trykkfasthet

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{45}{1,5} = 25,5 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Karakteristisk flytegrense for slakkarmering

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende flytegrense for slakkarmering

$$A_s = \pi \times \frac{\phi_s^2}{4} = 1\,257 \text{ mm}^2$$

Slakkarmeringsareal pr stang

$$C_{min,s} = 70 \text{ mm}$$

Overdekning for slakkarmering

$$\phi_s = 40 \text{ mm}$$

Diameter på slakkarmering

$$\phi_b = 20 \text{ mm}$$

Bøylediameter

$$\text{Helning} = 6,6\% = 0,066 \times 45^\circ = 2,97^\circ$$

Helning OK og UK tverrsnitt

$$b_{eff,flens} = 10\,388 \text{ mm}$$

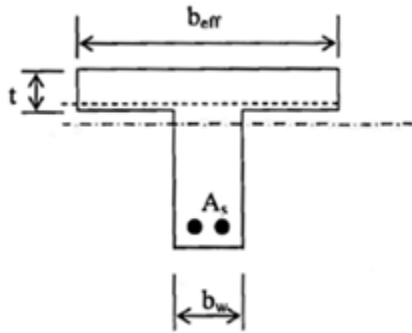
Effektiv flensbredde

$$t = \frac{250+350}{2} = 300 \text{ mm}$$

Flenstykkelse

$$h = 1\,250 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde



Figur 7.5 Forenklet tverrsnitt i sidespenn, ref.(10) figur 4.11.

Utdata

$$d_s = h - C_{min,s} - \phi_b - \frac{1,5 \times \phi_s}{2} = 1\,100\text{ mm} \quad \text{Effektiv tverrsnittshøyde fra OK}$$

Bestemmer armeringsmengden ved momentlikevekt om flensens midtpunkt:

$$A_{s,n\ddot{o}dv} = \frac{M_{Ed,sidespenn}}{f_{yd} \times \left(d - \frac{t}{2}\right)} = 119\,908\text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s,n\ddot{o}dv}}{A_s} = 95,42\text{ stk} \rightarrow \text{velger da } 96\phi 40 \text{ i underkant.}$$

Trykksoneens kapasitet for T-tverrsnitt med $t < 0,33d$:

$$M_{cd} = f_{cd} \times b_{eff,flens} \times t \times \left(d - \frac{t}{2}\right) = 75\,495\text{ kNm}$$

$$M_{Ed,sidespenn} < M_{cd} \rightarrow OK$$

Nødvendig minimumsarmeringen i trykksonen blir 9.2.1 ref.(2):

$$A_{s,min,OK} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 22\,579\text{ mm}^2 \quad \text{Minste lengdearmeringsareal}$$

$$n = \frac{A_{s,min,OK}}{\pi \times \frac{32^2}{4}} = 28,08 \rightarrow \text{velgar da } 29\phi 32 \text{ som trykkarmering i overkant}$$

Bidrag fra trykkarmering til kapasitet av trykksonen:

$$A_{s,OK} = 29 \times \pi \times \frac{32^2}{4} = 23\,323\text{ mm}^2$$

$$T_{s,OK} = f_{yd} \times A_{s,OK} = 10\,141\text{ kN}$$

Trykkraft i slakkarmering i overkant

$$h' = d_s - C_{min,s} - \phi_b - \frac{1,5 \times \phi_s}{2} = 986,0\text{ mm}$$

Indre momentarm for trykkarm.

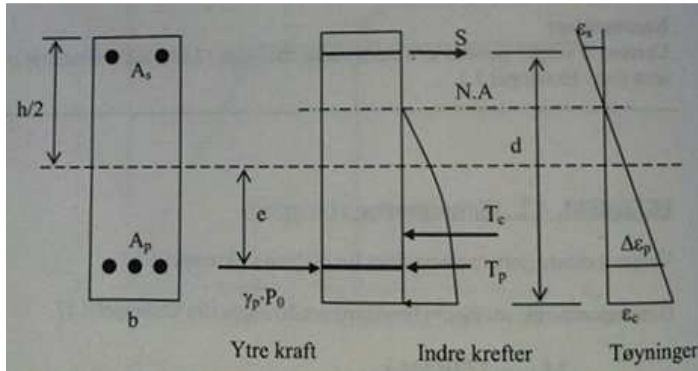
$$M_{Rd,sidespenn} = M_{cd} + T_{s,OK} \times h' = 85\,493\text{ kNm}$$

Med $96\phi 40$ i underkant og $29\phi 32$ i overkant blir momentkapasiteten i sidespennet tilfredsstillende. Blir mye armering i bunn av tverrsnittet, men legges i lag.

7.3 Kontroll av oppspenningstilstanden

I tidligfase uten andre laster ligger spennarmeringen i tverrsnittets trykksone og i oppspenningstilstanden velges det å betrakte spennarmeringen som ytre last.

Tverrsnittetskapasitet kontrolleres normalt ved å produsere et M-N diagram. Dette lages ved å beregne et par punkter på kapasitetskurven som utgjør tverrsnittets kapasitet for samtidig virkende moment og aksialkraft. Punktene beregnes etter 7.1.4. ref.(10):



Figur 7.6 Oppspenningstilstand.

Antar oppspenning etter 7 døgn og maksimal oppspenning finnes etter avsnitt 5.10.3 ref.(2). Betongens karakteristiske fasthet er regnet ut i kap.6.3.2.

Dimensjonerer for maksimal moment og maksimal aksialkraft. Dette er konservativt da de ikke vil opptre i samme snitt. Maksimal aksialkraft vil være i aktiv ende av spennarmeringen og reduseres langs spennarmeringen på grunn av friksjon se kap.6.3.1.1. Maksimalt moment er i snittet med størst eksentrisitet mellom spennarmering og tverrsnittets midtakse. Altså i senter av midtspennet se tegning K413 i vedlegg.

Etter kap.7.2.2 er det 30Ø32 i overkant som i oppspenningsfasen blir strekksonen og bøyer med diameter 20 mm. Velger å se bort i fra armeringen i underkant som ville gitt økt trykkapasitet for ikke å komplisere beregningene unødvendig.

Inndata

$$f_{ck}(t = 7) = 33,28 \text{ MPa}$$

Karakteristisk trykkfasthet

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}(t=7)}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{33,28}{1,5} = 18,86 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Karakteristisk flytegrense for slakkarmering

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende flytegrense for slakkarmering

$$f_{p0,1k} = 1670 \text{ MPa}$$

Karakteristisk 0,1%-flytegrense for spennarmering

$$f_{p0,1d} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1670}{1,15} = 1452 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende 0,1%-flytegrense for spennarmering

$E_p = 195\,000\text{ MPa}$	Elastisitetsmodul
$E_s = 200\,000\text{ MPa}$	Elastisitetsmodul
$\varepsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3}$	Tøyningsgrense for trykk i betong
$\varepsilon_{yk} = \frac{f_{yk}}{E_s} = 2,5 \times 10^{-3}$	Karakteristisk tøyningsgrense for slakkarm.
$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 2,174 \times 10^{-3}$	Dimensjonerende tøyningsgrense for slakkarm.
$A_c = 7\,065\,000\text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal
$A_{s,OK} = 30 \times \pi \times \frac{\phi_s^2}{4} = 24\,127\text{ mm}^2$	Slakkarmeringsareal
$A_p = 21\,280\text{ mm}^2$	Spennarmeringsareal
$C_{min,s} = 70\text{ mm}$	Overdekning
$\phi_s = 32\text{ mm}$	Diameter på slakkarmering
$\phi_p = \sqrt{\frac{4 \times A_p}{\pi}} = 58,20\text{ mm}$	Diameter på spennarmering
$\phi_b = 20\text{ mm}$	Bøylediameter
$\gamma = 1,1$	Lastfaktor NA.2.4.2.2 ref.(2)
$Helning = 6,6\% = 0,066 \times 45^\circ = 2,97^\circ$	Helning OK og UK tverrsnitt
$b_{bunn,minste} = \frac{1650}{\cos(2,97)} = 3\,304\text{ mm}$	Minste tverrsnittsbredde
$h = 1\,250\text{ mm}$	Tverrsnittshøyde
$t_p = 477,3\text{ mm}$	Avstand fra OK til tyngdepunkt
$a = 160\text{ mm}$	Avstand fra UK til spennarm. K413 vedlegg
$e = h - t_p - a = 612,7\text{ mm}$	Avstand fra spenn.arm i UK til t_p

Utdata

Dimensjonerende aksialkraft og moment:

$\sigma_0 = \min(0,75 \times f_{pk}; 0,85 \times f_{p0,1k}) = 1395\text{ MPa}$	Maksimal oppspenning etter låsetap 5.10.3 ref.(2)
$P_0 = \sigma_0 \times A_p = 29\,686\text{ kN}$	Initiell oppspenningskraft etter umidellerbare tap
$N_{ed} = \gamma_p \times P_0 = 1,1 \times P_0 = 32\,654\text{ kN}$	Dimensjonerende ytre aksialkraft
$M_{ed} = P_0 \times e = 20\,007\text{ kN}$	Dimensjonerende moment
$d_s = h - C_{min,s} - \phi_b - \frac{1,5 \times \phi_s}{2} = 1\,136\text{ mm}$	Effektiv tverrsnittshøyde fra UK

Punkter (tøyningstilstander) på kapasitetskurven som danner M-N diagrammet:

- Rent trykk, $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_p = \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}}{2} = 1,75 \times 10^{-3}$:

$$d_1 = t_p - C_{min,s} - \varnothing_b - \frac{1,5 \times \varnothing_s}{2} = 363,3 \text{ mm} \quad \text{Avstand fra slakkarm i OK til } t_p$$

$$T_c = f_{cd} \times A_c = 133\,237 \text{ kN} \quad \text{Trykkraft i betong}$$

$$T_p = \gamma \times \varepsilon_p \times E_p \times A_p = 7\,988 \text{ kN} \quad \text{Trykkraft i spennarm. i UK}$$

$$T_s = \gamma \times \varepsilon_s \times E_s \times A_s = 9\,289 \text{ kN} \quad \text{Trykkraft i slakkarm. i OK}$$

$$N_1 = T_c + T_p + T_s = 150\,514 \text{ kN} \quad \text{Aksialkraftkapasitet 1}$$

$$M_1 = T_p \times e - T_s \times d_1 = 1\,519 \text{ kNm} \quad \text{Momentkapasitet 1}$$

- Balansepunkt, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3}$ og $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd} = 2,17 \times 10^{-3}$:

$$\frac{\alpha d_s}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d_s}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}} \rightarrow \alpha = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}} = \frac{3,5}{2,174 + 3,5} = 0,6169 \rightarrow \alpha d_s = 700,8 \text{ mm}$$

$$\frac{\Delta \varepsilon_p}{\alpha d_s - a} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\alpha d_s} \rightarrow \Delta \varepsilon_p = \frac{(\alpha d_s - a) \varepsilon_{cu}}{\alpha d_s} = 2,701 \times 10^{-3}$$

$$T_c = 0,8 \times \alpha d_s \times b \times f_{cd} = 34\,935 \text{ kN} \quad \text{Trykkraft i betong}$$

$$T_p = \frac{\Delta \varepsilon_p \times E_p}{\gamma} \times A_p = 10\,189 \text{ kN} \quad \text{Trykkraft i spennarm.}$$

$$S_s = f_{yd} \times A_s = 10\,490 \text{ kN} \quad \text{Strekraft i slakkarm.}$$

$$N_2 = T_c + T_p - S_s = 34\,634 \text{ kN} \quad \text{Aksialkraftkapasitet 2}$$

$$M_2 = T_c((h - t_p) - 0,4 \times \alpha d) + T_p \times e + S_s \times d_1 = 22\,789 \text{ kNm} \quad \text{Momentkapasitet 2}$$

- Trykkbrudd og dobbel flyttøyning, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3}$ og $\varepsilon_s = 2 \times \varepsilon_{yk} = 5,0 \times 10^{-3}$:

$$\frac{\alpha d_s}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d_s}{\varepsilon_{cu} + 2 \times \varepsilon_{yk}} \rightarrow \alpha = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2 \times \varepsilon_{yk}} = \frac{3,5}{3,5 + 5,0} = 0,4118 \rightarrow \alpha d_s = 467,8 \text{ mm}$$

$$\frac{\Delta \varepsilon_p}{\alpha d_s - a} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\alpha d_s} \rightarrow \Delta \varepsilon_p = \frac{(\alpha d_s - a) \varepsilon_{cu}}{\alpha d_s} = 2,303 \times 10^{-3}$$

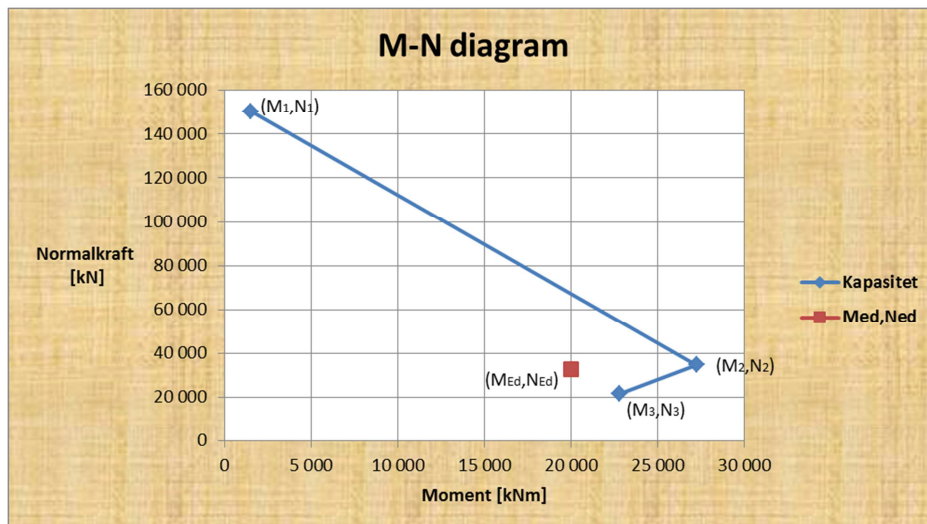
$$T_c = 0,8 \times \alpha d_s \times b \times f_{cd} = 23\,320 \text{ kN} \quad \text{Trykkraft i betong}$$

$$T_p = \frac{\Delta \varepsilon_p \times E_p}{\gamma} \times A_p = 8\,687 \text{ kN} \quad \text{Trykkraft i spennarm.}$$

$$S_s = f_{yd} \times A_s = 10\,490 \text{ kN} \quad \text{Strekraft i slakkarm.}$$

$$N_3 = T_c + T_p - S_s = 21\,517 \text{ kN} \quad \text{Aksialkraftkapasitet 3}$$

$$M_3 = T_c((h - t_p) - 0,4 \times \alpha d) + T_p \times e + S_s \times d_1 = 28\,996 \text{ kNm} \quad \text{Momentkapasitet 3}$$



Figur 7.7 M-N diagram brutverrsnitt.

Den aktuelle kombinasjonen av M_{Ed} og N_{Ed} faller innenfor kapasitetskurven og det kan ut fra figur 7.7 konkluderes med at kapasiteten for oppspenningstilstanden tilfredsstilles.

7.4 Skjærkraftkapasitet

Ved kontroll av skjærkraftkapasitet betraktes de ekvivalente kreftene fra forspenning som ytre laster og bidrar til lastvirkningene M_{Ed} , V_{Ed} og N_{Ed} . Disse lastvirkningene må være kjent for å kontrollere skjærkraftkapasiteten. M_{Ed} , V_{Ed} og N_{Ed} er hentet ut fra NovaFrame.

Dimensjonerende snitt for skjærkraft er ved bruendene og søylene.

Skjær- og normalkraft er hentet fra NovaFrame for verste dimensjonerende lastkombinasjon for bruddgrensetilstand etter lang tid. Største skjær- og aksialkraft opptrer i samme snitt over søyle 2. Skjærkraften ved element 200(0,0) og aksialstrekking ved element 190(1,0):

$$V_{Ed} = 8\,255\text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 37\,815\text{ kN}$$

For skjærkraft dimensjonering sjekkes det først om tverrsnittet har nok skjærkraftkapasitet uten skjærarmering. Hvis kapasiteten er større en påkjent skjærkraft er det ikke beregningsmessig behov for skjærarmering. Likevel kreves det en minste skjærarmering etter 9.2.2 ref.(2). Minste skjærarmering kan utelates i konstruksjoner hvor omfordeling av laster i tverretning er mulig og for konstruksjonsdeler som ikke i vesentlig grad bidrar til konstruksjonens totale bæreevne og stabilitet ref.(2) 6.2.1(4).

Hvis skjærkraftkapasiteten er mindre en opptredende skjærkraft må nødvendig skjærarmering bestemmes. Tilslutt kontrolleres skjærkraftkapasiteten mellom flens og steg.

For en konstruksjon med skjærarmeringer er skjærkraftkapasiteten etter avsnitt 6.2.1(2) ref.(2) gitt ved:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}$$

Hvor:

V_{ccd} = dimensjonerende verdi av skjærkraftkomponenten til kraften i trykksonen
i tilfeller med skrå trykkgurter.

V_{td} = dimensjonerende verdi av skjærkraftkomponenten til kraften i strekkarmeringen
i tilfeller med skrå strekkgurter.

7.4.1 Uten beregningsmessig behov for skjærarmering

Tverrsnittets skjærkapasitet kan beregnes etter 6.2.2 ref.(2):

Inndata

$V_{Ed} = 8\,255\,kn$	Dimensjonerende skjærkraft over søyle 2
$N_{Ed} = 37\,815\,kN$	Dimensjonerende aksialtrekk over søyle 2
$f_{ck} = 45\,MPa$	Karakteristisk trykkfasthet
$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{45}{1,5} = 25,5\,MPa$	Dimensjonerende trykkfasthet
$A_c = 7\,065\,000\,mm^2$	Tverrsnittsareal
$A_{sl} = 31 \times \pi \times \frac{\phi_s^2}{4} = 12\,272\,mm^2$	Strekkarmeringsareal over søyle 2, kap.7.2.1
$A_p = 21\,280\,mm^2$	Spennarmeringsareal
$C_{min,s} = 70\,mm$	Overdekning
$\phi_s = 32\,mm$	Diameter på slakkarmering
$\phi_b = 20\,mm$	Diameter på bøyle
$Helning = 6,6\% = 0,066 \times 45^\circ = 2,97^\circ$	Helning OK og UK tverrsnitt
$b_w = \frac{1650}{\cos(2,97)} = 3\,304\,mm$	Minste tverrsnittsbredde i UK
$h = 1250\,mm$	Tverrsnittshøyde

Utdata

$$d = h - C_{min,s} - \phi_b - \frac{1,5 \times \phi_s}{2} = 1\,136\,mm$$

Effektiv tverrsnittshøyde fra UK til $A_{s,OK}$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,420 \leq 2,0 \rightarrow OK$$

Ved armeringsforholdet over søyle er det kun strekkarmeringen over søylen som det skal tas hensyn til se figur 6.3 ref.(2):

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = 0,006642 \leq 0,2 \rightarrow OK$$

Armeringsforhold

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 5,352 \leq 0,2 \times f_{cd} = 5,1 \rightarrow \sigma_{cp} = 5,1$$

Antar at betingelsene for å sette k_2 lik 0,18 ikke er tilfredsstillt og setter $k_2=0,15$:

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = 0,1$$

NA.6.2.2(1)

$$k_1 = 0,3$$

For N_{ed} i strekk NA.6.2.2(1)

Etter 5.3.4.2.6 ref.(1) er det trykkfeil i formelen for v_{min} i NA:2008. Formel (6.3N) ref.(2) som er gjeldende:

$$v_{min} = 0,035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,3971$$

Med aksialkraft som strekk påvirker det skjærkraftkapasiteten negativt. Skjærkraftkapasiteten uten skjærarmering bestemmes da etter:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \times k(100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} - k_1 \times \sigma_{cp} \right] b_w \times d = 4\,090 \text{ kN}$$

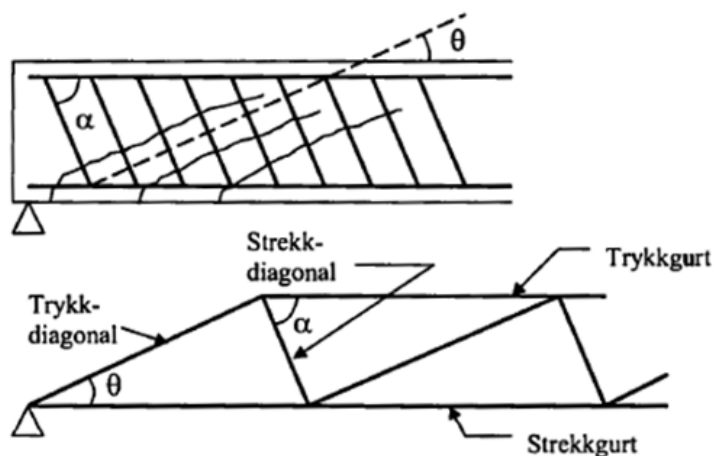
$$\text{med en minste verdi } (v_{min} - k_1 \times \sigma_{cp}) b_w \times d = 4\,252 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = 4\,252 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} > V_{Rd,c} \rightarrow \text{IKKE ok}$$

Har ikke tilstrekkelig skjærkraftkapasitet og må ha skjærarmering. Uten beregningsmessig behov for skjærarmering skal skjærtrykkfastheten etter 6.2.2(6) ref.(2) kontrolleres.

7.4.2 Med beregningsmessig behov for skjærarmering

Skjærkraftkapasitet med skjærarmering baserer seg på en indre fagverksmodell se figur 7.8. Fagverksmodellen er bygd opp av betongtrykkdiagonaler i vinkel θ , strekkstaver bestående av skjærarmering med vinkel α og slakkarmering som trykk- og strekkgurter. Vinklene θ og α er begge i forhold til konstruksjonens lengdeakse.



Figur 7.8 Indre fagverksmodell for skjærkraft, ref.(10) figur 4.20.

Betongtrykkdiagonalen må kontrolleres mot skjærtrykkkapasiteten $V_{Rd,max}$, mens skjærarmeringen kontrolleres mot skjærstrekkkapasiteten $V_{Rd,s}$. Tverrsnittets skjærkraftkapasitet blir den minste av $V_{Rd,max}$ og $V_{Rd,s}$.

Den vanlige beregningsmetoden er at skjærarmeringen bestemmes via skjærstrekkkapasiteten og at det kontrolleres at skjærtrykkkapasiteten ikke overskrides. Hvis den overskrides justeres vinkel θ og skjærarmeringen med den nye vinkelen bestemmes.

Velger vertikal skjærarmering og bestemmer skjærkraftkapasiteten etter avsnitt 6.2.3 ref.(2):

Inndata

$V_{Ed} = 8\,255\,kn$	Dimensjonerende skjærkraft over søyle 2
$N_{Ed} = 37\,815\,kN$	Dimensjonerende aksialstrekk over søyle 2
$f_{ctk,0,05} = 2,7\,MPa$	Karakteristisk strekkfasthet, tabell 3.1 ref.(2)
$f_{ck} = 45\,MPa$	Karakteristisk trykkfasthet
$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{45}{1,5} = 25,5\,MPa$	Dimensjonerende trykkfasthet
$f_{ywk} = 500\,MPa$	Skjærarmeringens karakteristisk flytegrense
$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8\,MPa$	Skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense
$A_{sw,pr\ b\oyle} = 2 \times \pi \times \frac{\phi_b^2}{4} = 628,3\,mm^2$	Armeringsareal pr bøyle (2 snitt)
$C_{min,s} = 70\,mm$	Overdekning
$\phi_s = 32\,mm$	Diameter på slakkarmering
$\phi_b = 20\,mm$	Diameter på bøyle
$Helning = 6,6\% = 0,066 \times 45^\circ = 2,97^\circ$	Helning OK og UK tverrsnitt
$b_w = \frac{2 \times 1650}{\cos(2,97)} = 3\,304\,mm$	Minste tverrsnittsbredde i UK
$h = 1250\,mm$	Tverrsnittshøyde
$d = 1\,136\,mm$	Effektiv tverrsnittshøyde fra UK til $A_{s,OK}$, kap.7.4.1

Utdata

For området med betydelig aksialstrekk velges $\cot \theta$ i området $1 \leq \cot \theta \leq 1,25$ NA6.2.3(2). Beregnet aksialstrekkspenningen i kap.7.4.1 og velger $\cot \theta$:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 5,352 \geq f_{ctk,0,05} = 2,7\,MPa \rightarrow \text{betydelig aksialstrekk}$$

$$\cot \theta = 1,25 \xrightarrow{\text{gir at}} \tan \theta = \frac{1}{1,25}$$

Vanligvis for konstruksjoner uten aksialkraft kan Z lik 0.9d benyttes. I forspente konstruksjoner eller konstruksjoner med aksialkraft må indre momentarm bestemmes:

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2 \times \varepsilon_{yk}} = \frac{3,5}{3,5 + 5,0} = 0,4118$$

$$z = (1 - 0,4\alpha) \times d = 0,8353d$$

Ved valg av v_1 i NA.6.2.3(3) kan v_1 settes lik 0,6, men da må f_{yw} reduseres til $0,8 f_{yw}$. Velger derfor å bruke uttrykket (NA6.6N) for v_1 uten å redusere f_{yw} :

$$v_1 = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,492$$

Fasthetsreduksjonsfaktor for opprisset betong pga skjærkraft, NA.6.2.3(3)

Har aksialstrekk over søyle 2 og får etter NA.6.2.3(3) ref.(2):

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

Koeffisient som tar hensyn til spenningen i betongen

Setter s lik 1000 mm for å bestemme nødvendig skjærarmering pr meter 6.2.3 ref.(2):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot\theta \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot\theta}$$

Skjærstrekkkapasitet

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot\theta} \times s = 16\,007 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Nødvendig skjærarmeringsareal pr meter

Sjekker mot minimumsarmering NA.9.2.2(5):

$$\rho_{sw,min} = \frac{0,1\sqrt{f_{ck}}}{f_{yw}}$$

Minste skjærarmeringsforhold

$$A_{sw,min} = \rho_{sw,min} \times b_w \times d = 5\,036 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimum skjærarmeringsareal pr meter

$$A_{sw,min} < A_{sw} \rightarrow OK$$

Minste skjærarmering er tilfredsstillt. Sjekker skjærtrykkkapasiteten for betongtrykkdiagonalen:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = 19\,190 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasitet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \rightarrow OK$$

Skjærtrykkkapasiteten er tilfredsstillende og velger følgende skjærarmering:

$$n = \frac{A_{sw}}{A_{sw,pr\ b\oyle}} = 25,48$$

Antall bøyer pr meter

$$s = \frac{1000}{22} = 39,25 \text{ mm}$$

Største senteravstand

Kravet til skjærarmering er så høyt at det velges større bøylediameter. Velger ϕ_b lik 32 mm og får følgende data:

$$A_{sw,pr\ b\oyle} = 2 \times \pi \times \frac{32^2}{4} = 1\,609 \text{ mm}^2$$

Armeringsareal pr bøyle (2 snitt)

$$d = 1\,124 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot \theta} \times s = 16\,178 \frac{mm^2}{m}$$

Nødvendig skjærarmeringsareal pr meter

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = 18\,987 kN \rightarrow OK$$

Skjærtrykkapasitet

$$n = \frac{A_{sw}}{A_{sw,\emptyset 32}} = 10,06$$

Antall bøyer pr meter

$$s = \frac{1000}{22} = 99,42 \text{ mm}$$

Største senteravstand

Som skjærarmering velges bøyer $\emptyset 32s90$. Dette er nødvendig skjærarmering i kritisk snitt og veldig lokalt. Opptredende skjærkraft avtar rask forbi kritisk snitt og skjærarmeringsmengde og diameter kan trappes ned mot midten av midt- og sidespenn.

Det betydelige aksialstrekk i tverrsnittet gir en relativ stor trykkdiagonalvinkel $38,6^\circ$. Uten betydelig aksialstrekk vil beregnet trykkdiagonalvinkel kunne reduseres til $21,8^\circ$ noe som vil gi en betydelig reduksjon av nødvendig skjærarmering:

$$\cot \theta = 2,5$$

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot \theta} \times s = 8\,089 \frac{mm^2}{m}$$

Nødvendig skjærarmeringsareal pr meter

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = 13\,422 kN \rightarrow OK$$

Skjærtrykkapasitet

$$n = \frac{A_{sw}}{A_{sw,\emptyset 32}} = 5,03$$

Antall bøyer pr meter

$$s = \frac{1000}{22} = 198,9 \text{ mm}$$

Største senteravstand

7.4.3 Skjærkrefter mellom steg og flenser

Skjærkraftkapasiteten av flenser kan beregnes ved å betrakte flensen som et system av betongtrykkstaver og strekkstaver i form av slakkarmering ref.(2) 6.2.4.

Det velges en lengde Δx i konstruksjonen lengderetning som kontrolleres. Den største avstanden Δx som kan antas er halvparten av avstanden mellom snittet der momentet er 0 og snittet der momentet er størst. Avstanden bestemmes ved hjelp av NovaFrame, dimensjonerende bruddgrensetilstand etter lang tid og Maks-ML. Snittet med maks moment er i venstre bruende og snittet med moment lik 0 ved x lik 23,4 meter like før søyle 2. Avstand Δx sette da lik 11,2 meter.

Skjærspenningen v_{ed} i lengderetning i overgangen mellom en del av en flens og steget bestemmes ved endring av normalkraft i den delen av flensen som undersøkes. Ettersom spennarmeringen ligger i strekksonen vil det være størst endring av normalkraft når flensen står i strekk. Som ved bruende og over søyle.

NovaFrame gir liten variasjon av aksialkraften langs brubanen og kontrollerer om det i det hele tatt er krav til tverrarming i flensen. Etter avsnitt 6.2.4(6) ref.(2) kreves det ingen ekstra armering utover den som kreves ved bøyning hvis:

Inndata

$\Delta F_d = 13\,540 - 13\,374 = 166,7\text{ kN}$	Endring av aksialkraft over Δx
$f_{ctk} = 2,7\text{ MPa}$	Karakteristisk strekkfasthet
$f_{ctd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{2,7}{1,5} = 1,53$	Dimensjonerende strekkfasthet
$\Delta x = 11\,200\text{ mm}$	Lengden som undersøkes
$h_f = 350\text{ mm}$	Flenstykkelse ved overgangen mellom steg og flens

Utdata

Skjærspenning i lengderetning i overgang mellom steg og flens:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \times \Delta x} = 4,252 \times 10^{-5}\text{ MPa}$$

$$k = 0,4$$

NA.6.2.4(6)

$$v_{Ed} \leq k \times f_{ctd} = 0,612 \rightarrow OK$$

Det er ikke nødvendig med ekstra armering utover den som kreves ved bøyning.

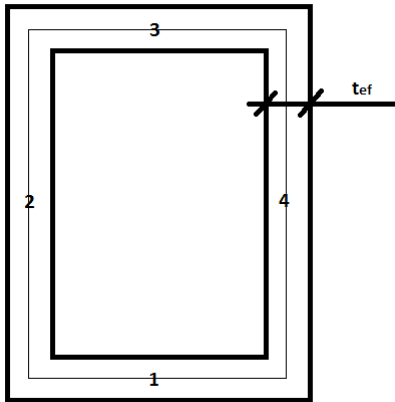
7.5 Torsjonsmoment

Der den statiske likevekten av en konstruksjon er avhengig av torsjonskapasitet skal en fullstendig dimensjonering for torsjon i både bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand gjennomføres. Statisk ubestemte konstruksjoner hvor torsjon utelukkende oppstår på grunn av kompatibilitet er det vanligvis ikke nødvendig å dimensjonere for torsjon i bruddgrensetilstand. Torsjonskapasiteten kan beregnes etter en modell hvor et lukket tynnvegget hulltverrsnitt oppnår likevekt ved en lukket skjærstrøm. Samme modellen kan brukes for massive tverrsnitt, mens T-tverrsnitt kan deles inn i flere deltverrsnitt hvor torsjonskapasiteten vil være summen av hver dels torsjonskapasitet 6.3.1 ref.(2).

Den effektive tykkelsen, t_{ef} , av det lukkede skjærstrømstverrsnittet kan settes lik A/u . Hvor A er det totale arealet innenfor den ytre omkretsen, inklusive hulrom, og u er den ytre omkretsen av tverrsnittet. Men skal ikke settes mindre enn to ganger avstanden mellom overflaten og senteret av lengdearmingene. For hule tverrsnitt er den virkelige tykkelsen en øvre grense 6.3.2(1) ref.(2).

Lengden av sidekant, Z_i , for hver del regnes fra skjæringspunktet for senterlinjene.

Forenkler bruoverbygningen til et konstant rektangulært tverrsnitt med rett over-, under- og sidekanter. Bredde settes lik minste bredde i underkant. Neglisjerer flensene da disse har minimalbetydning for torsjonskapasiteten.



Figur 7.9 Forenklet torsjonstverrsnitt

I dimensjoneringsprosedyren for torsjon finnes først skjærspenning og skjærkraft i de delene hvor det oppstår torsjonsmoment. Så beregnes nødvendig lengdearmingsareal for torsjon før betongtrykkapasiteten for kombinasjon av skjær og torsjon kontrolleres.

Skjærkraft tas opp i steget og fordeles likt mellom de to vertikale delene av steget, del 2 og 4 se figur 7.9. I virkeligheten vil del 1 og 3 ta noe av skjærkraften, ettersom steget ikke har «helt» vertikale sidekanter, men dette blir minimalt.

NovaFrame med verste dimensjonerende lastkombinasjon for bruddgrenstilstanden etter lang tid gir maksimalt torsjonsmoment ved bruendene. For dimensjonering av kombinasjon mellom torsjon og skjærkraft kan det være andre snitt som gir et verre lasttilfelle. Velger i denne rapporten likevel å se på snittet med maksimal torsjon. Dimensjonerer etter avsnitt 6.3.2 ref.(2):

Inndata

$$T_{Ed} = 9\,583\text{ kNm}$$

Dimensjonerende torsjonsmoment

$$V_{Ed} = 2\,355\text{ kN}$$

Opptredende skjærkraft i samme snitt

$$f_{ctm} = 3,8\text{ MPa}$$

Midlere strekkfasthet

$$f_{ctd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{3,8}{1,5} = 2,153\text{ MPa}$$

Dimensjonerende midlere strekkfasthet

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

Karakteristisk trykkfasthet

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{45}{1,5} = 25,5\text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{yk} = 500\text{ MPa}$$

Karakteristisk flytegrense

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende flytegrense

$$A_s = \pi \times \frac{\varnothing_s^2}{4} = 804,2 \text{ mm}^2$$

Slakkarmeringsareal pr stang

$$A_b = \pi \times \frac{\varnothing_b^2}{4} = 804,2 \text{ mm}^2$$

Bøylearmeringsareal, et snitt

$$A = 5\,426\,891 \text{ mm}^2$$

Totalt areal innenfor ytre omkrets

$$u = 11\,952 \text{ mm}$$

Ytre omkrets av tverrsnittet

$$C_{min,s} = 70 \text{ mm}$$

Overdekning

$$\varnothing_s = 32 \text{ mm}$$

Diameter på slakkarmering

$$\varnothing_b = 32 \text{ mm}$$

Diameter på bøyle, kap.7.4.2

$$\text{Helning} = 6,6\% = 0,066 \times 45^\circ = 2,97^\circ$$

Helning OK og UK tverrsnitt

$$b_w = \frac{2 \times 1650}{\cos(2,97)} = 3\,300 \text{ mm}$$

Minste tverrsnittsbredde i UK

$$h_w = 1250 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde

$$\cot \theta = 1,25 \xrightarrow{\text{gir at}} \tan \theta = \frac{1}{1,25} \xrightarrow{\text{gir at}} \theta = 38,66^\circ$$

Fra kap. 7.4.2

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,492$$

Fra kap. 7.4.2

$$Z = 0,8353 \times 1\,124 = 938,9 \text{ mm}$$

Fra kap. 7.4.2

Utdata:

Har aksialtrekk i tverrsnittet og får etter NA.6.2.3(3) ref.(2):

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

Koeffisient som tar hensyn til spenningen i betongen

Bestemmer den effektive tykkelsen av det lukkede skjærstrømstverrsnittet:

$$t_f = \frac{A}{u} = 453,5 \text{ mm} > 2 \times \left(C_{min,s} \times \varnothing_b \times \frac{1,5 \times \varnothing_s}{2}\right) = 252,0 \rightarrow OK$$

Tverrsnittsdata for deltverrsnitt:

$$Z_1 = 2\,851 \text{ mm}$$

Lengden av sidekant, bunn

$$Z_2 = 796,5 \text{ mm}$$

Lengden av sidekant, v.side

$$Z_3 = 2\,851 \text{ mm}$$

Lengden av sidekant, topp

$$Z_4 = 796,5 \text{ mm}$$

Lengden av sidekant, h.side

$$A_k = 2\,270\,904 \text{ mm}^2$$

Totalt areal innenfor senterlinjene

$$u_k = 7\,295 \text{ mm}$$

Omkretsen av senterlinjene

Fordeling av skjærkraft pga torsjon:

$$\tau_f \times t_{ef} = \frac{T_{Ed}}{2 \times A_k} = 2\,110 \frac{N}{mm}$$

$$V_{Ed,1} = \tau_f \times t_{ef} \times Z_1 = 6\,016 \text{ kN}$$

Skjærkraft i del 1 pga torsjon, bunn

$$V_{Ed,2} = \tau_f \times t_{ef} \times Z_2 = 1\,681 \text{ kN}$$

Skjærkraft i del 2 pga torsjon, v.side

$$V_{Ed,3} = \tau_f \times t_{ef} \times Z_3 = 6\,016 \text{ kN}$$

Skjærkraft i del 3 pga torsjon, topp

$$V_{Ed,4} = \tau_f \times t_{ef} \times Z_4 = 1\,681 \text{ kN}$$

Skjærkraft i del 4 pga torsjon, h.side

Fordelingen av skjærkraft til del 2 og 4, vil få hvert sitt positive eller negative bidrag:

$$V_{Ed,t2} = V_{Ed,2} + \frac{V_{Ed}}{2} = 2\,858 \text{ kN}$$

Total skjærkraft i del 2, v.side

$$V_{Ed,t4} = V_{Ed,4} - \frac{V_{Ed}}{2} = 503,1 \text{ kN}$$

Total skjærkraft i del 4, h.side

Skjærtrykkapasiteten for hver del etter 6.2.3(3) ref.(2):

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times d \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = 18\,987 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærtrykkapasitet

Torsjonskapasiteten er lik for alle delene og bestemmes etter 6.3.2(4) ref.(2):

$$T_{Rd,max} = 2 \times v \times \alpha_{cw} \times f_{cd} \times A_k \times t_{ef} \times \sin\theta \times \cos\theta = 12\,604 \text{ kNm} \quad \text{Dimensjonerende torsjonskapasitet}$$

Fordeler torsjonsmomentet likt mellom hver del $T_{Ed}/4$. Kontroll av betongtrykkapasitet for kombinasjon av skjærkraft og torsjon:

$$\frac{V_{Ed,1}}{V_{Rd,max}} + \frac{T_{Ed,1}}{T_{Rd,max}} = 0,5069 \leq 1,0 \rightarrow OK$$

$$\frac{V_{Ed,t2}}{V_{Rd,max}} + \frac{T_{Ed,2}}{T_{Rd,max}} = 0,2786 \leq 1,0 \rightarrow OK$$

$$\frac{V_{Ed,t3}}{V_{Rd,max}} + \frac{T_{Ed,3}}{T_{Rd,max}} = 0,5069 \leq 1,0 \rightarrow OK$$

$$\frac{V_{Ed,4}}{V_{Rd,max}} + \frac{T_{Ed,4}}{T_{Rd,max}} = 0,2786 \leq 1,0 \rightarrow OK$$

Kapasiteten er tilfredsstillende for kombinasjon av torsjon og skjærkraft. Kontrollerer om det er nødvendig med torsjonsarmering etter riss-torsjonsmoment:

$$T_{Rd,c} = 2 \times f_{ctd} \times A_k \times t_{ef} = 4\,435 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd,c} < T_{Ed} \rightarrow \text{Må ha torsjonsarmering}$$

Lengdearmering langs bøyelømkretsen:

$$A_{sl} = \frac{T_{Ed} \times u_k}{2 \times A_k \times f_{yd}} \times \cot\theta = 44\,254 \text{ mm}^2$$

Lengdearmering

$$n_{sl} = \frac{A_{sl}}{A_s} = 55,03 \rightarrow \text{velger da å plassere } 56\phi 32 \text{ langs bøylearmeringen}$$

Nødvendig bøylearmering:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 \times A_k \times f_{yd}} \times \tan \theta = 3,882 \text{ mm}^2$$

Skjærarmering

$$s = \frac{A_b}{3,882} = 207,1 \text{ mm}$$

Senteravstand

$$s_{maks1} = \frac{u}{8} = 1\,139 \text{ mm}$$

Maksimal senteravstand 9.2.3(3) ref.(2)

Antar h' lik 900 mm. Konservativt og får ingen betydning.

$$s_{maks2} = 0,6 \times h' = 540 \text{ mm}$$

Maksimal senteravstand NA.9.2.2(6)
ref.(2)

Senteravstanden er tilfredsstillt.

For å tilfredsstille torsjonskapasiteten må det legges inn 56Ø32 som fordeles langs bøyleomkretsen og bøylør Ø32s200. Torsjonsarmeringen skal legges i tillegg til øvrig armering.

I tverrsnitt med trykk kan lengdearmeringen reduseres for den opptredende trykkraften. I tverrsnitt med strekk skal lengdearmeringen for torsjon adderes til øvrig armering. Lengdearmeringen bør fordeles jevnt over sidekantlengden, men der dette ikke er mulig kan den konsentreres i endene av sidekantene ref.(2) 6.3.2(3).

7.6 Kapasitet av søyler

Forskjellen i bruddtype for søyler er at korte søyler får materialbrudd, mens tilstrekkelig slanke søyler får stabilitetsbrudd også kalt knekking. Om søylen skal regnes som kort søyle etter 1.ordens teori eller som slank søyle etter 2.ordens teori bestemmes av slankhetsgrensen gitt i avsnitt 5.8.3.2 ref.(2):

$$\lambda = \frac{L_0}{i}$$

Hvor

L_0 = Søyelens knekk lengde

i = Treghetsradien for urisset betongtverrsnitt

For enkeltstående søyler kan knekk lengde tas direkte ut ifra enkle tabeller, men ettersom søylene i Nøkleby bru er en del av en ramme må det tas hensyn til tilstøtende konstruksjonsdeler.

Slanke konstruksjoner skal dimensjoneres etter 2.ordens teori. Det vil si at det tas hensyn til konstruksjonens forskyvning ved likevektsbetraktning. Forskjellen i lastvirkningene ved beregning etter 1.ordens og 2.ordens teori kalles gjerne 2.ordens lastvirkning eller geometrisk ikke-lineære effekter ref.(10) 6.1.

Beregningsmetoden går ut på at 1.ordens lastvirkning regnes ut på vanlig måte, mens det gjøres uavhengige beregninger av 2.ordens lastvirkning ved hjelp av tilnærmede metoder. Aksialkraft er vanligvis beregnet etter 1.ordens teori mens momenter beregnes etter 2.ordens teori. Etter at aksialkraft og moment for søylen er beregnet kan armeringsmengden bestemmes på vanlig måte etter M-N diagrammer som for korte søyler.

Kontroll av aksialkraftkapasiteten gjøres for søyle 1 da denne er lengst og dermed er verst med hensyn på knekking og 2.ordens lastvirkning. Verste momentvirkning for slankhetsgrensen er momentverdier med minst momentgradient. For nødvendig armeringsmengde blir størst momentverdi dimensjonerende. Dimensjonerende 1.ordens lastvirkning for søylene er hentet fra Novaframe:

$$N_{Ed,søyle2} = 13\,889\text{ kN} \qquad M_{Ed,søyle2,topp} = 3224\text{ kNm} \qquad M_{Ed,søyle2,bunn} = 3013\text{ kNm}$$

Det var et tilfelle med mindre momentgradient enn presentert over, men der var momentverdiene veldig mye lavere og det er derfor valgt å bruke momentverdiene for søyle 2 for både slankhet- og armeringsdimensjonering. Maksimalt aksialtrykk var i søyle 2 som vist over.

7.6.1 Knekk lengde

For slanke søyler i rammekonstruksjoner må knekk lengden bestemmes ut ifra fastholdnings- og innspenningsgrad i tilstøtende konstruksjonsdeler. Knekk lengden uttrykkes som:

$$L_0 = \beta_0 \times L$$

Hvor

$$\beta_0 = \text{Knekk lengdefaktor}$$

$$L = \text{Konstruksjonsdelsens lengde}$$

Bestemmelsen av knekk lengdefaktoren i avsnitt 5.8.3.2(3) ref.(2) baserer seg på relativ rotasjonsfleksibiliteter av tilstøtende konstruksjonsdeler tilknyttet endene av den betraktede søylen. For avstivende konstruksjonsdeler blir knekk lengden:

Inndata

$$d = 1\,000\text{ mm}$$

Diameter

$$L_s = 16\,260\text{ mm}$$

Lengde søyle 1

$$L_{b1} = 35\,000\text{ mm}$$

Lengde midtspenn

$$L_{b2} = 26\,000\text{ mm}$$

Lengde sidespenn

$$I_s = \frac{\pi \times r^4}{4} = 4,909 \times 10^{10}\text{ mm}^4$$

Tregghetsmoment søyle

$$I_b = 1,022 \times 10^{12}\text{ mm}^4$$

Tregghetsmoment brubane

Utdata

Antar full rotasjonsfasholdning i bunn og bestemmer knekklendefaktoren:

$$k_1 = \frac{\frac{EI_s}{L_s}}{\frac{4EI_b}{L_{b1}} + \frac{3EI_b}{L_{b2}}} = \frac{\frac{I_s}{L_s}}{\frac{4I_b}{L_{b1}} + \frac{3I_b}{L_{b2}}} = 0,01233$$

Rotasjonsfleksibilitet, topp

$$k_2 = 0$$

Rotasjonsfleksibilitet, bunn

$$\beta_0 = 0,5 \times \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 \times k_1}\right) \times \left(1 + \frac{k_2}{0,45 \times k_2}\right)} = 0,5133$$

Knekk lengde

$$L_0 = \beta_0 \times L = 8\,347 \text{ mm}$$

Knekk lengden blir veldig nærme knekk lengden for en enkeltstående søyle som er innspent i begge ender, $L_0=L/2$. Får betydelig større forskjell hvis søylen hadde vært en del av en rammekonstruksjon i begge ender.

7.6.2 Kontroll av slankhet

Velger å dimensjonere for aksialkraften til søyle 1 og endemoment for søyle 2. For knekking er det verre med større trykkraft, mens slankhetsgrensen blir lavere med lavere momentgradient som for søyle 2.

For trykkstaver av lineært elastisk materiale gir likningen for λ under kap.7.6 en eksakt beskrivelse av søylens slankhet. Men for betong, armert eller uarmert, gir den ingen god beskrivelse av søylens virkelige slankhet. Dette fordi stivheten av et armert betongtverrsnitt varierer med armeringsmengde, kvalitet og plassering og søylens krumning og aksialkraftnivå. Derfor innføres det et normalisert slankhetsgrense som beregnes etter avsnitt NA.5.8.3.1(1) ref.(2):

Inndata

$$N_{Ed} = 13\,889 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkraft

$$M_{01} = 3\,013 \text{ kNm}$$

Minste stavendemoment etter 1.ordens teori

$$M_{02} = 3\,224 \text{ kNm}$$

Største stavendemoment etter 1.ordens teori

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

Karakteristisk trykkfasthet

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{45}{1,5} = 25,5 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Karakteristisk flytegrense

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende flytegrense

$$A_c = \pi \times \frac{D^2}{4} = 785\,398 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal søyle

$$I_c = \frac{\pi \times r^4}{4} = 49\,087\,385\,212 \text{ mm}^4$$

Treghetsmoment for søyle

$$D = 1\,000 \text{ mm}$$

Diameter

$$L = 16\,260 \text{ mm}$$

Lengde søyle 2

$$L_0 = 8\,347 \text{ mm}$$

Knekk lengde søyle 2

$$e_i = \frac{l_0}{400} = 20,87 \text{ mm}$$

Formfeil, etter 5.2(7) ref.(2)

$$\varphi_{100 \text{ år}} = 1,585$$

Kryptall for ferdigtilstand etter 100 år

Utdata

Bestemmer søylens minste legdearmering etter NA.9.5.2:

$$A_{s,min} = 0,2 \times A_c \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 9\,213 \text{ mm}^2$$

$$\text{skal være mindre enn } 0,5 \times \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 15\,972 \text{ mm}^2$$

$$\text{men ikke mindre enn } 0,01 \times A_c = 7\,854 \text{ mm}^2$$

Dette gir $A_{s,min}=9\,213 \text{ mm}^2$ velger da å sette inn 12Ø32 som gir $A_s=9\,651 \text{ mm}^2$. For tverrsnitt hvor armeringen er fordelt langs alle tverrsnittsider kan armeringen innsettes med 2/3 av den samlede armeringen 5.9.6.9.1 ref.(1). I beregningene for slankhetsgrensen brukes da:

$$A_{s,eff} = \frac{2}{3} \times A_{s,min} = 6\,434 \text{ mm}^2$$

Normalisert slankhet NA.5.8.3.1(1):

$$k_a = 1,0$$

Kan velges etter NA.5.8.3.1(1)

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 250 \text{ mm}$$

Treghetsradius for uopprikket betong

$$\lambda = \frac{L_0}{i} = 33,39$$

Slankhetsforhold

$$n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \times A_c} = 0,6935$$

Relativ aksialkraft

$$\omega = \frac{f_{yd} \times A_{s,eff}}{f_{cd} \times A_c} = 0,1397$$

Mekanisk armeringsforhold

$$\lambda_n = \lambda \times \sqrt{\frac{n}{1+2 \times k_a \times \omega}} = 24,58$$

Normalisert slankhet

Slankhetsgrensen for trykkstav som er fastholdt i endene og uten tverrlast etter avsnitt NA.5.8.3.1 ref.(2):

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = 0,9344$$

Er positiv da søylen har strekk på samme side

$$\text{hvis } M_{02} < \frac{N_{Ed} \times D}{20} \text{ da settes } r_m = 1,0 \rightarrow \text{Ikke tilfellet}$$

$$M_{01,Ed} = M_{01} + N_{Ed} \times e_i = 3\,303 \text{ kNm} \quad \text{Minste stavendemoment etter 1.ordens teori med formfeil}$$

$$M_{02,Ed} = M_{02} + N_{Ed} \times e_i = 3\,514 \text{ kNm} \quad \text{Største stavendemoment etter 1.ordens teori med formfeil}$$

[Det kan sees bort fra virkningen av kryp i 2.ordens beregninger der hvor følgende tre forhold er oppfylt ref.(2) 5.8.4(4):

- $\varphi_{100 \text{ år}} = 1,585 \leq 2$
- $\lambda = 33,39 \leq 75$
- $\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} = 232,1 \geq D = 1\,000$

I vårt tilfelle kan det ikke se bort i fra virkningen av kryp da det sist kravet ikke er oppfylt. Må derfor benytte φ_{ef} i videre beregninger]

$$\varphi_{ef} = \varphi_{100 \text{ år}} \times \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = 0,9307$$

Hvis forholdet mellom M_{0Eqp}/M_{0Ed} varierer over tverrsnitt og kan forholdet beregnes for snittet med størst moment 5.8.4(3). Ved hjelp av NovaFrame og kombinasjon for tilnærmet permanent last (bruksgrense) i samme snitt blir $M_{0Eqp}=1893,2 \text{ kNm}$. Fra før $M_{0Ed}=M_{02}=3224 \text{ kNm}$.

$$A_\varphi = \frac{1,25}{1 + 0,2 \times \varphi_{ef}} = 1,054 \leq 1,0 \rightarrow 1,0$$

$$\lambda_{n,lim} = 13(2 - r_m)A_\varphi = 13,85 \quad \text{Slankhetsgrense}$$

$$\lambda_n = 24,58 \leq \lambda_{n,lim} = 13,85$$

Må da ta hensyn til 2.ordens effekter og søylen må regnes som slank.

Slankhetsgrensens ytterpunkter for en uforskyvelig søyle er etter ref.(2) satt til 13 og 39. Avgjørende for slankhetsgrensen er momentenes størrelse og momentgradient. En uforskyvelig søyle med like store momentverdier, men med strekk på hver sin side vil få en slankhetsgrense lik 39. Grunnen til den høye slankhetsgrensen er at maksimalt 1.ordens moment og maksimalt 2.ordens moment ikke opptrer i samme snitt og totalt moment blir mindre ref(21). Dermed liten risiko for knekking og stabilitetsproblemer. For en søyle med like store momenter på samme side, ingen moment gradient, vil totalt moment bli summen av maksimalt 1.orden moment og maksimalt 2.orden moment og risikoen for knekking stor. Derfor blir slankhetsgrensen lav, 13.

7.6.3 Beregning av 2.ordens utbøyning og totalt dimensjonerende moment

Beregning av 2.ordens utbøyning 5.8.8.2(3) ref.(2):

Inndata

$$N_{Ed} = 13\,889 \text{ kN} \quad \text{Dimensjonerende aksialkraft}$$

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa} \quad \text{Karakteristisk trykkfasthet}$$

$$M_{01,Ed} = 3\,013 \text{ kNm} \quad \text{Minste stavendemoment etter 1.ordens teori med formfeil, kap.7.6.2}$$

$M_{02,Ed} = 3\,224\text{ kNm}$	Største stavendemoment etter 1.ordens teori med formfeil, kap.7.6.2
$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{45}{1,5} = 25,5\text{ MPa}$	Dimensjonerende trykkfasthet
$f_{yk} = 500\text{ MPa}$	Karakteristisk flytegrense
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8\text{ MPa}$	Dimensjonerende flytegrense
$A_c = \pi \times \frac{D^2}{4} = 785\,398\text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal søyle
$A_s = 9\,651\text{ mm}^2$	Totalt armeringsareal, kap.7.6.2
$\emptyset = 32\text{ mm}$	Diameter, kap.7.6.2
$I_s = \frac{\pi \times \frac{\emptyset^4}{2}}{4} = 51\,472\text{ mm}^4$	Treghetsmoment for armering
$\lambda = 33,39$	Slankhetsforhold, kap.7.6.2
$n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \times A_c} = 0,6935$	Relativ aksialkraft, kap.7.6.2
$\varphi_{ef} = 0,9307$	Effektivt kryptall, kap.7.6.2
$\varepsilon_{yd} = 2,174 \times 10^{-3}$	Dimensjonerende tøyningsgrense for slakkarm. kap.7.3
$L_0 = 8\,347\text{ mm}$	Knekk lengde
$D = 1\,000\text{ mm}$	Diameter
$c = 10$	Faktor for krumningsfordelingen, 5.8.8.2(4) ref.(2)

Utdata

For konstruksjoner uten tverrlast mellom stavendene kan virkningen av to ulike 1.ordens endemomenter erstattes med et ekvivalent 1.ordens moment 5.8.8.2(2) ref.(2):

$$M_{0e} = 0,6 \times M_{02,Ed} + 0,4 \times M_{01,Ed} = 3\,140\text{ kNm} \geq 0,4M_{02,Ed} \quad \text{Ekvivalent 1.ordens moment}$$

$$M_{0e} \geq 0,4M_{02,Ed} = 1\,290\text{ kNm} \rightarrow OK$$

Bestemmer krumningen etter 5.8.8.3(1):

$$\omega = \frac{f_{yd} \times A_s}{f_{cd} \times A_c} = 0,2095 \quad \text{Mekanisk armeringsforhold}$$

$$n_u = 1 + \omega = 1,210$$

$$n_{bal} = 0,4 \quad \text{5.8.8.3(3) ref.(2)}$$

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = 0,6375 \leq 1,0 \quad \text{Korreksjonsfaktor for aksialkraft}$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,3524$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \times \varphi_{ef} = 1,328 \geq 1,0$$

Korreksjonsfaktor for kryp

$$i = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 2,309 \text{ mm}$$

Treghetsradius for totalt armeringsareal

$$d = \frac{D}{2} + i_s = 502,3 \text{ mm}$$

Effektiv tykkelse

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \times d} = 9,617 \times 10^{-6}$$

$$\frac{1}{r} = K_r \times K_\varphi \times \frac{1}{r_0} = 8,141 \times 10^{-6}$$

Krumning

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{L_0^2}{c} = 56,72 \text{ mm}$$

2.orden utbøying

$$M_2 = N_{Ed} \times e_2 = 787,8 \text{ kN}$$

2.ordens tilleggsmoment

$$M_{Ed} = M_{0e} + M_2 = 3\,928 \text{ kNm}$$

Totalt dimensjonerende moment

Kontroll av samlet eksentrisitet:

$$e_d = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 282,8 \text{ mm}$$

$$e_0 = \max\left[\frac{h}{30} = 33,33; 20\right] = 33,33 \text{ mm}$$

Minste eksentrisitet 6.1(4) ref.(2)

$$e_d \geq e_0 \rightarrow OK$$

2.ordens utbøying av søylen blir 56,72 mm som gir et 2 ordens moment på 787,8 kN.

7.6.4 Beregning av nødvendig armering

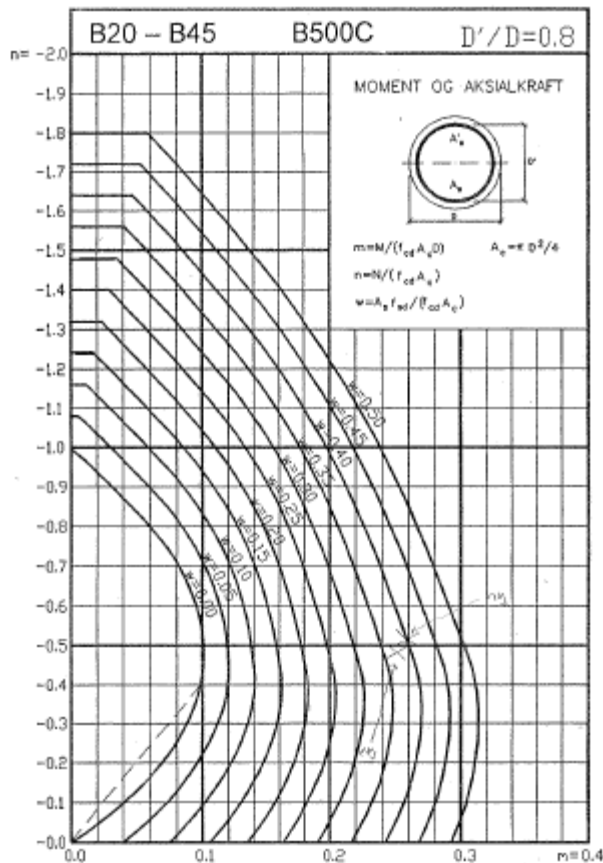
Å produsere kapasitetsformler for rektangulære søyler med tilfredsstillende nøyaktighet er vesentlig enklere enn for sirkulære søyler. Dette skyldes at armering jevnt fordelt langs periferien har en større betydning på momentkapasiteten enn slakkarmering konsentrert på strekk- og trykkside som for rektangulære søyler.

Velger derfor å bruke et ferdiglagd M-N diagram for dimensjonering av søylen. Disse er gamle og etter NS3473, men ved å bruke fastheter etter det nye europeiske regelverket får dette ingen betydning.

Dimensjonering etter M-N diagram blir som regel enn iterasjonsprosess. Første gang bestemmes armeringsforholdet med inngangsparametere utregnet for et tverrsnitt med minimumsarmering. Deretter regnes det ut nye inngangsparametere med ny armeringsmengde og finner nytt armeringsforhold. Dette gjøres helt til K_r blir tilnærmet identisk med forrige armeringsforhold.

M-N diagram velges etter effektiv tverrsnitthøyde og tverrsnittdiameter. Antar bøyle- og slakkarmeringsdiameter:

$$\frac{D'}{D} = \frac{D - 2 \times (C_{min,s} + \varnothing_b + \frac{1,5 \times \varnothing_s}{2})}{D} = \frac{1000 - 2 \times (70 + 20 + \frac{1,5 \times 32}{2})}{1000} = 0,89$$



Figur 7.10 M-N diagram for sirkulært søyletvernsnitt, se vedlegg.

Konservativt å velge diagram med et lavere D'/D -forhold en utregnet. Bestemmer nødvendig armering etter M-N diagrammer $D'/D=0,8$ se figur 7.10:

Inndata

$$N_{Ed} = 13\,889 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkraft

$$M_{Ed} = 3\,928 \text{ kNm}$$

Totalt dimensjonerende moment

$$M_{0e} = 3\,140 \text{ kNm}$$

Ekvivalent 1.ordens moment, kap.7.6.3

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

Karakteristisk trykkfasthet

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{45}{1,5} = 25,5 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Karakteristisk flytegrense

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende flytegrense

$$A_c = \pi \times \frac{D^2}{4} = 785\,398 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal søyle

$$A_{s,pr\ stang} = \pi \times \frac{\phi_s^2}{4} = 804,2 \text{ mm}^2$$

Slakkarmeringsareal pr stang

$$D = 1\,000 \text{ mm}$$

Diameter

$$C_{min,s} = 70 \text{ mm}$$

Overdekning

$$\phi_s = 32 \text{ mm}$$

Diameter på slakkarmering

$$\phi_b = 20 \text{ mm}$$

Bøylediameter

$$n_{bal} = 0,4$$

kap.7.6.3

$$K_\phi = 1,328$$

Korreksjonsfaktor for kryp, kap.7.6.3

$$\frac{1}{r_0} = 9,617 \times 10^{-6}$$

kap.7.6.3

$$c = 10$$

kap.7.6.3

Utdata

$$d = D - C_{min,s} - \phi_b - \frac{1,5 \times \phi_s}{2} = 886 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \times A_c \times d} = 0,2213$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \times A_c} = 0,6935$$

Samme som i kap.7.6.3

Av figur 7.10 blir $w=0,35$. Gir følgende armeringsmengde:

$$A_s = \frac{w \times f_{cd} \times A_c}{f_{yd}} = 16\,122 \text{ mm}^2$$

$$n_{stk} = \frac{A_s}{A_{s,pr\ stang}} = 20,05 \xrightarrow{\text{velger } 21\phi 32} A_s = 21 \times A_{s,pr\ stang} = 16\,889 \text{ mm}^2$$

Første ledd av iterasjonsprosessen:

$$n_u = \frac{f_{cd} \times A_c + f_{yd} \times A_s}{f_{cd} \times A_c} = 1,367$$

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = 0,6964 \leq 1,0$$

Korreksjonsfaktor for aksialkraft

$$\frac{1}{r} = K_r \times K_\phi \times \frac{1}{r_0} = 8,894 \times 10^{-6}$$

Krumning

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{L_0^2}{c} = 61,96 \text{ mm}$$

2.orden utbøyning

$$M_2 = N_{Ed} \times e_2 = 860,6 \text{ kN}$$

2.ordens tilleggsmoment

$$M_{Ed} = M_{0e} + M_2 = 4\,000 \text{ kNm}$$

Totalt dimensjonerende moment

$$m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \times A_c \times d} = 0,2254$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \times A_c} = 0,6935$$

Ikke mulig å lese av noen forskjell i mekanisk armeringsforhold så stopper her. Etter avsnitt 9.5.3(1) ref.(2) kreves det at lengdearmeringens plassering skal sikres med tverrarmering med diameter som ikke bør være mindre enn 6 mm. Avsnitt NA.9.5.3(3) ref.(2) stiller krav til største tiltatte senteravstand:

- $15 \times \phi_b = 300 \text{ mm}$
- $D = 1000 \text{ mm}$
- 400 mm

Velger da senteravstanden lik den minste av kravet til maksimal senteravstand. Dette gir bøyler $\phi 20s300$.

Søylen må armeres med lengdearmering 21 ϕ 32 og bøyler $\phi 20s300$ for å tilfredsstille kravet til 2. ordens lastvirkning.

7.6.5 Biaksial bøyning

Etter avsnitt 5.8.9(3) ref.(2) er det ikke nødvendig med ytterligere påvisning av biaksial bøyning der følgende er oppfylt:

- $\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \leq 2 \text{ og } \frac{\lambda_z}{\lambda_y} \leq 2$
- $\frac{\frac{e_y}{h_{eq}}}{\frac{e_z}{b_{eq}}} \leq 0,2 \text{ og } \frac{\frac{e_z}{b_{eq}}}{\frac{e_y}{h_{eq}}} \leq 0,2$

For Nøkleby bru med sirkulære søyler blir $h_{eq}=b_{eq}$ og $\lambda_y=\lambda_z$. Setter dette inn med $e_y=M_{Edz}/N_{Ed}$ og $e_z=M_{Edy}/N_{Ed}$ blir betingelsene:

- $\frac{\lambda_y}{\lambda_z} = \frac{\lambda}{\lambda} \leq 2 \text{ og } \frac{\lambda_z}{\lambda_y} = \frac{\lambda}{\lambda} \leq 2$
- $\frac{e_y}{e_z} = \frac{M_{Edz}}{M_{Edy}} \leq 0,2 \text{ eller } \frac{e_z}{e_y} = \frac{M_{Edy}}{M_{Edz}} \leq 0,2$

I NovaFrame er de globale aksene x og y som representerer hhv. z- og y-aksen i eurokode 2. Beregningen blir da som følger:

Inndata

$$M_{0Edy} = 1\,403 \text{ kNm} \quad \text{1.ordens maksimalmoment, Novaframe}$$

$$M_{0Edx} = 3\,224 \text{ kNm} \quad \text{1.ordens maksimalmoment, Novaframe}$$

$$M_2 = N_{Ed} \times e_2 = 860,6 \text{ kN} \quad \text{2.ordens tilleggsmoment, kap.7.6.4}$$

Utdata

$$M_{Edy} = M_{0Edy} + M_2 = 2\,264 \text{ kNm} \quad \text{Totalt dimensjonerende moment}$$

$$M_{Edx} = M_{0Edx} + M_2 = 4\,085 \text{ kNm} \quad \text{Totalt dimensjonerende moment}$$

Kontroll av betingelsene

$$\frac{\lambda}{\lambda} = 1,0 \leq 2 \text{ og } \frac{\lambda}{\lambda} = 1,0 \leq 2 \rightarrow OK$$

$$\frac{M_{Edx}}{M_{Edy}} = \frac{4085}{2264} \leq 0,2 \text{ eller } \frac{M_{Edy}}{M_{Edx}} = \frac{2264}{4085} \leq 0,2 \rightarrow \text{IKKE ok}$$

Må da ta hensyn til biaksial bøyning og følgende forenklete kriterium etter avsnitt 5.8.9(6) ref.(2) kan benyttes uten nøyaktigere dimensjonering:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0$$

For sirkulære og ellipseformede søyler settes $a=2$. Momentkapasiteten blir lik i begge retningen og beregnes:

Inndata

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

Karakteristisk trykkfasthet

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{45}{1,5} = 25,5 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Karakteristisk flytegrense

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende flytegrense

$$A_c = \pi \times \frac{D^2}{4} = 785\,398 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal søyle

$$A_s = 16\,889 \text{ mm}^2$$

Slakkarmeringsareal, kap.7.6.4

$$D = 1\,000 \text{ mm}$$

Diameter

$$C_{min,s} = 70 \text{ mm}$$

Overdekning

$$\emptyset_s = 32 \text{ mm}$$

Diameter på slakkarmering

$$\emptyset_b = 20 \text{ mm}$$

Bøylediameter

Utdata

$$d = D - C_{min,s} - \emptyset_b - \frac{1,5 \times \emptyset_s}{2} = 886 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$\omega = \frac{f_{yd} \times A_s}{f_{cd} \times A_c} = 0,3666$$

$$M_{Rd} = \omega \times A_c \times f_{cd} \times d = 7\,343 \text{ kNm}$$

Kontroll av forenklet kriterium:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^2 + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^2 = 0,2293 \leq 1,0$$

Kriteriet for biaksial bøyning er tilfredstilt og det er ikke nødvendig med nøyaktigere beregninger.

7.7 Spaltestrekk

Spaltestrekk er strekkrefter på tvers av trykkdiagonalens retning. Medfører rissdannelse parallelt med trykkdiagonal og beregnes ved hjelp av fagverksmodell.

For Nøkleby bru blir det aktuelt å dimensjonere for spaltestrekk ved aktiv ende av spennarmering. Finner først fordelingsflaten, kontrollerer betongtrykkapasiteten, bestemmer tverrickraften og beregner nødvendig tverrickarmering.

Belastningsflatens geometri er gitt av forankringsplaten se K415 i vedlegg. Fordelingsflaten blir begrenset av senteravstanden mellom spennkabler og en minste eksentrisitet ref.(2) 6.1(4). Antar overoppspent spennkabel og bestemmer tverrickarmering:

Inndata

$P_{max} = 0,95 \times f_{p0,1k} \times A_p = 4\,220\text{ kN}$	Spennkraften i aktiv ende under oppspenning, kap.6.3.1.2
$f_{ck} = 45\text{ MPa}$	Karakteristisk trykkfasthet
$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{45}{1,5} = 25,5\text{ MPa}$	Dimensjonerende trykkfasthet
$f_{yk} = 500\text{ MPa}$	Karakteristisk flytegrense
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8\text{ MPa}$	Dimensjonerende flytegrense
$f_{p0,1k} = 1670\text{ MPa}$	Karakteristisk 0,1%-flytegrense for spennarmering
$A_p = 2\,660\text{ mm}^2/\text{kabel}$	Spennarmeringsareal pr kabel
$s = 400\text{ mm}$	Senteravstand mellom spennkabler
$e_0 = 20\text{ mm}$	Minste eksentrisitet
$b_1 = 345\text{ mm}$	Bredde belastningsflate
$d_1 = 345\text{ mm}$	Høyde belastningsflate
$A_{co} = b_1 \times d_1 = 119\,025\text{ mm}^2$	Areal av belastningsflate

Utdata

Bestemmer fordelingsflaten:

$b_2 = 3 \times b_1 = 1\,035\text{ mm}$	
men begrenses av $s - 2 \times e_0 = 360\text{ mm} \rightarrow b_2 = 360\text{ mm}$	Bredde fordelingsflate
$d_2 = 3 \times d_1 = 1\,035\text{ mm}$	
men begrenses av $(h - 692) \times 2 = 1\,116\text{ mm} \rightarrow d_2 = 1\,035\text{ mm}$	Høyde fordelingsflate
$A_{c1} = b_2 \times d_2 = 372\,600\text{ mm}^2$	Areal av fordelingsflate

$$h = \min\{2 \times b_1; 2 \times d_1\} = 690 \text{ mm}$$

Dybde til fordelingsflate

Kontrollerer trykkapasiteten etter 6.7(2) ref.(2)

$$F_{Rdu} = A_{co} \times f_{cd} \times \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{co}}} = 5\,370 \text{ kN} \leq 3,0 \times f_{cd} \times A_{co} = 9\,105 \text{ kN}$$

Trykkapasitet

$$P_{max} < F_{Rdu} \rightarrow OK$$

Bestemmer tverrkraften i fordelingsflaten etter 6.5.3(3) ref.(2):

$$T = \frac{1}{4} \times \frac{b_2 - b_1}{b_2} = 41,23 \text{ kN}$$

Tverrkraft

Nødvendig tverrarmering for forspenningskraften blir:

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = 94,83 \text{ mm}^2 \xrightarrow{\text{Velger 108}} A_s = \pi \times \frac{\phi^2}{4} = 100,5 \text{ mm}^2$$

Nødvendig tverrarmering

Her blir nødvendig tverrarmering (spaltestrekkarmering) så lite at det sannsynligvis er nok med skjærarmeringen. En god løsning er å legge dobbel skjærarmering ved aktiv forankring av spennkablene.

7.8 Fundament

Dimensjonering av fundament er ikke en del av rapporten.

7.9 Tverrmoment og tverrskjær

Dimensjonering for tverrmoment og tverrskjær er ikke med i denne rapporten.

8. Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstander som må kontrolleres ref.(2) 7.1(1)P:

- Spenningsbegrensning
- Rissviddebegrensning
- Nedbøyningsbegrensning

Svingninger og vibrasjoner er andre bruksgrensetilstander som kan være av betydning for større bruer eller bruer på jordskjelvbelastede områder ref.(1) 5.3.4.3. Disse er likevel valgt å se bort ifra da de sees på som mindre aktuelle for Nøkleby bru.

For bruksgrensetilstand er kravene satt for at konstruksjonen skal være funksjonell og hensiktsmessig i bruk. Kravene har med menneskets oppfattelse av virkningene og ikke direkte med konstruksjonens styrke å gjøre.

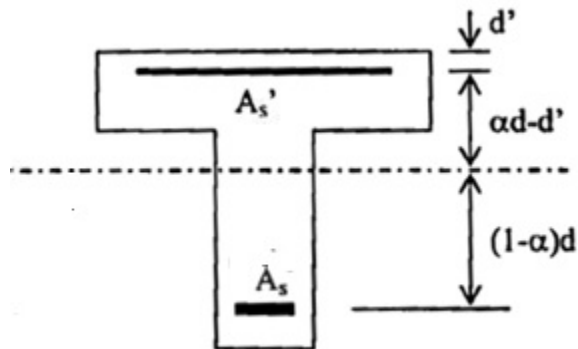
I bruksgrensetilstand betegnes betongtverrsnittets tilstand for stadium 1 eller stadium 2:

- Stadium 1: Uopprisset tverrsnitt, lineære egenskaper. Betongen har både strekk- og trykkapasitet.
- Stadium 2: Opprisset tverrsnitt, lineære egenskaper. Betongen har kun trykkapasitet.

8.1 Tregghetsmoment og bøyestivhet

For stadium 1 vil hele betongtverrsnittet og armeringen være effektiv, mens for stadium 2 og opprisset tverrsnitt vil kun betongtrykssonen og armeringen være effektiv.

Beregner tregghetsmoment og bøyestivhet for to snitt langs brubanen. Ved bruenden og senter av midtspenn. Ved beregning av bøyestivhet er det ikke tatt hensyn til aksialspenning.



Figur 8.1 Tverrsnittsparemetere for beregning av tregghetsmoment, ref.(10) figur 5.10b).

Figur 8.1 viser noen viktige tverrsnittsparemetere som er brukt i beregningene av tregghetsmoment som følger.

8.1.1 Tverrsnitt ved bruende

For tverrsnitt- og armeringsdata se kap.7.2.3

Inndata

$$M_{Ed, sidespenn} = 49\,527 \text{ kN}$$

Moment i sidespenn

$$f_{cm} = 53 \text{ MPa}$$

Midlere trykkfasthet

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

Karakteristisk trykkfasthet

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{45}{1,5} = 25,5 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} \times 1000 = 36\,283 \text{ MPa}$$

Elastisitetsmodul for betong

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

Elastisitetsmodul for stål

$$I_x = 1,022 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

Tregghetsmoment, stadium 3

$$A_c = 7\,065\,000 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal

$$A_{s,UK} = 96 \times A_{s1} = \text{mm}^2$$

Strekkarmering i UK

$$A_{s,OK} = 29 \times A_s = \text{mm}^2$$

Trykkarmering i OK

$$A_s = \pi \times \frac{\phi_s^2}{4} = 804,2 \text{ mm}^2$$

Armeringsareal pr stang

$$A_{s1} = \pi \times \frac{\phi_{s1}^2}{4} = 1\,257 \text{ mm}^2$$

Armeringsareal pr stang

$$C_{min,s} = 70 \text{ mm}$$

Overdekning for slakkarmering

$$\phi_s = 32 \text{ mm}$$

Diameter på trykkarmering

$$\phi_{s1} = 40 \text{ mm}$$

Diameter på strekkarmering

$$\phi_b = 20 \text{ mm}$$

Bøylediameter

$$d_s = 1\,100 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde fra OK

$$b_{eff,flens} = 10\,388 \text{ mm}$$

Effektiv flensbredde, se kap.7.2.3

$$t = \frac{250+350}{2} = 300 \text{ mm}$$

Flenstykkelse

$$y_{ok} = 477,3 \text{ mm}$$

Avstand til NA fra OK

Utdata

$$\eta_s = \frac{E_s}{E_{cm}} = 5,512$$

Materialstivhetsforhold

$$d'_s = C_{min,s} + \phi_b + \frac{1,5 \times \phi_s}{2} = 114 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde, trykkarmering

$$M_{cd} = f_{cd} \times b_{eff,flens} \times \alpha d \times \left(d - \frac{\alpha d}{2} \right) \rightarrow \alpha - \frac{\alpha^2}{2} = \frac{M_{Ed,sidespenn}}{f_{cd} \times b_{eff,flens} \times d^2}$$

$$-\frac{\alpha^2}{2} + \alpha - \frac{M_{Ed,sidespenn}}{f_{cd} \times b_{eff,flens} \times d^2} = 0$$

2.gradslikningen gir α lik 0,1688. Trykksonehøyden:

$$\alpha d_s = 185,6 \text{ mm}$$

Stadium 1:

$$I_{c11} = I_x + A_c \times (y_{ok} - \alpha d_s)^2 = 1,623 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

Betongens bidrag

$$I_{s11} = n_s \frac{\pi \times \phi_{s1}^4}{64} + A_{s,UK} [(1 - \alpha) d_s]^2 = 1,009 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Strekkarmeringens bidrag

$$I'_{s11} = n_s \frac{\pi \times \phi_s^4}{64} + A_{s,OK} (\alpha d - d'_s)^2 - \frac{1}{\eta_s} A_{s,OK} (\alpha d - d'_s)^2 = 9,947 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Trykkarmeringens bidrag

$$I_{11,tot} = I_{c11} + \eta_s \times I_{s11} + \eta_s \times I'_{s11} = 2,180 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

Treghetsmoment stadium 1

$$(EI)_{11} = E_{cm} I_{c11} + E_s I_{s11} + E_s I'_{s11} = 7,909 \times 10^{16} \text{ Nmm}^2$$

Bøyestivhet stadium 1

Stadium 2:

$$I_{c12} = \frac{b \times \alpha d_s^3}{12} + b \times \alpha d_s \times \left(\frac{\alpha d_s}{2} \right)^2 = 2,215 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Betongens bidrag

$$I_{s12} = 1,009 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Strekkarmeringens bidrag, som over

$$I'_{s12} = 9,947 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Trykkarmeringens bidrag, som over

$$I_{12,tot} = I_{c12} + \eta_s \times I_{s12} + \eta_s \times I'_{s12} = 5,787 \times 10^{11} mm^4$$

Treghetsmoment stadium 2

$$(EI)_{12} = E_{cm} I_{c12} + E_s I_{s12} + E_s I'_{s12} = 2,100 \times 10^{16} Nmm^2$$

Bøvestivhet stadium 2

8.1.2 Tverrsnitt i midten av midtspennet

For tverrsnitt- og armeringsdata se kap.7.2.2

Inndata

$$f_{cm} = 53 MPa$$

Karakteristisk trykkfasthet

$$E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} \times 1000 = 36\,283 MPa$$

Elastisitetsmodul for betong

$$E_s = 200\,000 MPa$$

Elastisitetsmodul for stål

$$E_p = 195\,000 MPa$$

Elastisitetsmodul for spennstål

$$I_x = 1,022 \times 10^{12} mm^4$$

Treghetsmoment, stadium 3

$$A_c = 7\,065\,000 mm^2$$

Tverrsnittsareal

$$A_{s,UK} = 20 \times A_s = 16\,085 mm^2$$

Strekkarmering i UK

$$A_{s,OK} = 30 \times A_s = 24\,127 mm^2$$

Trykkarmering i OK

$$A_p = 2\,660 mm^2 / kabel$$

Spennarmeringsareal pr kabel

$$A_s = \pi \times \frac{\emptyset_s^2}{4} = 804,2 mm^2$$

Armeringsareal pr stang

$$\emptyset_p = \sqrt{\frac{4 \times A_p}{\pi}} = 58,20 mm$$

Diameter på spennarmering

$$\emptyset_s = 32 mm$$

Armeringsdiameter

$$C_{min,s} = 70 mm$$

Overdekning for slakkarmering

$$\emptyset_b = 20 mm$$

Bøylediameter

$$d_s = 1\,136 mm$$

Effektiv tverrsnittshøyde fra OK, kap.7.2.2

$$d_p = h - 160 = 1\,090 mm$$

Effektiv tverrsnittshøyde fra OK

$$d_{gj.snitt.} = 1\,098 mm$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$\alpha = \frac{\alpha d}{d_{gj.snitt.}} = 0,1152$$

Trykksonehøydefaktor

$$b_{flens} = 10\,614 mm$$

Flensbredde, se kap.7.2.2

$$y_{ok} = 477,3 mm$$

Avstand til NA fra OK

Utdata

$$\eta_s = \frac{E_s}{E_{cm}} = 5,512$$

Materialstivhetsforhold

$$\eta_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = 5,512$$

Materialstivhetsforhold

$$d'_s = C_{min,s} + \emptyset_b + \frac{1,5 \times \emptyset_s}{2} = 114 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde, trykkarmering

$$\alpha d_{gj.snitt.} = 126,5 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde

Stadium 1:

$$I_{c21} = I_x + A_c \times (y_{ok} - \alpha d_{gj.snitt.})^2 = 3,789 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

Betongens bidrag

$$I_{s21} = n_s \frac{\pi \times \emptyset_s^4}{64} + A_{s,UK} (d_s - \alpha d_{gj.snitt.})^2 = 1,639 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Strekkarmeringens bidrag

$$I'_{s21} = n_s \frac{\pi \times \emptyset_s^4}{64} + A_{s,OK} (\alpha d_{gj.snitt.} - d'_s)^2 - \frac{1}{\eta_s} A_{s,OK} (\alpha d_{gj.snitt.} - d'_s)^2 = 4,625 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Trykkarmeringens bidrag

$$I_{p21} = n_p \frac{\pi \times \emptyset_p^4}{64} + 8A_p (d_p - \alpha d_{gj.snitt.})^2 = 1,976 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Spennarmeringens bidrag

$$I_{21,tot} = I_{c21} + \eta_s \times I_{s21} + \eta_s \times I'_{s21} + \eta_p \times I_{p21} = 3,986 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

Treghetsmoment stadium 1

$$(EI)_{21} = E_{cm} I_{c21} + E_s I_{s21} + E_s I'_{s21} + E_p I_{p21} = 1,446 \times 10^{17}$$

Bøyestivhet stadium 1

Stadium 2:

$$I_{c22} = \frac{b \times \alpha d^3}{12} + b \times \alpha d_{gj.snitt.} \times \left(\frac{\alpha d_{gj.snitt.}}{2} \right)^2 = 7,160 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Betongens bidrag

$$I_{s22} = 1,639 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Strekkarmeringens bidrag, som over

$$I'_{s22} = 4,625 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Trykkarmeringens bidrag, som over

$$I_{p22} = 1,976 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Spennarmeringens bidrag, som over

$$I_{22,tot} = I_{c22} + \eta_s \times I_{s22} + \eta_s \times I'_{s22} + \eta_p \times I_{p22} = 2,037 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Treghetsmoment stadium 2

$$(EI)_{22} = E_{cm} I_{c22} + E_s I_{s22} + E_s I'_{s22} + E_p I_{p22} = 7,393 \times 10^{15} \text{ Nmm}^2$$

Bøyestivhet stadium 2

8.2 Spenningskontroll

Trykkspenningen i betongen skal begrenses for å unngå riss i lengderetning, mikroriss eller store krypdeformasjoner dersom det kan medføre uakseptable virkninger på konstruksjonens funksjon ref.(2) 7.2(1)P.

For kontroll av spenningene gjelder følgende krav:

- 1) Ved beregninger av spenninger og nedbøyning bør tverrsnittet forutsettes å være uopprisset forutsatt at bøyestrekkspenningene ikke overskrider $f_{ct,eff}$. Verdien av $f_{ct,eff}$ settes lik f_{ctm} eller $f_{ctm,fl}$ forutsatt at beregningen av minimumsarmering er basert på samme verdi ref.(2) 7.1(2).

- 2) Riss i lengderetning kan oppstå hvis trykkspenningsnivået for den karakteristiske lastkombinasjonen overskrider en kritisk verdi. Slik opprissing kan føre til at bestandigheten reduseres. Dersom det ikke treffes andre tiltak, f.eks en økning av armeringens overdekning i trykksonen eller omslutning av trykksonen ved bruk av tverrarmring, bør trykkspenningen begrenses til en verdi $k_1 f_{ck}$ i området utsatt for miljø tilsvarende eksponeringsklassene XD, XF og XS ref.(2) 7.2(2). Verdien av k_1 settes lik 0,6 ref.(2) NA.7.2(2).
- 3) I forspente konstruksjonsdeler er det ikke krav til minimumsarmering i tverrsnitt der betongen er i trykk eller der den absolutte verdien av strekkspenningen i betongen er under σ_{ctp} for den karakteristiske lastkombinasjonen og ved karakteristisk verdi av forspenning ref.(2) 7.3.2(4). Verdien av σ_{ctp} settes lik $f_{ctk 0,05}$ eventuelt $f_{ctk 0,05}(t)$ dersom opprissing kan inntreffe før 28 døgns fastheten er oppnådd. For konstruksjoner i eksponeringsklassen XD og XS settes σ_{ctp} lik null ref.(2) NA.7.3.2(4).
- 4) Hvis spenningen i betongen under tilnærmet permanente laster er mindre enn $k_2 f_{ck}$ kan det antas lineær kryptøyning ref.(2) 7.2(3). Verdien av k_2 settes lik 0,45 ref.(2) NA.7.2(3).
- 5) Uakseptabel opprissing eller deformasjon av hensyn til utseende, kan antas unngått hvis strekkspenningen i armeringen ikke overskrider $k_3 f_{yk}$ for den karakteristiske lastkombinasjonen. Dersom spenningen er forårsaket av en påført deformasjon, bør strekkspenningen ikke overskride $k_4 f_{yk}$. Middelveidien av spenningen i spennkabler bør ikke overskride $k_5 f_{pk}$ ref.(2) 7.2(5). Verdiene av k_3, k_4 og k_5 settes lik hhv. 0,8, 1 og 0,75 ref.(2) NA.7.2(5).

For Nøkleby bru som tilhører eksponeringsklasse XD3 blir følgende krav gjeldende:

- 1) $\sigma_{ct} \leq f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$
- 2) $\sigma_c \leq k_1 \times f_{ck} = 0,6 \times 45 = 27 \text{ MPa}$
- 3) σ_{ctp} settes lik null. Dvs at det stilles krav til armering der hvor det oppstår strekkspenning i betongen.
- 4) $\sigma_c \leq k_2 \times f_{ck} = 0,45 \times 45 = 20,25 \text{ MPa}$
- 5) Spenningen i armeringen skyldes last og ikke påført deformasjon derfor:
 $\sigma_{s,arm.} \leq k_3 \times f_{yk} = 0,8 \times 500 = 400 \text{ MPa}$
 $\sigma_{s,spennarm.middel} \leq k_5 \times f_{pk} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$

Da det ikke var tilgang til NovaDesign ved gjennomførelse av denne oppgave er det valgt å fokusere på kontroll av punkt 1 og 2.

Tregghetsmoment vil variere langs brubanen på grunn av armeringsmengde, trykksonehøyde og spennarmeringens plassering i tverrsnittet. Velger å bruke tregghetsmomentet fra midtspennet da denne representerer tregghetsmomentet langs brubanen best av de to snittene i kap.8.1. Etter verste karakteristisk lastkombinasjon for bruksgrensetilstand etter lang tid oppstår følgende betongspenninger:

Inndata

$$A_c = 7,065 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$I_{21,tot} = 3,986 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$\text{Helning} = 6,6\% = 0,0066 \times 45^\circ = 2,97^\circ$$

$$\text{CoGy} = 752,3 \text{ mm}$$

$$y_{OK} = \text{CoGy} - \sqrt{\frac{5300^2}{\cos(2,97)} - 5300^2} = 477,3 \text{ mm}$$

$$y_{UK} = 1250 - y_{OK} = 772,7 \text{ mm}$$

Utdata

$$\sigma_{Ed,UK} = \frac{P}{A_c} + \frac{M}{I_x} \times y_{UK}$$

$$\sigma_{Ed,OK} = \frac{P}{A_c} - \frac{M}{I_x} \times y_{OK}$$

Tverrsnittsareal

Tregghetsmoment stadium 1 i midtspenn, kap.8.1.2

Helning av OK bruoverbygning

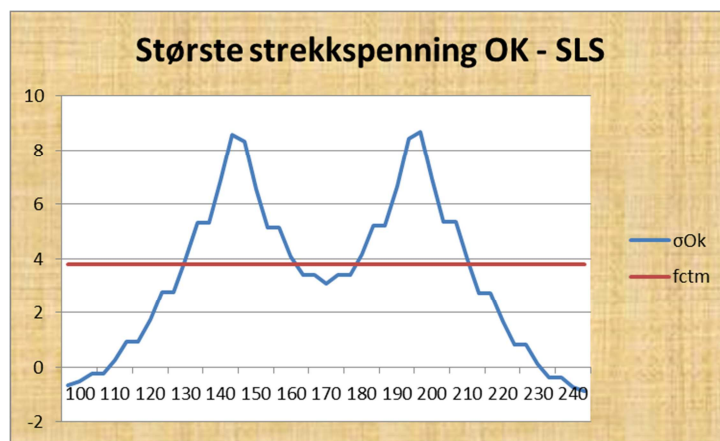
t.p plassering i NovaFrame fra OK

t.p til OK bruoverbygning

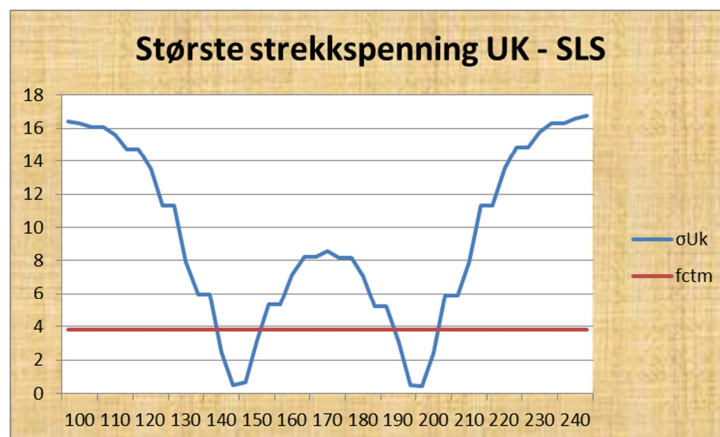
t.p til UK bruoverbygning

Spenninger i UK

Spenninger i OK



Figur 8.2A Største strekkspenning OK – SLS.



Figur 8.2B Strekkspenning UK – SLS.

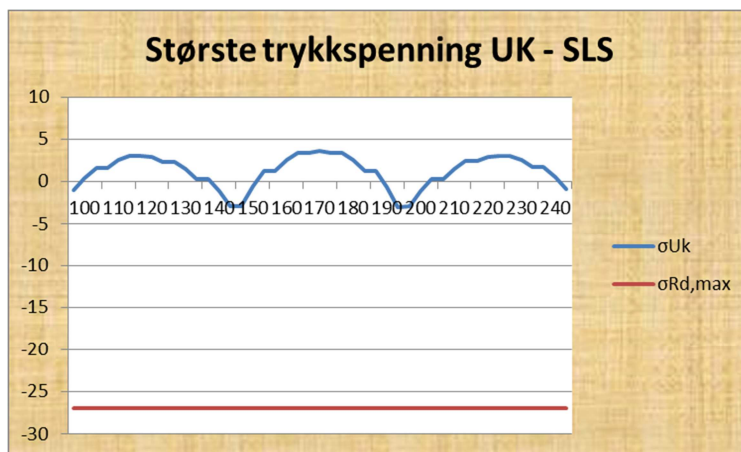
Figurene 8.2A og 8.2B over gir at de maksimale strekkspenningene vil være større enn betongens strekkfasthet og det vil definitivt oppstå rissdannelse etter punkt 1. I UK av

bruoverbygningen overskrider strekkfastheten over nesten hele brulengden. Figur 8.2A viser en mer naturlig spenningsfordeling hvor strekkfastheten overskrides over søylene hvor momentene er store. Grunnen til de store strekkspenningene skyldes store aksialtrekkspenninger. Som kommer av at Nøkleby bru er fastholdt i fire oppleggspunkter, begge søylene og bruendene.

I verdt å kommentere er at så lenge strekkspenningene er under strekkfastheten er betongen i stadium 1. Med en gang strekkspenningene overskrider strekkfastheten oppstår det riss og betongen har ikke lenger strekkfasthet. Det betyr at når strekkfastheten overskrides er det ikke strekkspenning i betongen lengre, all strekkspenning tas av armeringen. Dermed er formålet kun å bestemme om strekkfastheten overskrides og ikke hvor mye den overskrides.



Figur 8.3A Største trykkspenning OK- SLS.



Figur 8.3B Største trykkspenning UK - SLS

Av figurene 8.3A og 8.3B over vil det ikke ved noen tilfeller oppstå riss pga av trykkspenninger som vil kunne redusere tverrsnittets bestandighet. Kravet i punkt 2 er tilfredsstillt. Største opptredende trykkspenning er i element 190(1,0) i UK av tverrsnittet over søyle 2:

$$\sigma_{Ed,c} = 2,978 \leq 27 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

Som kommentert i kap.7.1 har det skjedd en del ved lastdimensjoneringen etter overgangen til eurokode 2. Er derfor naturlig at det oppstår litt høyre spenninger ettersom bruene er dimensjonert etter NS3473.

8.3 Rissviddekontroll

Opprissing skal begrenses slik at ikke konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet skades eller gir den et uakseptabelt utseende ref.(2) 7.3.1(1)P.

Grenseverdien w_{max} for begrenning av den beregningsmessige rissvidden relateres til konstruksjonens eksponeringsklasse. Altså hvilken miljøpåkjenning konstruksjonen utsettes for se kap.3.2.

Største tillatte rissvidde bestemmes da av tabell NA.7.1 ref.(2) vist under:

Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke		Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke ³⁾	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi	Lastkombinasjon	Grenseverdi
X0	Tilnærmet permanent	0,40 ¹⁾	Ofte forekommende	0,30 k_c
XC1, XC2, XC3, XC4	Tilnærmet permanent	0,30 k_c	Ofte forekommende	0,20 k_c
XD1, XD2, XS1, XS2	Tilnærmet permanent	0,30 k_c	Ofte forekommende	0,20 k_c
			Tilnærmet permanent	Trykkavlastning ²⁾
XD3, XS3	Ofte forekommende	0,30 k_c	Ofte forekommende	Trykkavlastning ²⁾
XSA	Vurderes særskilt ⁴⁾		Vurderes særskilt ⁴⁾	

¹⁾ For eksponeringsklasse X0 har rissvidden ikke påvirkning på bestandigheten, og denne grensen er satt for å gi akseptabelt utseende. Der det ikke er begrensninger av hensyn til utseende, kan verdien økes.

²⁾ Ved påvisning av at det ikke oppstår trykkavlastning forutsettes at hele tverrsnittet av spennarmeringen, eventuelt kabelkanalen for etteroppspente forspenningskabler, ligger minst Δc_{dev} inn i trykksonen.

³⁾ Ligger spennarmeringen innenfor et lag av ordinær armering påvises beregningsmessig rissvidde både mot kravet for ordinær armering og mot kravet for spennarmering. Ved påvisning mot kravet for spennarmeringen benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, den beregningsmessige rissvidden kan justeres med uttrykket $w_{2k} = w_k (\epsilon_{s2} / \epsilon_{s1})$ der ϵ_{s1} er strekketøyningen i armeringen på siden med størst tøyning, ϵ_{s2} er strekketøyningen i nivå med spennarmeringen og w_{2k} er en justert beregningsmessig rissvidde som sammenlignes med grenseverdiene i tabellen.

⁴⁾ En totalvurdering er nødvendig i disse tilfeller for å komme frem til en hensiktsmessig kombinasjon av konstruktiv utforming, materialsammensetning, overdekning, rissviddebegrensning og andre beskyttende tiltak.

Figur 8.4 Anbefalte verdier av w_{max} , ref.(2) tabell NA.7.1.

For Nøkleby bru i eksponeringsklasse XD3 og spennarmering med kontinuerlig samvirke er det krav til trykkavlastning. Det vil si at det ikke er tiltatt med strekkspenning i høyde med spennarmeringen. For Nøkleby bru som er dimensjonert etter NS3473 var ikke kravet like strengt og det var gitt en begrensning av maksimal rissvidde. Er derfor strekkspenning i høyde med spennarmeringen. Velger i denne oppgaven å dimensjonere for kravet for eksponeringsklasse XD3 og spennarmering uten kontinuerlig samvirke for å ha en begrensning av maksimal rissvidde som i NS3473. Kravet til maksimal rissvidde blir da $0,3k_c$ etter figur 8.4. Kontrollen skal gjennomføres etter lastkombinasjon: ofte forekommende.

Faktoren k_c tar hensyn til virkningen av større overdekning enn bestandighetskravet:

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1,3$$

Antar at Nøkleby bru utføres med overdekning etter bestandighetskravet slik at k_c blir lik 1,0 og maksimal rissvidde 0,3 mm.

Den beregningsmessige rissvidden bestemmes enten ved direkte beregning eller ved kontroll av armeringsspenning relatert til armeringsdiameter og senteravstand. I denne rapporten velges det å kontrollere armeringsspenning etter rissviddebegrensning.

8.3.1 Minimumsarmering

Etter kap.8.2 punkt 3 kreves det minimumsarmering i den delen av tverrsnittet som har strekk. Minimumsarmeringen for et T-tverrsnitt bestemmes for hver enkel del av tverrsnittet. Altså flenser og steg. Minimumsarmering for riss er avhengig av lastkombinasjon. Ettersom Nøkleby bru utsettes for mange forskjellige lastkombinasjoner er det ikke direkte gitt hvilken av dem som blir dimensjonerende.

For bjelker er det som regel bøyning som er mest kritisk for rissdannelse selv om riss også kan oppstå grunnet skjær, torsjon, strekk, plastisk svinn og utvidelse gjennom kjemiske reaksjoner i herdeprosessen ref.(2) 7.3.1 (2) og (3).

Ved forutsettelse av opprissing når strekkspenningene i betongen overskrider strekkfastheten, kan opprissing bestemmes ved hjelp av et rissmomentet M_{cr} . Rissmomentet definerer overgangen mellom uopprikket og opprikket tilstand. Bestemmer rissmomentet ved å begrense strekkspenningstilstanden av en bjelke til f_{ctm} etter punkt 1 i kap.8.2. Verste tilfelle vil være med aksialstrekk i betongen. Bruker derfor maksimal strekkraft etter lastkombinasjonen ofte forekommende for bruksgrensetilstand etter figur 8.4. Setter opptredende spenning lik betongstrekkfastheten og finner rissmomentet. Velger å se på tilfellet med strekkspenning i OK for å bestemme om det er strekkspenning i både flens og steg. Er konservativ og bruker trehetsmomentet fra kap.8.1.2:

Inndata

$N_{Ed} = 15\,460\text{ kN}$	Største strekkraft
$f_{ctm} = 3,8\text{ MPa}$	Strekkfasthet
$A_c = 7,065 \times 10^6\text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal
$y_{OK} = 477,3\text{ mm}$	Avstand fra OK til tyngdepunkt
$I_{21,tot} = 3,986 \times 10^{12}\text{ mm}^4$	Trehetsmoment stadium 1, kap.8.1.2

Utdata

Spenningstilstand og kritisk moment i OK flens:

$$f_{ctm} = \frac{N}{A_c} + \frac{M_{riss}}{I_{21,tot}} \times y_{OK}$$

$$\rightarrow M_{riss} = \left(f_{ctm} - \frac{N}{A_c} \right) \times \frac{I_{21,tot}}{y_{OK}} = 13\,459\text{ kNm}$$

Avstand fra OK flens og ned til nøytralaksen:

$$0 = \frac{N}{A_c} + \frac{M_{riss}}{I_{21,tot}} \times y_{N.A}$$

$$\rightarrow y_{N.A} = \frac{-N \times I_{21,tot}}{A_c \times M_{riss}} = -648,0 \text{ mm}$$

Dette betyr at det vil være strekkspenninger over hele flensen og i store deler av steget ved opprissing. Det trenges da ikke minimumsarmering i nedre del av steget etter kap.8.1 punkt 3. Velger likevel å legge inn minimumsarmering for riss i hele tverrsnittet.

8.3.1.1 Minimumsarmering for flens

Antar konstant tverrsnitt med full flensbredde, gjennomsnittlig flenstykkelse og gjennomsnittlig bredde av steg.

Bestemmer minimumsarmering for flens etter avsnitt 7.3.2 (2) ref.(2):

Inndata

$$N_{Ed} = 15\,460 \text{ kN}$$

Største strekkraft

$$M_{riss} = 13\,459 \text{ kNm}$$

Rissmoment, kap.8.3.1

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

Strekfasthet

$$A_c = 7,065 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal

$$A_{c,fl} = b_{fl} \times t_{fl} = 3,184 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

Areal av flens

$$A_{\emptyset 32} = \pi \times \frac{\emptyset^2}{4} = 804,2 \text{ mm}^2$$

Armeringsareal pr stang

$$I_{21,tot} = 3,986 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

Treghetsmoment stadium 1, kap.8.1.2

$$y_{N.A} = 648,0 \text{ mm}$$

Avstanden til N.A, kap.8.3.1

$$\emptyset = 32 \text{ mm}$$

Armeringsdiameter

$$t_{fl} = \frac{350+250}{2} = 300 \text{ mm}$$

Gjennomsnittlig flenstykkelse

$$\text{Helning} = 0,066 \times 45^\circ = 2,97^\circ$$

$$b_{fl} = \frac{10600}{\cos(2,97)} = 10\,614 \text{ mm}$$

Flensbredde

$$k = 0,65$$

Koeffisient for ujevn spenningsfordeling

Utdata

Bestemmer strekkraften i flensen rett før opprissing:

$$\sigma_{fl,OK} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{riss}}{I_{21,tot}} \times y_{N.A} = 4,367 \text{ MPa}$$

Spenningen i OK av flensen

$$\sigma_{c,fl} = \frac{f_{ct,eff} + \sigma_{fl,OK}}{2} = 4,088 \text{ MPa}$$

Middelspenning i flensen

$$F_{cr} = A_{c,fl} \times \sigma_{c,fl} = 13\,018 \text{ kN}$$

rissmoment

Strekraften i flens forårsaket av

Koeffisienten som tar hensyn til spenningsfordelingen innenfor tverrsnittet umiddelbart før opprissing og til endring i den indre momentarmen er gitt ved:

$$k_c = 0,9 \times \frac{F_{cr}}{A_{c,fl} \times f_{ct,eff}} = 0,9683 \geq 0,5$$

Med $w_k=0,3$ mm se kap.8.3 og en valgt senteravstand lik 200 mm blir tillatt stålspenning $\sigma_s=240$ MPa etter tabell 7.3N ref.(2). Nødvendig minimumsarmering for flens blir da:

$$A_{s,min,fl} = \frac{k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{c,fl}}{\sigma_s} = 31\,731 \text{ mm}^2 \rightarrow \frac{A_{s,min,fl}}{b_{fl}/1000} = 2\,989 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Fordeler armeringen likt i over- og underkant flens og bestemmer nødvendig senteravstand ved valgt armeringsdiameter på $\emptyset 32$:

$$A_{s,min,fl0} = \frac{1}{2} \times \frac{A_{s,min,fl}}{b_{fl}/1000} = 1\,495 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$n_{min,fl0} = \frac{A_{s,min,fl0}}{A_{\emptyset 32}} = 1,859 \text{ stk/m}$$

$$s_{min,fl0} = \frac{1000}{n_{min,fl0}} = 538,0 \text{ mm}$$

Kontrollerer mot minimumsarmering for å hindre sprøbrudd, store riss og for å oppta krefter som oppstår ved tvungen påvirkning.

Minimumsarmering for flensen regnet som en plate etter avsnitt 9.3.1.1 og 9.2.1.1(1) ref.(2) blir da:

Inndata

$$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$$

Betongens strekkfasthet

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Karakteristisk flytespenning

$$A_{\emptyset 32} = \pi \times \frac{\emptyset_s^2}{4} = 804,2 \text{ mm}^2$$

Armeringsareal pr stang

$$\emptyset_s = 32 \text{ mm}$$

Armeringsdiameter

$$h = 1\,250 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde

$$t_{fl} = \frac{350+250}{2} = 300 \text{ mm}$$

Gjennomsnittlig flenstykkelse

$$b_{fl} = 10\,614 \text{ mm}$$

Flensbredde

Utdata

Med lik armeringsmengde i OK og UK av flens blir effektiv tykkelse fra UK av det totale tverrsnittet og til midten av flensen:

$$d_{flens} = h - \frac{t_{fl}}{2} = 1\,100\text{ mm} \quad \text{Effektiv tverrsnittshøyde fra UK}$$

Setter $b_t=1000$ for å få nødvendig minimumsarmering for flens pr meter:

$$A_{s,min,fl1} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d_{flens} = 2\,174\text{ mm}^2$$

men ikke mindre enn $0,0013 \times b_t \times d_{flens} = 1\,430\text{ mm}^2/m \rightarrow OK$

Fordeler armeringen likt i over- og underkant flens og bestemmer nødvendig senteravstand ved valgt armeringsdiameter på $\emptyset 32$:

$$A_{s,min,fl1,0} = \frac{1}{2} \times A_{s,min,fl1} = 1\,087\text{ mm}^2/m$$

$$n_{min,fl1,0} = \frac{A_{s,min,fl1,0}}{A_{\emptyset 32}} = 1,351\text{ stk/m}$$

$$s_{min,fl1,0} = \frac{1000}{n_{min,fl1,0}} = 740\text{ mm}$$

Krav til største senteravstand og tverrsnittsarmering etter hhv. 9.3.1.1(3) og 9.2.1.1(3) ref.(2):

$$s_{max,slabs} = \min[3 \times t_{fl}; 400\text{ mm}] = 400\text{ mm}$$

$$A_{s,max,slabs} = 0,04 \times t_{fl} \times b_t = 12\,000\text{ mm}^2/m$$

Gjeldende armeringsmengde for flensen blir:

$$s_{flens} = \min[s_{min,fl0}; s_{min,fl1,0}] = 538,0\text{ mm} < s_{max,slabs} \rightarrow s_{flens} = 400\text{ mm}$$

$$A_{s,flens} = \frac{1000}{s_{flens}} \times A_{\emptyset 32} = 2010,6\text{ mm}^2/m < A_{s,max,slabs} \rightarrow OK$$

Minimumsarmeringen for flensen blir $\emptyset 32s400$ i OK og UK

8.3.1.2 Minimumsarmering for steg

Bestemmer minimumsarmering for steg etter avsnitt 7.3.2 (2) ref.(2):

Inndata

$$N_{Ed} = 15\,460\text{ kN}$$

Største strekkraft

$$\sigma_s = 240\text{ MPa}$$

Tillatt stålspenning

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,8\text{ MPa}$$

Strekfasthet

$$A_c = 7,065 \times 10^6\text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal

$A_{c,st} = 3,853 \times 10^6 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal for steg
$A_{\emptyset 32} = \pi \times \frac{\emptyset_s^2}{4} = 804,2 \text{ mm}^2$	Armeringsareal pr stang
$\emptyset_s = 32 \text{ mm}$	Armeringsdiameter
$h_{st} = h - t_{fl} = 950$	Steghøyde
$Helning = 0,066 \times 45^\circ = 2,97^\circ$	
$b_{st} = \frac{3300}{\cos(2,97)} + \frac{4800}{\cos(2,97)} = 4\ 055 \text{ mm}$	Gjennomsnittlig stegbredde
$t_{fl} = \frac{350+250}{2} = 300 \text{ mm}$	Gjennomsnittlig flenstykkelse
$k = 0,65$	Koeffisient for ujevn spenningsfordeling
$k_1 = 1,5$	Koeffisient for virkning av aksialkraft på spenningsfordeling
$h' = h_{st} = 950 \text{ mm}$	For $h < 1,0\text{m}$

Utdata

Koeffisienten som tar hensyn til spenningsfordelingen innenfor tverrsnittet umiddelbart før opprissing og til endring i den indre momentarmen er gitt ved:

$$\sigma_{c,st} = \frac{N_{Ed}}{A_{c,st}} = 4,013 \text{ MPa} \quad \text{Middelspenning i steget}$$

$$k_c = 0,4 \times \left[1 - \frac{\sigma_{c,st}}{k_1 \left(\frac{h_{st}}{h'} \right) f_{ct,eff}} \right] = 0,1184 \leq 1,0$$

Nødvendig minimumsarmering for steg:

$$A_{s,min,st} = \frac{k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{c,st}}{\sigma_s} = 4\ 695 \text{ mm}^2 \rightarrow \frac{A_{s,min,st}}{h_{st}/1000} = 4\ 942 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Fordele armeringen i to lag og bestemmer nødvendig senteravstand ved valgt armeringsdiameter på $\emptyset 32$:

$$A_{s,min,st0} = \frac{1}{2} \times \frac{A_{s,min,st}}{h_{st}/1000} = 2\ 471 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$n_{min,st0} = \frac{A_{s,min,st0}}{A_{\emptyset 32}} = 3,072 \text{ stk/m}$$

$$s_{min,st0} = \frac{1}{n_{min,st0}} = 325,5 \text{ mm}$$

Kontrollerer mot minimumsarmering for å hindre sprøbrudd, store riss og for å oppta krefter som oppstår ved tvungen påvirkning. Steget har et forhold mellom tykkelse og lengde på 4,3 og kan da regnes som en vegg ref.(2) 9.6.1(1). Velger også å kontrollere steget som en plate.

Minimumsarmering for steg regnet som en plate etter avsnitt 9.3.1.1 og 9.2.1.1(1) ref.(2):

Inndata

$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$	Betongens strekkfasthet
$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	Karakteristisk flytespenning
$A_{\emptyset 32} = \pi \times \frac{\emptyset_s^2}{4} = 804,2 \text{ mm}^2$	Armeringsareal pr stang
$C_{min,s} = 70 \text{ mm}$	Overdekning
$\emptyset_s = 32 \text{ mm}$	Armeringsdiameter
$\emptyset_b = 20 \text{ mm}$	Bøylediameter
$h_{st} = h - t_{fl} = 950$	Steghøyde
$Helning = 0,066 \times 45^\circ = 2,97^\circ$	
$b_{st} = \frac{3300}{\cos(2,97)} + \frac{4800}{\cos(2,97)} = 4\ 055 \text{ mm}$	Gjennomsnittlig stegbredde

Utdata

Fordeler armeringen i to lag og bestemmer tverrsnittets effektive høyde:

$$d_{steg} = h_{st} - C_{min,s} - \emptyset_b - \frac{1,5 \times \emptyset_s}{2} = 836 \text{ mm} \quad \text{Stegets effektive høyde}$$

Setter $b_t=1000$ for å få nødvendig minimumsarmering for steg pr meter:

$$A_{s,min,st1} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d_{steg} = 1\ 652 \text{ mm}^2/m$$

$$\text{men ikke mindre enn } 0,0013 \times b_t \times d_{steg} = 1\ 087 \text{ mm}^2/m \rightarrow OK$$

Fordeler armeringen likt i over- og underkant steg og bestemmer nødvendig senteravstand ved valgt armeringsdiameter på $\emptyset 32$:

$$A_{s,min,st1,0} = \frac{1}{2} \times A_{s,min,st1} = 543,5 \text{ mm}^2/m$$

$$n_{min,st1,0} = \frac{A_{s,min,st1,0}}{A_{\emptyset 32}} = 0,6757 \text{ stk/m}$$

$$s_{min,st1,0} = \frac{1000}{n_{min,st1,0}} = 1\ 480 \text{ mm}$$

Krav til største senteravstand og tverrsnittsarmering etter hhv. 9.3.1.1(3) og 9.2.1.1(3) ref.(2):

$$s_{max,slabs} = \min[3h_{st}; 400 \text{ mm}] = 400 \text{ mm} \rightarrow s_{min,st1,0} = 400 \text{ mm}$$

$$A_{s,min,st1,0} = \frac{1000}{s_{min,st1,0}} \times A_{\emptyset 32} = 2\ 011 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max,slabs} = 0,04 \times h_{st} \times b_t = 38\,000 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{s,min,st1,0} < A_{s,max,slabs} \rightarrow OK$$

Minimumsarmering for steg beregnet som en vegg bestemmes etter avsnitt 9.6 ref.(2). Må da beregne både vertikal- og horisontalarmering.

Inndata

$$A_{\emptyset 32} = \pi \times \frac{\emptyset_s^2}{4} = 804,2 \text{ mm}^2$$

Armeringsareal pr stang

$$\emptyset_s = 32 \text{ mm}$$

Armeringsdiameter

$$h_{st} = h - t_{fl} = 950$$

Steghøyde

$$\text{Helning} = 0,066 \times 45^\circ = 2,97^\circ$$

$$b_{st} = \frac{3300}{\cos(2,97)} + \frac{4800}{\cos(2,97)} = 4\,055 \text{ mm}$$

Gjennomsnittlig stegbredde

Utdata

Minste vertikalarmoring 9.6.2(1). Setter $b_t=1000$ mm:

$$A_{s,vmin,st} = 0,002 \times h_{st} \times b_t = 1900 \text{ mm}^2/m$$

$$n_{vmin,st} = \frac{A_{s,vmin,st}}{A_{\emptyset 32}} = 2,362 \text{ stk/m}$$

$$s_{vmin,st} = \frac{1000}{n_{min,st1,0}} = 423,3 \text{ mm}$$

Senteravstanden til vertikalarmoringen skal ikke være større enn 9.6.2(3) ref.(2):

$$s_{max,vmin,st} = \min[3h_{st}; 400 \text{ mm}] = 400 \text{ mm} \rightarrow s_{vmin,st} = 400 \text{ mm}$$

Gjeldende armeringsmengde for steget blir:

$$s_{steg} = \min[s_{min,st0}; s_{min,st1,0}; s_{vmin,st}] = 325,5 \text{ mm}$$

Vertikal minimumsarmering for steg blir $\emptyset 32s320$ i OK og UK. Hvis det hadde vært minimumsarmeringen for steget regnet som en vegg som ble gjeldende måtte det ha blitt lagt inn horisontalarmering etter avsnitt 9.6.1(1) ref.(2) i tillegg.

8.3.1.3 Rissviddebegrensning uten direkte beregning

Som en forenkling kan beregningsreglene for rissvidde i avsnitt 7.3.4 ref.(2) anses som tilfredsstillende hvis største stangdiameter eller senteravstand bestemmes etter avsnitt 7.3.3 ref.(2).

Armerings- spenning ² [MPa]	Største stangdiameter [mm]		
	w _k = 0,4 mm	w _k = 0,3 mm	w _k = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

MERKNAD 1 Verdiene i tabellen bygger på følgende forutsetninger:
c = 25 mm; f_{ct,eff} = 2,9 MPa; h_{cr} = 0,5h; (h-d) = 0,1h; k₁ = 0,8; k₂ = 0,5; k_c = 0,4;
k = 1,0; k₁ = 0,4 og k₄ = 1,0

MERKNAD 2 For de aktuelle kombinasjonene av påvirkninger

Figur 8.5A Største stangdiameter for begrensning av rissvidde, ref.(2) tabell 7.2N.

Stålspenning ² [MPa]	Største senteravstand [mm]		
	w _k =0,4 mm	w _k =0,3 mm	w _k =0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

For merknader, se tabell 7.2N.

Figur 8.5B Største stangdiameter for begrensning av rissvidde, ref.(2) tabell 7.3N.

Finner største armeringsspenning ved bruenden ettersom det er her det største momentet forekommer. Tverrsnittet er her armert med 96Ø40 i underkant og 29Ø32 i overkant se kap.7.2.3.

Spenningen i strekkarmering for opprisset tverrsnitt (stadium 2) beregnes på følgende måte:

Inndata

$$M_{Ed,sidespenn} = 49\,527 \text{ kN}$$

Moment i sidespenn

$$f_{cm} = 53 \text{ MPa}$$

Trykkfasthet

$$E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} \times 1000 = 36\,283 \text{ MPa}$$

Elastisitetsmodul for betong

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

Elastisitetsmodul for stål

$$I_{12,tot} = 5,787 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Treghetsmoment stadium 2, kap.8.1.1

$$\alpha = 0,1688$$

Trykksonefaktor, kap.8.1.1

$$d = 1\,100 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde fra OK, kap.8.1

Utdata

Tøyningen av strekkarmering via krumning:

$$\kappa = \frac{M}{EI_{12,tot}} = \frac{\varepsilon_s}{(1-\alpha)d} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{M(1-\alpha)d}{EI_{12,tot}} = 2,157 \times 10^{-3}$$

Spenning i armering:

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s = 431,3 \text{ MPa}$$

Ser av figur 8.5A og figur 8.5B at armeringspenningen ikke er tilfredsstillt. Bør gjennomføre en rissviddekontroll ved beregning av rissvidde. Regner med at Nøkleby bru har nødvendig rissarmering og velger ikke fortsette med rissviddeberegninger.

8.4 Nedbøyningskontroll

Deformasjonen av en konstruksjonsdel eller en konstruksjon skal ikke være slik at den påvirker dens tiltenkte funksjon eller utseende på en ugunstig måte ref.(2) 7.2.1(1)P.

Følgende krav til nedbøyning er gitt i punkt 7.4.1(4) og (5) ref.(2):

- Tillatt nedbøyning for ugunstigste lastkombinasjon lik spennvidde/250.
- Tillatt nedbøyning for tilnærmet permanent laster lik spennvidde/500.

Andre grenseverdier kan vurderes og etter punkt 7.4.1 ref.(3) gjelder ikke overnevnte krav for bruer. Andre grenseverdier for bruer gitt i avsnitt 5.1.2.1 ref.(1):

- Nedbøyning for ugunstigste plassering av trafikklast skal ikke overskride spennvidde/350. Gjelder også for oppbøyning (negativ nedbøyning).

Kontrollen skal utføres med lastfaktor 0,7 på trafikklasten i henhold til lastkombinasjonen ofte forekommende i kap.6.5.2.

Kravet kommer av at det er vanlig å konstruere bruer med en overhøyde lik nedbøyningen fra permanente laster både ut i fra estetisk- og funksjonelle hensyn ref.(1) 5.1.2.2. Hvis ikke dette gjøres bør andre grenseverdier for nedbøyning vurderes.

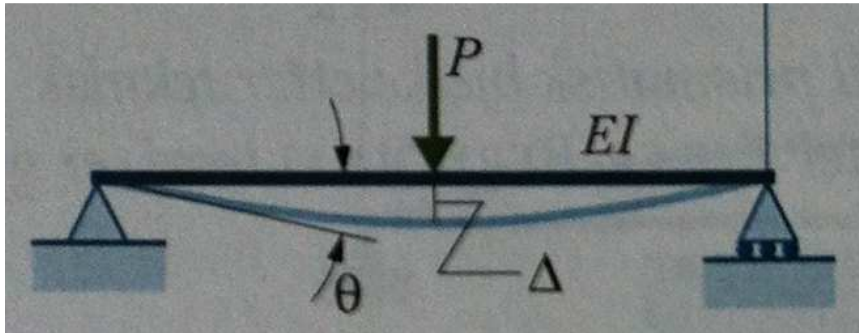
Nøyaktig framstilling av nedbøyningen av Nøkleby bru vil være vanskelig å beregne på forhånd. Selv om det legges ned betydelig arbeid vil ikke nøyaktigheten bli altfor god.

Velger derfor å utføre en forenklet kontroll ved å betrakte midtspennet som et eget system da det er her momentbelastningene er størst. Velger et ideelt statisk bestemt- og et ideelt statisk ubestemt system da dette vil kunne representere ytterpunktene av nedbøyningen.

Vurderer kun egenlast og vertikal trafikklast etter LM1 - lasttilfelle 7 med trafikklast i hele føringsbredden se kap.6.2.1.2.2. Summerer akslingslastene til en punktlast midt i spennet med en total jevnt fordelt trafikklast over hele midtspennet. Superposisjonerer nedbøyningene.

8.4.1 Nedbøyning – statisk bestemt midtspenn

Å regne midtspennet som statisk bestemt gir øvre grense av nedbøyningen:



Figur 8.6 Statisk bestemt midtspenn

Inndata

$Q_{LM1} = 600 \text{ kN}$	Total akslingslast, kap.6.2.1.2.2
$q_{LM1} = 33,54 \text{ kN/m}$	Total jevnt fordelt trafikklast, kap.6.2.1.2.2
$q_{egenv.} = A_c \times \gamma_{betong} = 176,6 \text{ kN/m}$	Egenlast
$L_{midtspenn} = 36\,000 \text{ mm}$	Spennvidde, midtspenn
$A_c = 7,065 \times 10^6 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal
$\gamma_{betong} = 25,00 \text{ kN/m}^3$	Tyngdetetthet kap.6.1.1
$(EI)_{21} = 1,446 \times 10^{17}$	Bøyestivhet stadium 1, kap.8.1.2
$(EI)_{22} = 7,393 \times 10^{15}$	Bøyestivhet stadium 2, kap.8.1.2

Utdata

Nedbøyningskrav:

$$\delta_{maks} = \frac{L_{midtspenn}}{350} = 102,9 \text{ mm}$$

Uopprisset tverrsnitt (stadium 1):

$$\delta_{Q_{LM1}} = \frac{Q_{LM1} \times L_{midtspenn}^3}{48 \times (EI)_{21}} = 4,033 \text{ mm}$$

$$\delta_{q_{LM1}} = \frac{5 \times q_{LM1} \times L_{midtspenn}^4}{384 \times (EI)_{21}} = 5,073 \text{ mm}$$

$$\delta_{q_{egenv.}} = \frac{5 \times q_{egenv.} \times L_{midtspenn}^4}{384 \times (EI)_{21}} = 26,71 \text{ mm}$$

Total nedbøyning på midten:

$$\delta_{tot} = \delta_{Q_{LM1}} + \delta_{q_{LM1}} + \delta_{egenv.} = 35,82 \text{ mm} < \delta_{maks} = 102,9 \text{ mm} \rightarrow OK$$

Konstruert med overhøyde gir nedbøyning kun fra trafikklast:

$$\delta_{traff.} = \delta_{Q_{LM1}} + \delta_{q_{LM1}} = 9,105 \text{ mm} < \delta_{maks} = 102,9 \text{ mm} \rightarrow OK$$

Opprisset tverrsnitt (stadium 2):

$$\delta_{Q_{LM1}} = \frac{Q_{LM1} \times L_{midtspenn}^3}{48 \times (EI)_{22}} = 78,89 \text{ mm}$$

$$\delta_{q_{LM1}} = \frac{5 \times q_{LM1} \times L_{midtspenn}^4}{384 \times (EI)_{22}} = 99,22 \text{ mm}$$

$$\delta_{q_{egenv.}} = \frac{5 \times q_{egenv.} \times L_{midtspenn}^4}{384 \times (EI)_{22}} = 522,5 \text{ mm}$$

Total nedbøyning på midten:

$$\delta_{tot} = \delta_{Q_{LM1}} + \delta_{q_{LM1}} + \delta_{egenv.} = 700,6 \text{ mm} < \delta_{maks} = 102,9 \text{ mm} \rightarrow IKKE ok$$

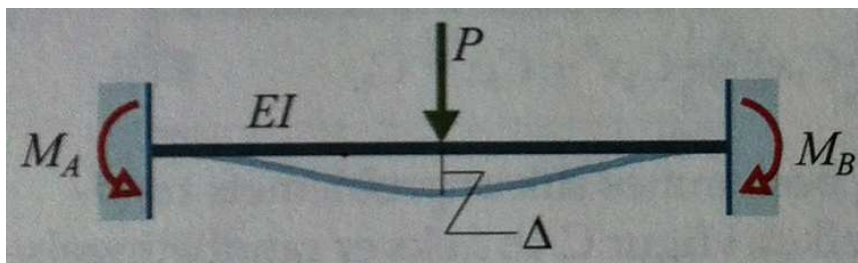
Konstruert med overhøyde gir nedbøyning kun fra trafikklast:

$$\delta_{traff.} = \delta_{Q_{LM1}} + \delta_{q_{LM1}} = 178,1 \text{ mm} < \delta_{maks} = 102,9 \text{ mm} \rightarrow IKKE OK$$

Nedbøyningskravet for uopprisset tilstand er godkjent med eller uten overhøyde for egenlast mens nedbøyningskravet for opprisset tilstand ikke tilfredsstilles selv med overhøyde.

8.4.2 Nedbøyning – statisk ubestemt midtspenn

Å regne midtspennet som statisk ubestemt gir nedre grense av nedbøyningen:



Figur 8.7 Statisk ubestemt midtspenn

Inndata

$$Q_{LM1} = 600 \text{ kN}$$

Total akslingslast, kap.6.2.1.2.2

$$q_{LM1} = 33,54 \text{ kN/m}$$

Total jevnt fordelt trafikklast, kap.6.2.1.2.2

$q_{egenv.} = A_c \times \gamma_{betong} = 176,6 \text{ kN/m}$	Egenlast
$L_{midtsPenn} = 36\,000 \text{ mm}$	Spennvidde, midtsPenn
$A_c = 7,065 \times 10^6 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal
$\gamma_{betong} = 25,00 \text{ kN/m}^3$	Tyngdetetthet kap.6.1.1
$(EI)_{21} = 1,446 \times 10^{17}$	Bøyestivhet stadium 1, kap.8.1.2
$(EI)_{22} = 7,393 \times 10^{15}$	Bøyestivhet stadium 2, kap.8.1.2

Utdata

Nedbøyingskrav:

$$\delta_{maks} = \frac{L_{midtsPenn}}{350} = 102,9 \text{ mm}$$

Uopprisset tverrsnitt (stadium 1):

$$\delta_{QLM1} = \frac{Q_{LM1} \times L_{midtsPenn}^3}{192 \times (EI)_{21}} = 1,008 \text{ mm}$$

$$\delta_{qLM1} = \frac{q_{LM1} \times L_{midtsPenn}^4}{384 \times (EI)_{21}} = 1,015 \text{ mm}$$

$$\delta_{q_{egenv.}} = \frac{q_{egenv.} \times L_{midtsPenn}^4}{384 \times (EI)_{21}} = 5,34 \text{ mm}$$

Total nedbøyning på midten:

$$\delta_{tot} = \delta_{QLM1} + \delta_{qLM1} + \delta_{q_{egenv.}} = 7,365 \text{ mm} < \delta_{maks} = 102,9 \text{ mm} \rightarrow OK$$

Konstruert med overhøyde gir nedbøyning kun fra trafikklast:

$$\delta_{traff.} = \delta_{QLM1} + \delta_{qLM1} = 2,023 \text{ mm} < \delta_{maks} = 102,9 \text{ mm} \rightarrow OK$$

Opprisset tverrsnitt (stadium 2)

$$\delta_{QLM1} = \frac{Q_{LM1} \times L_{midtsPenn}^3}{192 \times (EI)_{22}} = 19,72 \text{ mm}$$

$$\delta_{qLM1} = \frac{q_{LM1} \times L_{midtsPenn}^4}{384 \times (EI)_{22}} = 19,84 \text{ mm}$$

$$\delta_{q_{egenv.}} = \frac{q_{egenv.} \times L_{midtsPenn}^4}{384 \times (EI)_{22}} = 104,5 \text{ mm}$$

Total nedbøyning på midten:

$$\delta_{tot} = \delta_{QLM1} + \delta_{qLM1} + \delta_{q_{egenv.}} = 144,1 \text{ mm} < \delta_{maks} = 102,9 \text{ mm} \rightarrow IKKE OK$$

Konstruert med overhøyde gir nedbøyning kun fra trafikklast:

$$\delta_{traff.} = \delta_{QLM1} + \delta_{qLM1} = 39,57 \text{ mm} < \delta_{maks} = 102,9 \text{ mm} \rightarrow OK$$

Ved uopprisset tilstand vil nedbøyningskravet være tilfredsstilt selv uten overhøyde for egenlast. Det må derimot konstrueres overhøyde for de resterende permanente lastene.

For opprisset tilstand må bruene konstrueres med overhøyde for egenlast og øvrige permanente laster for at nedbøyningskravet skal tilfredsstilles.

8.4.3 Nedbøyning totalt

Å anta brutverrsnittet som uopprisset vil være urealistisk, og velger derfor å betrakte nedbøyningene ved opprisset tilstand. Den virkelige nedbøyningen vil ligge et sted mellom et statisk ubestemt og statisk ubestemt system, men akkurat hvor er vanskelig å si. Konstruert med overhøyde vil nedbøyningen ligge mellom:

$$39,57 \text{ mm} < \delta_{nedb.} < 178,1 \text{ mm}$$

Ved å anta at nedbøyningen vil ligge midt mellom vil kravet akkurat ikke være tilfredsstilt:

$$\delta_{nedb.} = \frac{39,57+178,1}{2} = 108,8 \text{ mm} < \delta_{maks} = 102,9 \text{ mm} \rightarrow \text{IKKE OK}$$

Mest sannsynlig vil nedbøyningen ligge litt nærmere nedre grense gitt ved et statisk ubestemt system. Dette fordi bruoverbygningen er støpt monolitisk til søylene og ikke vil ha fri rotasjon, samt at de store aksialtrekkspenningene vil stive opp tverrsnittet. Dermed vil nedbøyningskravet sannsynligvis tilfredsstilles.

8.5 Kontroll av byggefaser

Selv om den mest kritiske fasen som regel er ferdigtilstanden må alle byggefaser kontrolleres. Byggefaserne kan ha andre statiske systemer, ha momentvirkning på motsatt side og annen virkning fra spennkabler enn i ferdigtilstand. Alle lastvirkninger må kontrolleres for å hindre at en av byggefaserne blir underdimensjonert.

Oppspenningstilstanden blir som regel den mest kritiske da momentvirkningene kan skifte fortegn og nye spenninger oppstår. Oppspenning av spennkablene bør skje så symmetrisk som mulig om tyngdepunktsaksen, men også dette kan skape utfordringer.

Kontrollerer spenningene i bruoverbygningen etter byggefaserne slik de er utført i NovaFrame se kap.4.1. Kontrollerer for verste karakteristiske lastkombinasjon i bruksgrensetilstand. Forskjellen mellom byggefase 3 og ferdigtilstand er at superegenvekt er installert.

Beregning av spenningene i underkant bruoverbygning er gjort etter følgende:

Inndata

$$A_c = 7,065 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal

$$I_{21,tot} = 3,986 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

Treghetsmoment stadium 1 i midtspenn, kap.8.1.2

$$\text{Helning} = 6,6\% = 0,0066 \times 45^\circ = 2,97^\circ$$

Helning av OK bruoverbygning

$$CoGy = 752,3 \text{ mm}$$

t.p plassering i NovaFrame fra OK

$$y_{OK} = CoGy - \sqrt{\frac{5300^2}{\cos(2,97)} - 5300^2} = 477,3 \text{ mm}$$

t.p til OK bruoverbygning

$$y_{UK} = 1250 - y_{OK} = 772,7 \text{ mm}$$

t.p til UK bruoverbygning

Utdata

$$\sigma_{Ed,ct,UK} = \frac{P}{A_c} + \frac{M}{I_x} \times y_{UK}$$

Spenninger i UK

$$\sigma_{Ed,ct,OK} = \frac{P}{A_c} - \frac{M}{I_x} \times y_{OK}$$

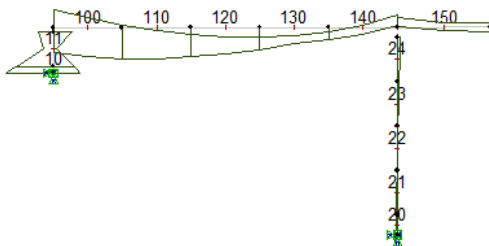
Spenninger i OK

Spenningene er så kontrollert mot f_{ctm} for å sjekke om tverrsnittet kan regnes som uopprisset etter punkt 1 kap.8.1.

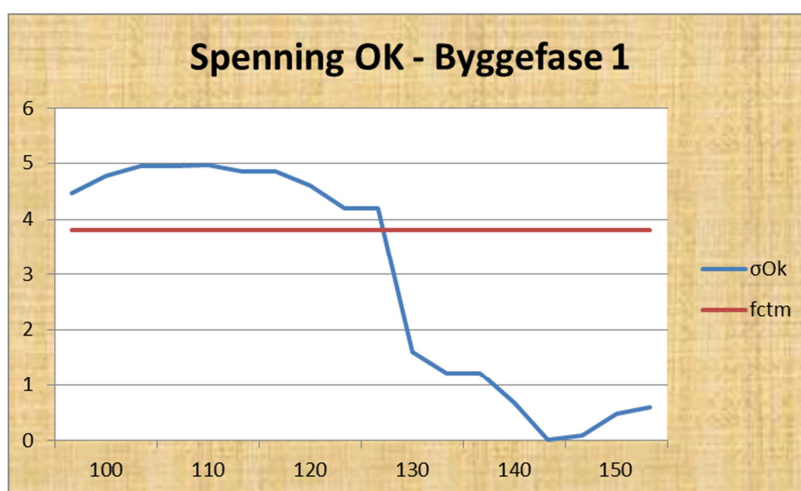
8.5.1 Byggefase 1

$$\sigma_{Ed,ct,OK} = 4,969 < f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa} \rightarrow \text{Rissdannelse}$$

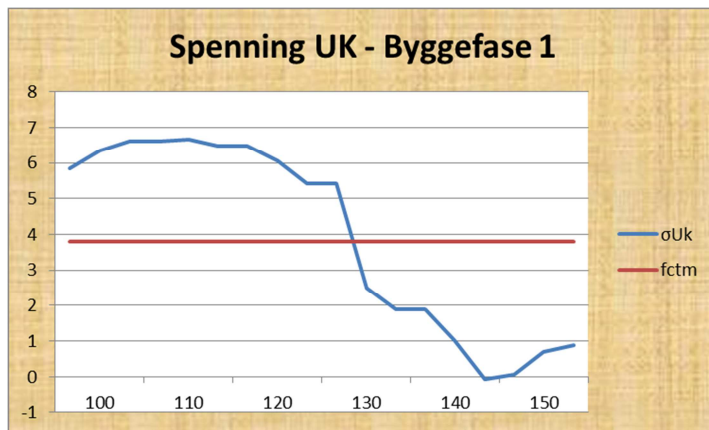
$$\sigma_{Ed,ct,UK} = 6,667 < f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa} \rightarrow \text{Rissdannelse}$$



Figur 8.8 Momentdiagram for byggefase 1 - SLS



Figur 8.9A Strekkspenninger OK for Byggefase 1 – SLS



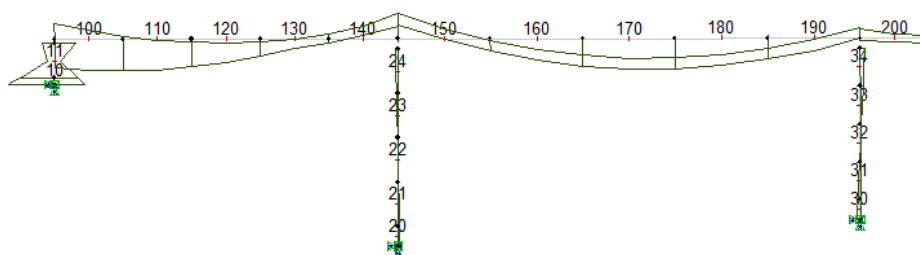
Figur 8.9B Strekkspenninger UK for Byggefase 1 – SLS

Av figurene over oppstår det størst bøyemoment og strekkspenninger i element 110(0,5). Riss vil oppstå og betongen må regnes i stadium 2.

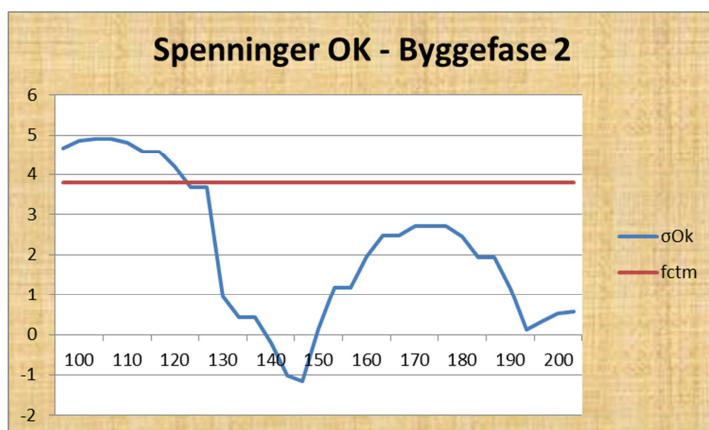
8.5.2 Byggefase 2

$$\sigma_{Ed,ct,OK} = 4,917 < f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa} \rightarrow \text{Rissdannelse}$$

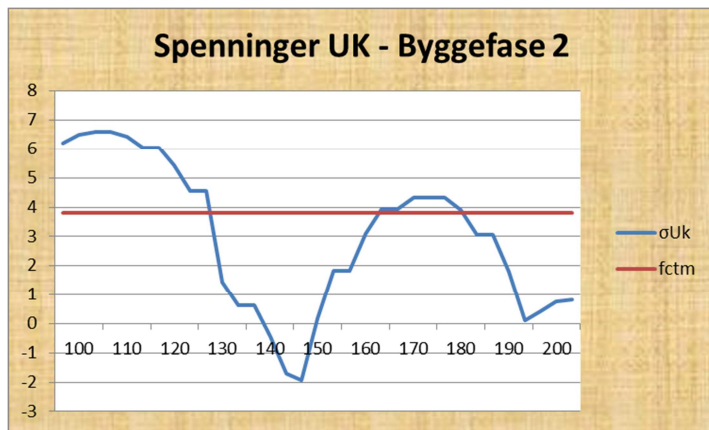
$$\sigma_{Ed,ct,UK} = 6,583 < f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa} \rightarrow \text{Rissdannelse}$$



Figur 8.10 Momentdiagram for byggefase 2 – SLS, med faktor 1.5



Figur 8.11A Strekkspenninger OK for byggefase 2 – SLS



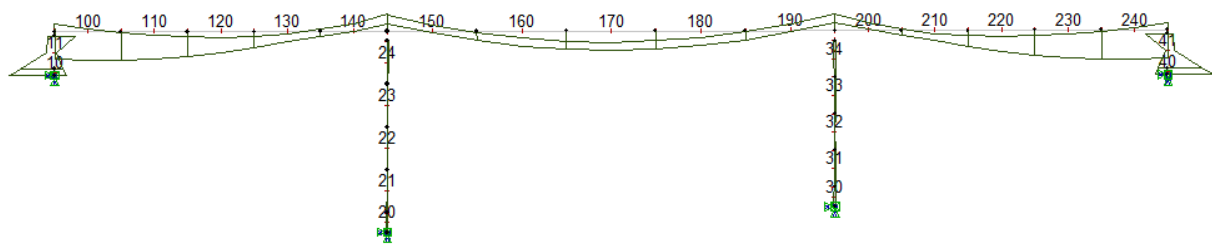
Figur 8.11B Strekkspenninger UK for byggefase 2 – SLS

Av figurene over oppstår det størst bøyemoment og strekkspenninger i element 110(0,0). Riss vil oppstå og betongen må regnes i stadium 2.

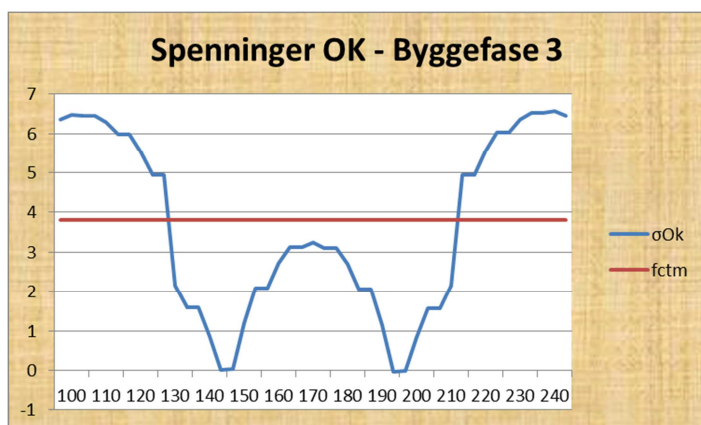
8.5.3 Byggefase 3

$$\sigma_{Ed,ct,OK} = 6,561 < f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa} \rightarrow \text{Rissdannelse}$$

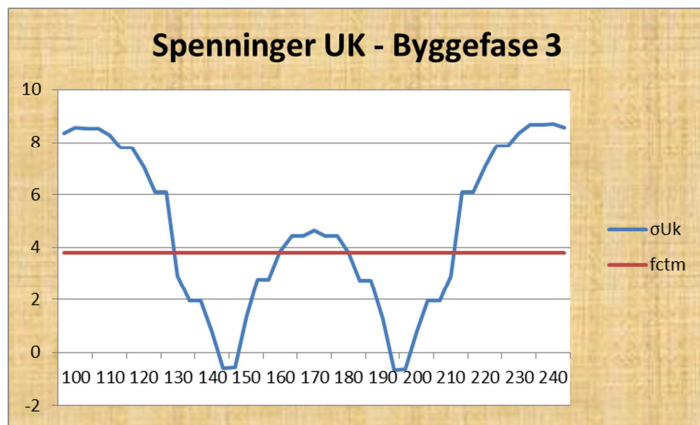
$$\sigma_{Ed,ct,UK} = 8,729 < f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa} \rightarrow \text{Rissdannelse}$$



Figur 8.12 Momentdiagram for byggefase 3 – SLS



Figur 8.13A Strekkspenninger OK for byggefase 3 – SLS



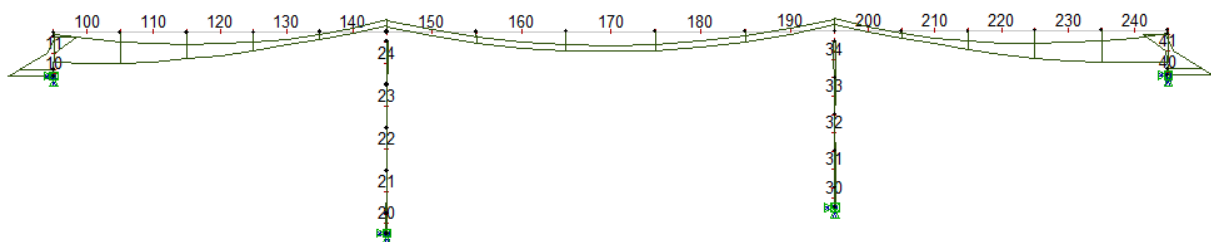
Figur 8.13B Strekkspenninger UK for byggefase 3 – SLS

Av figurene over oppstår det størst bøyemoment og strekkspenninger i element 240(0,5). Riss vil oppstå og betongen må regnes i stadium 2.

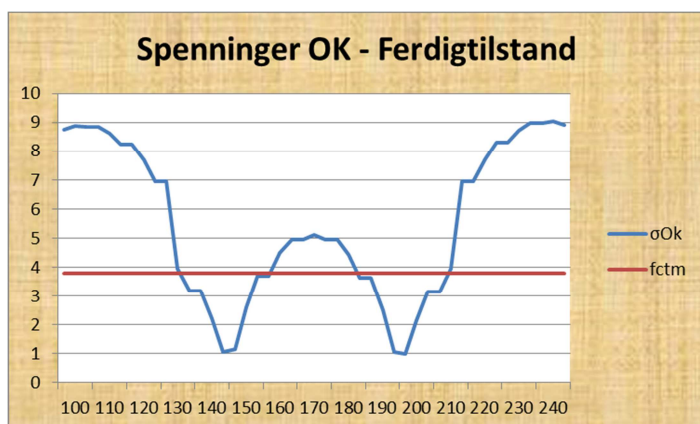
8.5.4 Ferdigtilstand

$$\sigma_{Ed,ct,OK} = 9,043 < f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa} \rightarrow \text{Rissdannelse}$$

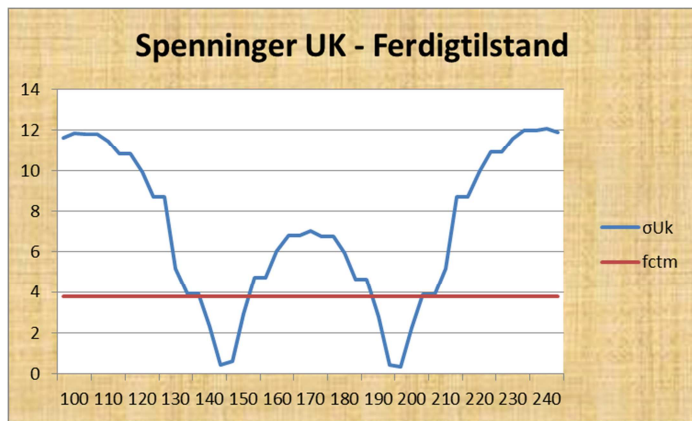
$$\sigma_{Ed,ct,UK} = 12,098 < f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa} \rightarrow \text{Rissdannelse}$$



Figur 8.14 Momentdiagram for ferdigtilstand - SLS



Figur 8.15A Strekkspenninger OK for ferdigtilstand – SLS



Figur 8.15B Strekkspenninger UK for ferdigtilstand – SLS

Av figurene over oppstår det størst bøyemoment og strekkspenninger i element 240(0,5). Riss vil oppstå og betongen må regnes i stadium 2.

9. Spennarmering

Bestemmelse av nødvendig spennarmeringsareal har blitt vesentlig forandret etter overgangen fra NS3473 til europeisk regelverk. I NS3473 er det tillat med strekkspenning i høyde med spennarmeringen og det settes en begrensning av størrelse på maksimal rissvidde. Som nevnt i kap.8.3 er det ikke tillat med strekkspenning i høyde med spennarmering (kalt trykkavlastning) etter eurokode 2 ref.(2). Dette gir at den nye eurokoden krever et større spennarmeringsareal enn NS3473.

Spennarmeringsarealet for Nøkleby bru er bestemt etter NS3473 og det kan være spennende å se hvor mye spennarmeringsareal som kreves etter eurokode 2 ref.(2). En enkel metode er å skalere opp spennarmeringsarealet slik at strekkspenningene blir null i høyde med spennarmeringen. Alle ytre laster og momentvirkninger er konstante så bruker tvangsmomentet fra spennarmeringen til å finne spennarmeringsarealet.

Velger å betrakte senter av midtspennet med tilhørende treghetsmoment, spennarmeringsvirkning og last. Spenningen i snittet bestemmes etter lastkombinasjonen ofte forekommende:

Inndata

$$M_{tot} = 16\,361 \text{ kNm}$$

Totalt moment

$$M_{Tvang} = 4\,318 \text{ kNm}$$

Tvangsmoment fra spennarmering

$$M_{Rest} = M_{tot} - M_{Tvang} = 12\,043 \text{ kNm}$$

$$P_{tot} = 15\,454 \text{ kNm}$$

Total aksialstrekkraft i brubanen

$$A_c = 7,065 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal

$$A_p = 21\,280 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal

$$I_{21,tot} = 3,986 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

Treghetsmoment stadium 1 i midtspenn, kap.8.1.2

$$y_{UK} = 772,7 \text{ mm}$$

Avstand fra UK til tyngdepunkt

$$a = 160 \text{ mm}$$

Avstand fra UK til spennarmering, kap.7.2.2.

Utdata

Antar aksialtrekkraften konstant selv om den påvirkes av spennarmeringsmengde. Finner da nødvendig tvangsmoment for å få null strekkspenning i høyde med spennarmering:

$$0 = \frac{P}{A_c} + \frac{M_{rest} + M_{Tvang,EC}}{I_{21,tot}} \times (y_{UK} - a)$$

$$\rightarrow M_{Tvang,EC} = \frac{P}{A_c} \times \frac{I_{21,tot}}{y_{UK} - a} + M_{rest} = 26\,274$$

Bestemmer nødvendig spennarmeringsareal:

$$\frac{A_{p,EC}}{M_{Tvang,EC}} = \frac{A_p}{M_{Tvang}}$$

$$\rightarrow A_{p,EC} = M_{Tvang,EC} \times \frac{A_p}{M_{Tvang}} = 129\,469 \text{ mm}^2$$

Dette er en meget forenklet metode, men gir en indikasjon på det økte kravet til spennarmering. Europeisk regelverk gir en vesentlig økning av spennarmeringsareal. Nøyaktigheten til beregningen over bør det ikke legges for stor vekt på.

10. NovaFrame

10.1 Analyse

Analyse av Nøkleby bru er i denne rapporten gjort ved hjelp av rammeprogrammet NovaFrame versjon 5. NovaFrame er utviklet av Aas-Jacobsen AS og er et velkjent program innenfor bruanalyser. Så langt er NovaFrame utviklet etter den gamle NS3473, men det jobbes med en ny utgave med utgangspunkt i Eurokodene.

NovaFrame har et grafisk brukergrensesnitt som gjør det enklere og mer intuitivt å bruke. Input av data skjer enten ved direkte innsetting eller via en inputfil ASC11. Fordelen med inputfilen er at den kan behandles i enkle tekstbehandlingsprogram. En stor fordel ved repetisjon og redigering av data. I denne rapporten er inputene gjort ved en kombinasjon. I starten gjerne direkte i programmet for å få en bedre forståelse av inputmetoden deretter i tekstfilen for enklere behandling. På grunn av det grafiske brukergrensesnittet er det også enklere å kontrollere inputfilen og resultater.

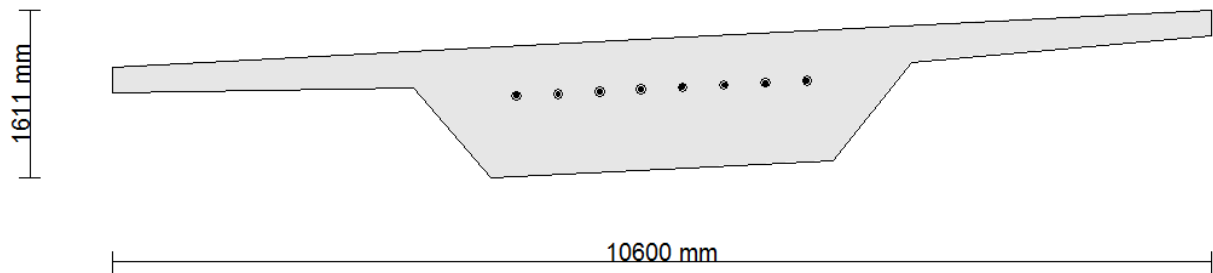
Likevel oppstår det utfordringer når resultater ikke stemmer og det blir behov for feilsøking av inputfilen. Inputfilen ved et bruprojekt blir som regel stor og små «tastefeil» kan fort bli litt usynlige i den store datamengden. Dermed kan det gå med mye tid til feilsøking og

gjennomgang av inputfilen. I tillegg er det slik at for hver gang det gjøres en endring av inndata må lastanalysene «kjøres» på nytt, og ved store bruer kan dette fort ta tid.

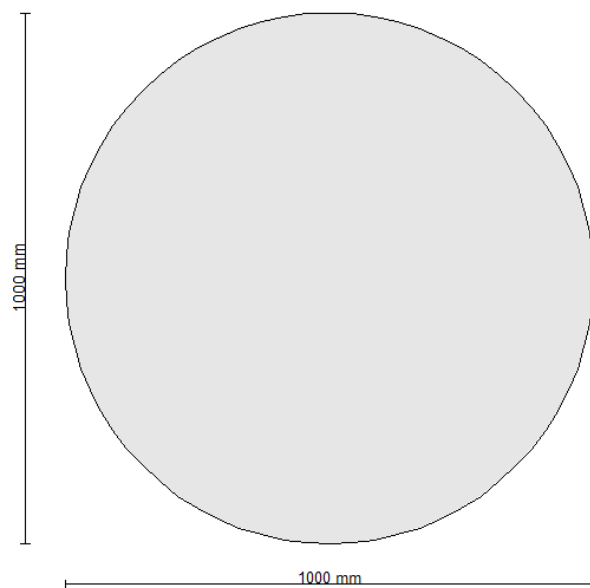
10.2 Modell

Interessante snitt og elementer fra NovaFrame modellen.

10.2.1 Tverrsnitt

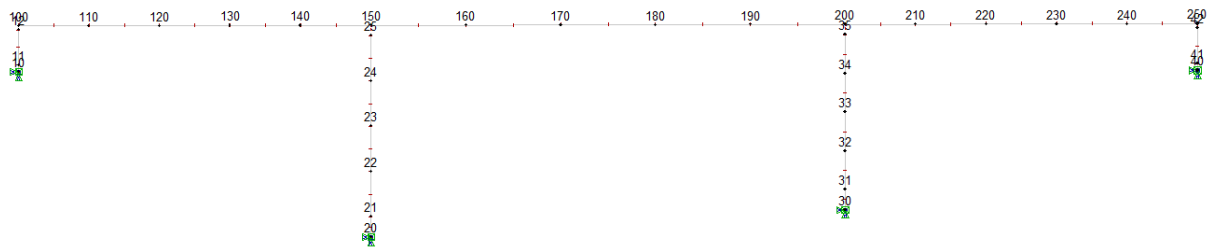


Figur 10.1 Bruoverbygning



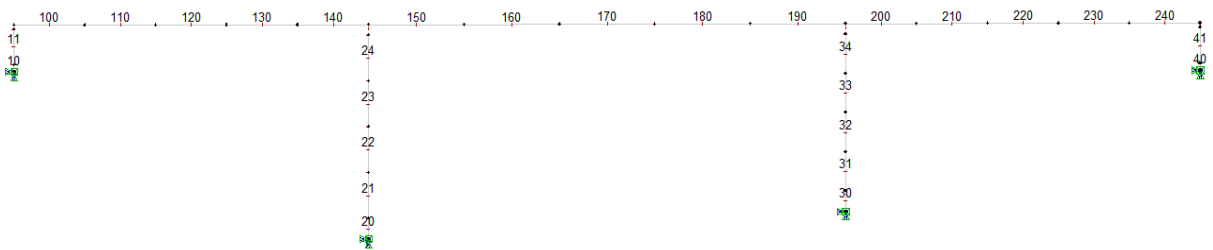
Figur 10.2 Søyle

10.2.2 Nodeplassering og nummerering



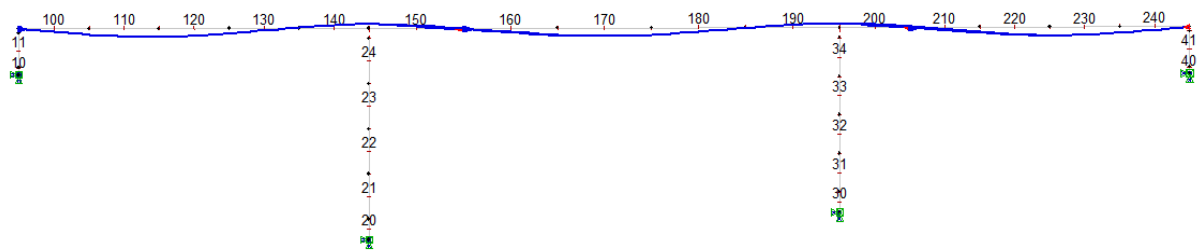
Figur 10.3 Nodeplassering og nummerering

10.2.3 Elementplassering og nummerering



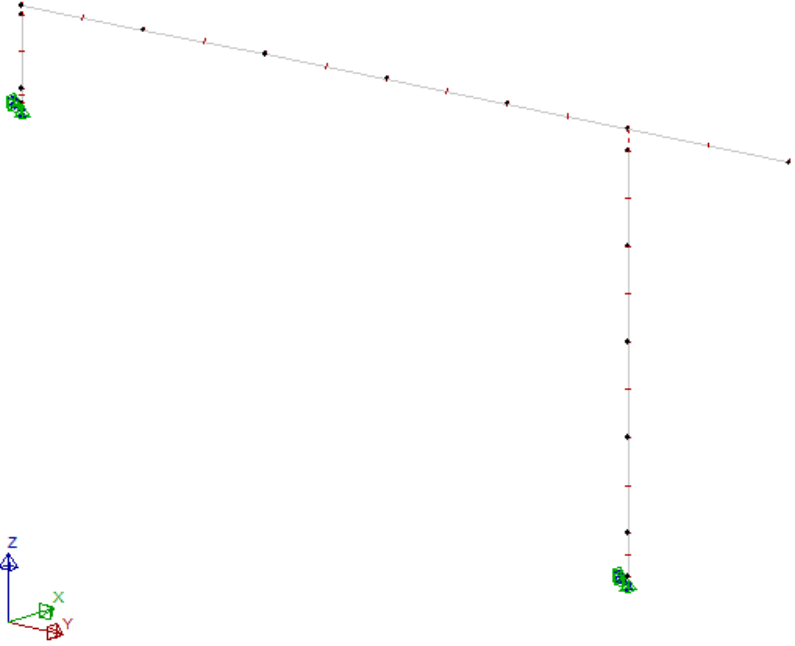
Figur 10.4 Elementplassering og nummerering

10.2.4 Spennarmering langs brubanen

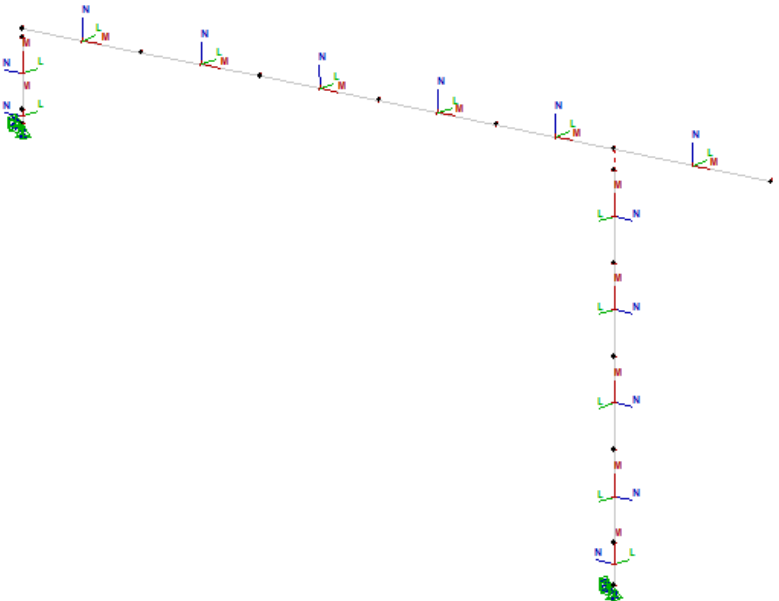


Figur 10.5 Spennarmering langs brubanen

10.2.5 Aksestystem

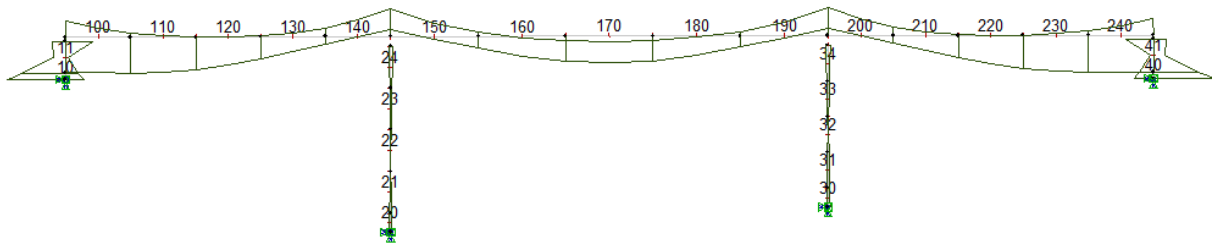


Figur 10.6 Globalt aksestystem

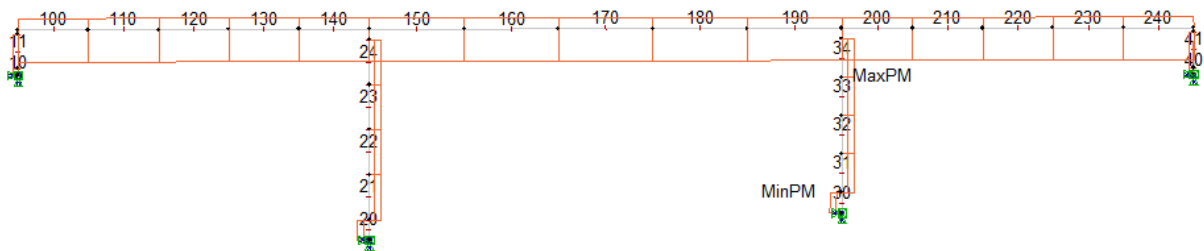


Figur 10.7 Lokalt aksestystem

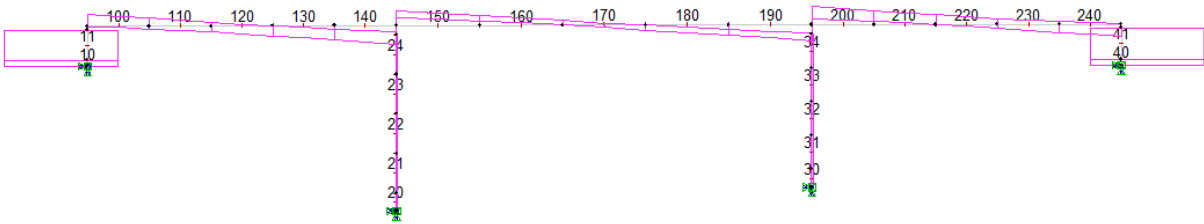
10.2.6 Diverse plot for bruddgrensetilstand - Ferdigitalstand



Figur 10.8 Momentdiagram ULS-Ferdigitalstand (med faktor 2)

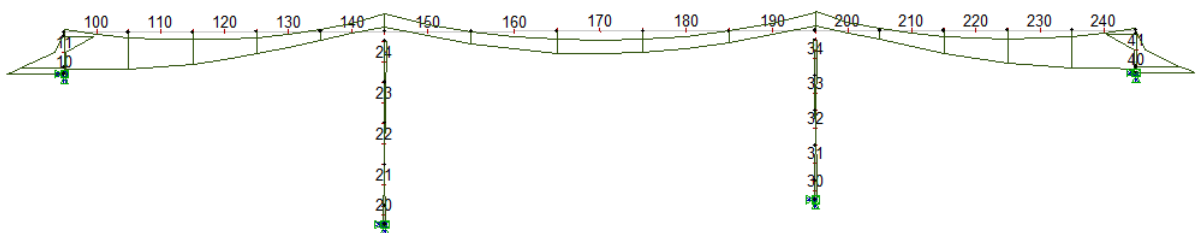


Figur 10.9 Normalkraft ULS-Ferdigitalstand (med faktor 1)

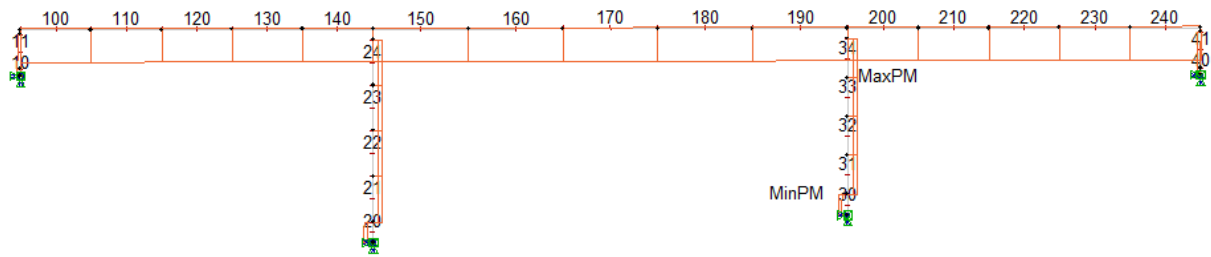


Figur 10.10 Skjærkraft ULS-Ferdigitalstand (med faktor 3)

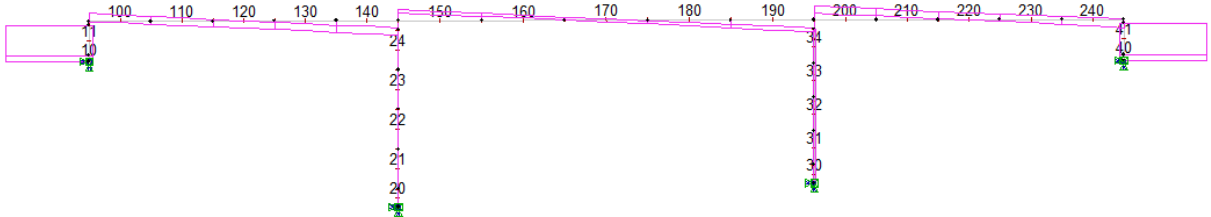
10.2.7 Diverse plott for bruksgrensetilstand - Ferdigitalstand



Figur 10.11 Momentdiagram SLS-Ferdigitalstand (med faktor 2)



Figur 10.12 Normalkraft SLS-Ferdigtilstand (med faktor 1)



Figur 10.13 Skjærkraft SLS-Ferdigtilstand (med faktor 3)

11. Resultat

Under følger en oppsummering av resultater presentert tidligere i rapporten:

11.1 Bruddgrensetilstand

Oppsummering av resultater i kap.7 bruddgrensetilstand etter EC2 ref.(2)

- Spenning i brutverrsnitt:

		Hvor	Opptredende	Kapasitet	Resultat
Trykk	OK	Element240(0,0)	18,07	25,5	OK
	UK	Element200(0,0)	25,69	25,5	Trykkbrudd

- Dimensjonering for bøyemoment:

Over søyle Opptredende moment [kNm]	Trykksone kapasitet [kNm]	Armering [mm ²]
38 624	39 730	OK=39ø32 UK=24ø32
Midtspenn Opptredende moment [kNm]	Trykksone kapasitet [kNm]	Armering [mm ²]
35 906	38 839	OK=30ø32 UK=20ø32
Sidespenn Opptredende moment [kNm]	Trykksone kapasitet [kNm]	Armering [mm ²]
49 527	85 493	OK=29ø32 UK=96ø40

- Skjærkraftkapasitet:

Over søyle 2 Opptredende skjærkraft [kN]	Skjærtrykkapasitet [kN]	Bøylearmering [mm ²]
8 255	18 987	ø32s90

- Torsjonsmoment:

Ved bruende Opptredende torsjonsmoment [kNm]	Lengdearmering [mm ²]	Bøylearmering [mm ²]
9 583	56ø32	ø32s200

- Kapasitet av slanke søyler:

Opptredende moment [kNm]	Opptredende trykkraft [kN]	Lengdearmering [mm ²]	Bøylearmering [mm ²]
3 928	13 889	21ø32	ø20s300

11.2 Bruksgrensetilstand

Oppsummering av resultater i kap.8 bruksgrensetilstand etter EC2 ref.(2)

- Minimumsarmering for riss:

Minimumsarmering flens	Minimumsarmering steg
ø32s400 i OK og UK	ø32s320 i OK og UK

- Nedbøyning av midtspenn ved opprisset tilstand:

Statisk bestemt		Statisk ubestemt	
Uten overhøyde	Med overhøyde	Uten overhøyde	Med overhøyde
700,6 mm--> IKKE OK	178,1--> IKKE OK	144,1 mm--> IKKE OK	39,57 mm--> OK

12. Konklusjon

Overgangen fra NS3473 til europeisk regelverk har skjerpet krav til lastnivå og redusert momentkapasiteten noe. Dette har ført til at opptredende trykkspenning så vidt overskrider betongens trykkapasitet. I ren dimensjoneringsammenheng er ikke dette akseptabelt og tverrsnittsdimensjonene bør økes. Ved prosjektering da bruene var dimensjonert etter NS3473 antas det at dette ikke var tilfellet.

Ved dimensjonering av momentkapasitet synes nødvendig slakkarmeringsareal være akseptabel. Bruene blir det snittet med høyest konsentrasjon av slakkarmering. En konsekvens av at spennarmeringen er uten endeeksentrisitet, dermed ikke bidrar til tverrsnittets momentkapasitet. I tillegg er dette snittet med størst opptredende moment. Ved å øke spennarmeringsmengde og øke trykksonehøyden vil nødvendig slakkarmering langs brubanen kunne reduseres.

Kravet til skjærstrekkarmering over søyle blir relativt høyt. Dette er veldig lokalt og nødvendig skjærarmering avtar rask med avstanden fra søyle. Nødvendig skjærarmering kunne vært betydelig redusert ved å unngå de store aksialtrekkspenningene i tverrsnittet.

Nødvendig armering for torsjonsmoment i brubanen og for 2. ordens virkning av søylene virker tilfredsstillende.

I bruksgrensetilstand opptrer det store strekkspenninger og riss vil oppstå. Dette har sannsynligvis igjen sitt opphav i overgangen fra NS3473 til europeisk regelverk. Antar at opptredende strekkspenninger etter NS3473 ville vært nærmere å tilfredsstille kravet for et uopprisset tverrsnitt, men sannsynligvis likevel gitt opprissing. En annen kommentar er at etter Eurokode 2 ref.(2) ville det ikke vært tillatt med strekkspenning i høyde med spennarmeringen noe som ville ført til økt spennarmeringsareal og reduksjon av strekkspenning.

Nedbøyningskravene virker også å være tilfredsstillende.

13. Referanseliste

1. **Statens Vegvesen.** Bruprosjektering – Eurokodeutgave 2011. Veiledning - Håndbok 185. ISBN: 978-82-7207-640-4
2. **Standard Norge.** Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.
3. **Standard Norge.** Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del2: Bruer. NS-EN 1992-2:2005+NA:2010
4. **Standard Norge.** Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.
5. **Standard Norge.** Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster – Termiske påvirkninger. NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008.
6. **Standard Norge.** Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010.
7. **Standard Norge.** Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 1: Allmenne regler – Seismisk påvirkning. NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+NA:2009.
8. **Standard Norge.** Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 2: Bruer. NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+NA:2009.
9. **Standard Norge.** Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner med endringsblad A1.NS-EN 1990:2002+NA:2008+A1:2005+NA:2010.
10. **Svein I. Sørensen.** Betongkonstruksjoner – Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. Tapir Akademisk Forlag, Trondheim 2010. ISBN 978-82-519-2539-6.
11. **Svein I. Sørensen.** Betongkonstruksjoner – Armert betong og spennarmering 2 utgave. Tapir Akademiske Forlag, Trondheim 2005. ISBN 82-519-2014-0.
12. **Internett.** Spennstål: Produsentblad - ETA 06/0147.
[\[http://www.spanstaal.nl/content/files/SITE5284/CMI.pdf\]](http://www.spanstaal.nl/content/files/SITE5284/CMI.pdf)
13. **Stein Fergestad, Aas-Jakobsen AS og Håvard Johansen, Vegdirektoratet.** 4 Bruplanlegging. Forelesningskompendium utdelt av Terje Kanstad ved NTNU.