

Optimalisering av kablernes vinkling i en nettverksbuebru

Optimization of Cable Angles in a Network Arch Bridge

Trondheim Mai 2021

Navn studenter:

Hilde Hansen
Steinar Valbø

Intern veileder:
Jomar Tørset

Ekstern veileder:

Prosjektnr:
2021-08

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Problemdefinering/prosjektbeskrivelse og resultatmål (fra forprosjekt):

Vi ønsker gjennom denne oppgaven å få dypere innsikt i konseptet nettverksbuebru. Konseptet tilfredsstiller mange nyere behov som i dag stilles av de ulike instansene i et byggeprosjekt, som materialbesparelse, rask byggetid, holdbarhet osv. Vi ønsker å se på hva det er ved konseptet nettverksbuebru som gjør at den klarer å tilfredsstille disse behovene, og deretter se om det kan forbedres ytterligere, med hovedvekt på utforming kontra materialbesparelse.

Det finnes flere mulige tilnærminger til dette. Blant annet kan vi se på vinkling av nettverksstagene. Her er det flere mulige alternativer som kan ha ulike innvirkning på fordeling av spenninger og krefter. Det viktigste hensynet som må tas er at alle stagene må være i strekk, da disse ikke er i stand til å ta trykk. Dette er hovedprinsippet bak konseptet nettverksbuebru.

En annen tilnærming kan være å se på valg av profiler. På Forra bru er det brukt rørtverrsnitt, mens på for eksempel Åsnes bru og Driva bru er det brukt kassetverrsnitt. Dette har vist seg å ha ulike innvirkninger på konstruksjonen. Blant annet har det vist seg at valget om å bruke rørtverrsnitt fremfor kassetverrsnitt i vindfagverket på Forra bru har ført til uønskede svingninger i deler av konstruksjonen grunnet vind. Ved valg av denne tilnærmingen, vil det i vårt tilfelle være aktuelt å se på fordeling av spenninger i de ulike tverrsnittene, og se hvilket tverrsnitt som virker mest fordelaktig i en nettverksbuebru.

Antall stag er et annet aspekt ved nettverksbuebrua som kan være mulig å se på. Det vil i noen grad kunne henge sammen med vinkling av stagene, og vil også ha noe å si for fordeling av krefter og spenninger i konstruksjonen. Også her vil et av hovedfokusområdene være å sørge for at ingen av stagene kommer i trykk.

Dette er alle aspekter ved nettverksbuebrua som for oss virker interessante når det kommer til emnene utforming og materialbesparelse. Vi tenker derfor å se nærmere på disse aspektene i håp om å kunne bidra til å videre utbedre konseptet nettverksbuebru.

Stikkord fra prosjektet:

Nettverksbuebru, kabelvinkling, stål, Forra bru, trafikkklaster, fordeling av krefter

Forord

Denne oppgaven er skrevet som avslutning på en Bachelor i ingeniørfag, med studieretning konstruksjonsteknikk, ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim.

Gruppen ble av Jomar Tørset, førstelektor ved institutt for bygg- og miljøteknikk ved NTNU, tildelt oppgaven omhandlende nettverksbuebruer, hvor det skulle sees på vinklingen av kablene som danner nettverket i nettverksbuen. Oppgaven var ment som en masteroppgave, men det ble gjort tilstrekkelige forenklinger til at det ble en passende oppgave på bachelornivå. Prosjektet har likevel vært utfordrende, og har tilegnet gruppa mye kunnskap innenfor brubygging og konstruksjonsteknikk. Gjennom arbeidet har vi fått viktige erfaringer som vi bringer med oss videre inn i arbeidsliv og videre studier.

Vi vil takke Knut Andersen Grefstad og Johannes Veie ved Statens vegvesen for hjelp med å finne gjeldende trafikkklaster, samt delt kunnskap om nettverksbuebrua. Sist, men ikke minst, ønsker vi å takke vår interne veileder ved instituttet, Jomar Tørset, som har bistått oss med hjelp og råd gjennom prosjektperioden.



Hilde Hansen



Steinar Valbø

Trondheim, 20.05.2021

Sammendrag

Nettverksbuebrua er allerede et materialeeffektivt valg for bygging av nye bruer. For å videre effektivisere materialbruken for nettverksbuebrua, er det i denne oppgaven blitt sett på vinklingen av kablene, og hvordan disse påvirker kraftens gang i konstruksjonen. Det var allerede antatt at ideell vinkling av kablene mot buen var 53 grader. Vinkler buttere enn dette var antatt å gi dårlig fordeling av krefter over buen, mens spissere vinkler kunne gi uønskede krefter.

En nettverksbue består av en bue og et spennbånd, med kabler som spenner mellom disse. Spennbåndet er sammenføyd med bueendene, slik at buen ikke spriker ut når den blir påført last. I nettverksbuebrua ligger en nettverksbue på hver side av brudekket. Brudekket kan enten fungere som spennbåndet i konstruksjonen, eller det kan ligge på tverrbærere som spenner mellom spennbånd som er utført i rørtverrsnitt av stål.

Det som skiller nettverksbuebrua fra andre buebruer, er at noen av kablene som spenner mellom buen og dekket krysser hverandre minst to ganger. Dette er ment å fordele lastene fra brudekket over buen i større grad enn hva for eksempel loddrette kabler vil gjøre. Dette spiller på buens gode evne til å ta jevnt fordelte laster i motsetning til skjevfordelte punktlaster. Skjevfordelte punktlaster kan føre til ustabilitet i buen, og dermed større utbøyninger og kollaps av buen.

Tre ulike lasttilfeller ble definert for kontroll av todimensjonale modeller som ble laget i SAP2000. Modellene innbefattet 48, 53, 58, 63, 68 og 73 graders vinkling av kablene mot buen, samt tre modeller for bevis av konseptet nettverksbuebru som igjen innbefattet Forra bru, Nielsen-Lohse bru og en bru med loddrette kabler.

Moment, aksial- og skjærkrefter ble hentet ut av analysene i SAP2000. Utnyttelsesgrad ble så regnet ut med Von Mises flytekriterium for å få et helhetlig bilde av kreftenes virkning på tverrsnittet, og dermed hvilke tilfeller av kabelgeometri som ga best mulighet for materialbesparelse.

Det ble funnet at 58 graders vinkling av kablene mot buen ga den mest fordelaktige fordelingen av krefter i buen, uten å i større grad påføre uønskede krefter. Dette gir muligheten for mest mulig effektiv bruk av materialer i konstruksjonen.

Abstract

The network arch bridge is already a material efficient choice when building new bridges. This report investigates the opportunities to further improve its material efficiency by changing the cable angles, and experiencing how this affects the forces in the structure. There was already an assumption that 53 degrees was an ideal angle between the cables and the arch. Angles more obtuse than this was assumed to give a poor distribution of forces across the arch, while more acute angles have the potential to introduce unwanted forces.

A network arch consists of an arch and a tie, with cables going between them. The tie is connected to the arch ends so that they do not glide out and the arch collapse. In the network arch bridge there is one network arch on either side of the bridge deck. The bridge deck can both work as the tie itself, or it can be supported by transverse beams that span between steel pipes that make the tie.

What separates the network arch bridge from other arch bridges is that some of the cables that span between the arch and the tie cross at least twice. This is meant to distribute the loads on the bridge deck over a greater area in the arches compared to for example an arch bridge with vertical cables. This utilizes the fact that the arch benefits from an evenly distributed load compared to concentrated loads. Concentrated loads can lead to instability, bending deformation and collapse of the arch.

Three different load cases were defined for control of two-dimensional models that were made with SAP2000. The models included 48, 53, 58, 63, 68 and 73 degrees between the cables and the arch, together with three models that were made for proof of concept for the network arch bridge including Forra bru, Nielsen-Lohse bru and an arch bridge with vertical cables.

Bending moments, axial- and shear forces were collected from the analysis done in SAP2000. The degree of utilization was then calculated according to von Mises yield criterion to get an impression of the interactions between the forces, and thereby what cable angles gave the best possibilities for material savings.

58 degrees between the cables and the arch proved to give the most favorable interaction between forces, and the lowest degree of utilization. This opens the opportunity for an efficient use of materials in the structure.

Innholdsfortegnelse

Forord	I
Sammendrag	II
Abstract	III
Figurliste.....	VII
Tabelliste	XI
Symboler og forkortelser.....	XII
1 Innledning	1
1.1 Problemstilling.....	1
1.2 Mål for oppgaven.....	1
1.3 Forutsetninger og begrensninger	1
2 Generelt om nettverksbuebrua	2
3 Materialbesparelse i Nettverksbuebrua	7
4 Statikken bak nettverkbuene.....	9
4.1 Buen og bøyedeformasjon.....	9
4.2 Spennbåndet.....	11
4.3 Nedbøyning i nettverksbuebrua.....	12
4.4 Momenter i buen.....	13
4.5 Kablenes vinkling mot brudekket	17
4.6 Knekkning av buen	17
4.7 Bøyeknekkning.....	19
5 Forra bru	20
5.1 Utforming	20
5.2 Byggeprosessen	22
5.3 Valget av brutype.....	22
5.4 Tekniske feil på brua.....	23
5.5 Kapasitet i brua.....	23
5.5.1 Kabler.....	23
5.5.2 Torsjon	24
5.5.3 Brudekket	24
5.5.4 Knekkapasitet	25
6 Bakgrunn for valg av vinkler på kablene.....	26
7 Modellering.....	29
7.1 Modellering av Forra bru i Autocad	29
7.2 Modellering av nettverksbuen i SAP2000.....	29

7.3	Nummerering av elementer i SAP2000	34
8	Laster	35
8.1	Gjeldende regelverk angående trafikklaster	35
8.2	Trafikkklaster fra NS-EN 1991-2	37
8.3	Egenlaster	41
8.4	Lastfaktorer.....	41
8.4.1	Laster med lastfaktorer.....	42
9	Punktlaster på undergurten	45
9.1	Trafikkklaster på undergurten	45
9.1.1	Modellering av dekke og tverrbærere i SAP2000	45
9.1.2	Trafikklasttilfeller	47
9.2	Egenlast av tverrbærere og dekke på spennbåndet	53
9.3	Endelige punktlaster på undergurten.....	55
9.3.1	Lasttilfelle 1	55
9.3.2	Lasttilfelle 2.....	56
9.3.3	Lasttilfelle 3.....	57
10	Uthenting av krefter fra analysene	58
11	Systematisering av resultater	62
11.1	Utrekning av utnyttelsesgrad	62
11.2	Systematisering av resultater i Excel.....	63
12	Kontrollering for feil	65
12.1	Kontrollering for feil i SAP2000.....	65
12.1.1	Opplagerkrefter i modell for trafikklaster	66
12.1.2	Opplagerkrefter i modeller for ulike vinkler av kabler	66
12.2	Kontrollering for feil i Mathcad	67
13	Resultater	68
14	Drøfting av konseptet nettverksbuebru.....	69
14.1	Krefter i kablene.....	69
14.2	Aksialkraft i buen	70
14.3	Moment i buen	71
14.4	Von Mises i buen.....	73
14.5	Von Mises i spennbåndet.....	75
14.6	Konklusjon for nettverksbuebrua som konsept.....	76
15	Effekt av vinkling av kablene mot buen.....	78
15.1	Krefter i kablene.....	78
15.2	Aksialkraft i buen	79

15.3	Moment i buen	81
15.4	Von Mises i buen.....	82
15.5	Von Mises i spennbåndet.....	84
15.6	Oppsummering av diskusjon.....	86
16	Konklusjon.....	88
17	Videre arbeid.....	89
18	Referanser	91
19	Vedlegg.....	94

Figurliste

Figur 2-1: Den første nettverksbuebrua, Håkkadalsbrua (Tveit, 2013)	2
Figur 2-2: Brandangersundbrua løftes på plass (Hjelle, 2010).....	4
Figur 2-3: Steibrua med buer og vindfagverk i limtre og brudekke i betong.....	5
Figur 3-1: Materialbruk for ulike brutyper (Tveit, 2014).....	7
Figur 4-1: Kreftenes gang i en steinhvelvsbru.....	9
Figur 4-2: Steinhellebrua Terland klopp i Egersund kommune (BRR, 2009).....	9
Figur 4-3: Deformasjon i en bue ved skjevfordelt last.....	9
Figur 4-4: Relaksasjon i kabler ved deformasjon i buebrua.....	11
Figur 4-5: Svinesundbrua, buebrua med lengst hovedspenn i Norge, med opplagerkrefter for buen (Skoglund, 2019)	11
Figur 4-6: Brandangersundbrua med opplagerkrefter (Dalen, 2006)	12
Figur 4-7: Kraftresultanter av spenninger i en nettverksbuebru og en bjelkebru	12
Figur 4-8: Ulike tilfeller av spenninger i et massivt rektangulært tverrsnitt av homogent materiale	14
Figur 4-9: Bue med loddrette og vinklede kabler	15
Figur 4-10: Buebru med vinklede stag, få fortegnsskifter og kort knekk lengde	16
Figur 4-11: Buebru med loddrette stag, store fortegnsskifter og lang knekk lengde.....	16
Figur 4-12: Knekkning av buen ved vinklede kabler - kort knekk lengde.....	16
Figur 4-13: Knekkning av buen ved loddrette kabler - lang knekk lengde.....	16
Figur 4-14: Vinkling av kabler mot brudekket.....	17
Figur 4-15: Knekk lengder (Meccania, u.d.)	18
Figur 4-16: Portalen (grønn ramme) på Forra bru	18
Figur 4-17: Eksempel på knekkning av portalen i en buebru.....	19
Figur 5-1: 3D-modell av Forra bru	20
Figur 5-2: Forra bru fra siden (parallell view).....	21
Figur 5-3: Tverrbærer på Forra bru.....	21
Figur 5-4: Forra bru i lengderetning (parallell view).....	22
Figur 5-5: Plassering av kablene på spennbåndet (parallell view)	24
Figur 5-6: Innspenning tverrbærer/spennbånd.....	24
Figur 6-1: System for vinkling av kabler mot buen (Tveit, 2012).....	26
Figur 6-2: Kabler 48 grader mot buen.....	27
Figur 6-3: Kabler 53 grader mot buen.....	27
Figur 6-4: Kabler 58 grader mot buen.....	27
Figur 6-5: Kabler 63 grader mot buen.....	28

Figur 6-6: Kabler 68 grader mot buen.....	28
Figur 6-7: Kabler 73 grader mot buen.....	28
Figur 7-1: Modell av Forra bru fra Autocad.....	29
Figur 7-2: Fordeling av tykt og tynt gods ved modellering.....	31
Figur 7-3: Nummerering av elementene i bue og spennbånd, Forra bru	34
Figur 7-4: Nummerering av elementene i bue og spennbånd, Nielsen-Lohse bru	34
Figur 7-5: Nummerering av kabler	34
Figur 8-1: Utklipp fra NS-EN 1991-2 om hvordan bestemme antall kjørefelt (Standard Norge, 2003).....	39
Figur 8-2: Utklipp fra NS-EN 1991-2 som viser inndeling av kjørefelt (Standard Norge, 2003)	39
Figur 8-3: Utklipp fra NS-EN 1991-2 om laster for lastmodell 1 (Standard Norge, 2003)	40
Figur 8-4: Plassering av trafikklaster i brutverrsnittet, hentet fra beregningsrapport fra Johs Holt AS (vedlegg C12).....	41
Figur 8-5: Likninger for beregning av dimensjonerende laster (Standard Norge, 2002).....	41
Figur 8-6: Endelige lasters plassering i brutverrsnittet. Modifisert figur fra beregningsrapport fra Johs Holt AS (vedlegg C12).....	44
Figur 9-1: Gridlinjer og Grid-ID.....	46
Figur 9-2: Utklipp fra SAP2000 som viser ferdig modell for utregning av laster.....	46
Figur 9-3: Punktlastenes plassering og størrelse.....	47
Figur 9-4: Punktlastenes plassering ved trafikklasttilfelle 1	48
Figur 9-5: Tverrbærernes opplagerkrefter ved trafikklasttilfelle 1	48
Figur 9-6: Tverrbærernes opplagerkrefter ved trafikklasttilfelle 2	50
Figur 9-7: Punktlastenes plassering ved trafikklasttilfelle 2	50
Figur 9-8: Tverrbærernes opplagerkrefter ved trafikklasttilfelle 3	52
Figur 9-9: Punktlastenes plassering ved trafikklasttilfelle 3	52
Figur 9-10: Opplagerkreftene for bjelke med påsatt jevnt fordelt last for egenvekt	54
Figur 9-11: Endelige punktlaster på spennbåndet og deres plassering, lasttilfelle 1	55
Figur 9-12: Endelige punktlaster på spennbåndet og deres plassering, lasttilfelle 2	56
Figur 9-13: Endelige punktlaster på spennbåndet og deres plassering, lasttilfelle 3	57
Figur 10-1: Utklipp fra SAP2000, viser maks- og minimumsverdier for aksialkraft i element 5 i Forra bru, lasttilfelle 1	59
Figur 10-2: Utklipp fra SAP2000, viser maksimale moment- og skjærkrefter i element 5 i Forra bru, lasttilfelle 1	60

Figur 10-3: Utklipp fra SAP2000, viser hvilke kombinasjoner av moment- og skjærkrefter som er hentet ut for beregninger. Forra bru, element 5, lasttilfelle 1	61
Figur 11-1: Oppsett for sammenligning av krefter i elementer i Excel	63
Figur 11-2: Fargeskalering for sammenligning av krefter i elementer i Excel	64
Figur 12-1: Skjema for kontrollering av feil i SAP2000.....	65
Figur 14-1: Krefter i kablene, L3	70
Figur 14-2: Krefter i kablene, L2	70
Figur 14-3: Krefter i kablene, L1	70
Figur 14-4: Krefter i kablene, linjediagram.....	70
Figur 14-5: Aksialkraft i bue, L2	71
Figur 14-6: Aksialkraft i bue, L3	71
Figur 14-7: Aksialkraft i bue, L1	71
Figur 14-8: Aksialkraft i bue, linjediagram.....	71
Figur 14-9: Moment i buen, L3	73
Figur 14-10: Moment i buen, L2.....	73
Figur 14-11: Moment i buen, L1.....	73
Figur 14-12: Moment i buen, linjediagram med og uten linje for loddrette kabler.....	73
Figur 14-13: Von Mises i buen, L1	74
Figur 14-14: Von Mises i buen, L3	74
Figur 14-15: Von Mises i buen, L2	74
Figur 14-16: Von Mises i buen, linjediagram med og uten linje for loddrette kabler	74
Figur 14-17: Von Mises i spennbåndet, L3	76
Figur 14-18: Von Mises i spennbåndet, L2	76
Figur 14-19: Von Mises i spennbåndet, L1	76
Figur 14-20: Von Mises i spennbåndet, linjediagram med og uten linje for loddrette kabler ...	76
Figur 15-1: Krefter i kablene for alle lasttilfeller.....	79
Figur 15-2: Krefter i kablene, linjediagram.....	79
Figur 15-3: Aksialkraft i buen, L3	80
Figur 15-4: Aksialkraft i buen, L1	80
Figur 15-5: Aksialkraft i buen, L2	80
Figur 15-6: Aksialkraft i buen, linjediagram	80
Figur 15-7: Moment i buen, L3	82
Figur 15-8: Moment i buen, L2	82
Figur 15-9: Moment i buen, L1	82
Figur 15-10: Moment i buen, linjediagram	82

Figur 15-11: Von Mises i buen, L3	84
Figur 15-12: Von Mises i buen, L2	84
Figur 15-13: Von Mises i buen, L1	84
Figur 15-14: Von Mises i buen, linjediagram.....	84
Figur 15-15: Von Mises i spennbåndet, L3	85
Figur 15-16: Von Mises i spennbåndet, L2	85
Figur 15-17: Von Mises i spennbåndet, L1	85
Figur 15-18: Von Mises i spennbåndet, linjediagram.....	85

Tabelliste

Tabell 1: Gjeldende regelverk for trafikklaster.....	36
Tabell 2: Tverrbærernes opplagerkrefter ved høyest belastede side, trafikklasttilfelle 1	49
Tabell 3: Tverrbærernes opplagerkrefter ved høyest belastede side, trafikklasttilfelle 2	51
Tabell 4: Tverrbærernes opplagerkrefter ved høyest belastede side, trafikklasttilfelle 3	53
Tabell 5: Egenlast av tverrbærere og dekke på spennbåndet.....	54
Tabell 6: Endelige punktlaster på spennbåndet, lasttilfelle 1	55
Tabell 7: Endelige punktlaster på spennbåndet, lasttilfelle 2	56
Tabell 8: Endelige punktlaster på spennbåndet, lasttilfelle 3	57
Tabell 9: Eksempel på utnyttelsesgrad ved Von Mises.....	58

Symboler og forkortelser

ÅDT	Årsdøgntrafikk
UDL	Jevnt fordelt last
N.A.	Nøytralakse
STR	Bruddgrensetilstand
FN	De Forente Nasjoner
m/s	Meter per sekund
F3	Opplagerkrefter
L	Lengde
P	Punktlast
f_y	Flytegrense
f_d	Dimensjonerende flytegrense
ε_y	Flytetøyning
E	Elastisitetsmodul
A	Vinkel mellom kabel og bue
I	Andre arealmoment
A	Tverrsnittsareal
r	Radius
d	Diameter
r_1	Indre diameter
t	Godstykkelse
EI	Bøvestivhet i planet
ν	Tverrkontraksjonstall, Poisson-tall i elastisk stadium
ε	Faktor avhengig av f_y , bestemmelse av tverrsnittsklasse
V_{Ed}	Oppstått skjærkraft i aktuelt snitt
N_{Ed}	Oppstått aksialkraft i aktuelt snitt
M_{Ed}	Oppstått moment i aktuelt snitt

σ	Spenning
σ_N	Normalspenning pga. N
σ_M	Normalspenning pga. M
τ_V	Skjærspenning pga. V
$\tau_{t.Ed}$	Skjærspenninger pga. T
$\sigma_{x.Ed}$	Dimensjonerende verdi for aksialspenninger i lengderetning
$\sigma_{z.Ed}$	Dimensjonerende verdi for aksialspenninger i tverretning
τ	Dimensjonerende verdi for skjærspenninger
γ_{M0}	Partialfaktor for tverrsnittskapasitet uansett tverrsnittsklasse
σ_{max}	Maksimal spenning i et tverrsnitt
i	Arealtreghetsradius
W_P	Plastisk motstandsmoment
S_y	Første arealmoment
ξ	Reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster G
$\gamma_{G,j,sup,i}$	Partialfaktor for permanent påvirkning
$G_{k,j,sup,i}$	Ugunstig permanent last
$\gamma_{Q,i}$	Partialfaktor for variable påvirkninger
$\psi_{0,i}$	Faktor for kombinasjonsverdi for en variabel påvirkning
$Q_{k,i}$	Dominerende variabel last
ψ_0	Faktor for kombinasjonsverdi for en variabel påvirkning
ψ_1	Faktor for ofte forekommende verdi for en variabel påvirkning
ψ_2	Faktor for en tilnærmet permanent verdi for en variabel påvirkning
N_{cr}	Knekkapasitet i planet
N_{Ki}	Knekkapasitet ut av planet
s	Halve buelengden
β	Knekklendefaktor
f	Høyde på buen

C_m	Ekvivalent momentfaktor
χ_y	Reduksjonsfaktor for bøyeknekking (y-y-akse)
χ_z	Reduksjonsfaktor for bøyeknekking (z-z-akse)
χ_{LT}	Reduksjonsfaktor for vipping
k_{yy}	Interaksjonsfaktor
k_{yz}	Interaksjonsfaktor
k_{zy}	Interaksjonsfaktor
k_{zz}	Interaksjonsfaktor

1 Innledning

1.1 Problemstilling

Vi ønsker gjennom denne oppgaven å få dypere innsikt i konseptet nettverksbuebru. Med utgangspunkt i utformingen av Forra bru skal det sees på hvordan nettverksbuebrua kan optimaliseres med hensyn på vinkling av kablene. Dette kan bidra til å effektivisere materialbruken i en allerede materialbesparende brukonstruksjon.

1.2 Mål for oppgaven

Målet for denne oppgaven er å komme nærmere en optimal vinkling av kablene i en nettverksbuebru. Dette kan bidra til raskere og riktigere prosjektering av brutypen, som igjen kan føre til en lavere terskel for å velge den ved nye bruprosjekter. Både raskere og riktigere prosjektering er viktig i dagens samfunn, med hensyn på materialbesparelse, kostnader og miljø. Ved å ha et godt utgangspunkt for prosjektering av den enkelte nettverksbuebrua kan det fokuseres i større grad på optimalisering, som kan føre til besparelser av materialer i konstruksjonen og en kortere prosjekteringsperiode.

Utover dette har prosjektgruppen et mål om å få en bedre forståelse av konseptet nettverksbuebru, og hvordan krefter beveger seg i denne typen konstruksjon. Denne kunnskapen kan bidra til en dypere forståelse av statikken i brukonstruksjoner, og hvordan det er mulig å effektivisere slike konstruksjoner med hensyn på materialbruk. Prosjektgruppen har også et mål om å få dypere innsikt i hva som ligger til grunn for bruprosjektering som trafikklast og lignende.

1.3 Forutsetninger og begrensninger

Med hensyn på tidsbegrensning og omfang er følgende avgrensninger gjort i denne oppgaven:

- Det er kun sett på trafikklast og egenvekt, og laster som bremselast, ulykkeslast, vindlast, jordskjelvlaster, temperaturlaster, utmattelse er utelatt.
- Analyser av fordeling av krefter i SAP2000 og beregninger gjort i Mathcad er gjort for å ha et sammenligningsgrunnlag for de ulike kabelgeometriene.
- For sammenligning av kabelgeometrier er det brukt elastiske beregninger med Von Mises' flytekriterium
- Modellene er todimensjonale. Det sees da bort fra eksentrisitet i innspenning av kabler og tverrbærere.
- Torsjon er ikke tatt med i beregninger og analyser gjort i denne oppgaven.
- Det er kun sett på én nettverksbue, og ikke samspillet mellom begge nettverksbuene på hver side av brudekket i en nettverksbuebru.

2 Generelt om nettverksbuebrua



Figur 2-1: Den første nettverksbuebrua, Håkkadalbrua (Tveit, 2013)

Nettverksbuebrua er et brukonsept som ble utviklet av Sivilingeniør Per Tveit under et studentprosjekt på 50-tallet (Nikolaisen, 2014). En nettverksbuebru består typisk av to nettverksbuer på hver side av et brudekke. Nettverksbuene er bygd opp av en bue, et spennbånd og kabler som spenner mellom disse. Spennbåndet, som bærer brudekket, henger dermed fra buen i kablene. Vekten av trafikken går da via spennbåndet, gjennom kablene, blir så tatt opp gjennom hovedsakelig aksialkraft i buen, og ledet ned til opplagerne. I en nettverksbuebru er buen og spennbåndet, som tilsvarer undergurten i et fagverk, sammenføyd over opplagerne. Det som skiller denne brutypen fra en annen buebru med hengende kabler, er at kablene i nettverksbuen plasseres med vinkler så noen av dem krysser hverandre minst to ganger. Fordelen med dette er at momentene i buen reduseres til fordel for økt aksialkraft, samtidig som lastene fra brudekket fordeles i større grad utover buen. Bakgrunnen for at dette sees som fordelaktig utdypes nærmere i kapittel 4.

Per Tveit har gjennom sin lange karriere samlet og laget informasjon om hvordan man best kan konstruere og designe en nettverksbuebru. Det er funnet at den optimale spennlengden for en nettverksbuebru er fra 80 til 170 meter, og at et optimalt høyde-/lengdeforhold er cirka 0,16,

hvorav sistnevnte er begrunnet med estetikk. Han har også funnet at en vinkling av kablene mot buen på 53 grader gir optimal fordeling av krefter i brukonstruksjonen (Tveit, 2013). Vinkelen det da refereres til er vinkelen α , som vist i figur 6-1.

Nettverksbuebrua er en svært slank konstruksjon. Sammen med de smale kablene, gjør dette at den ofte er en vakker konstruksjon, som tillater godt utsyn til omkringliggende natur. Nettverksbuebrua Brandangersundbrua, som vist i figur 2-2, er verdens slankeste buebru. Det er rimelig å anta at den kommer til å forbli det også i fremtiden, grunnet den tilsynelatende uslåelige slankheten til brukonseptet. (Tveit, 2013).

Per Tveit oppdaget nettverksbuen under arbeid med Nielsen-Lohse brua. Denne brutypen er relativt lik nettversbuebrua, men har en forskjell i at kablene krysses maksimalt én gang. Nielsen-Lohse brua ble patentert i 1926, og brutypen er i dag å finne i flere land. Ved noen lasttilfeller opplever brutypen relaksasjon av kablene (fravær av strekkrefter eller “trykkraft” dersom de kunne tatt dette), noe som er uheldig med hensyn på utmattelse og fordeling av krefter i konstruksjonen. Per Tveit så dette problemet og løste det ved å krysse kablene flere ganger ved å øke vinklingen av dem (Tveit, 2013). I en Nielsen-Lohse bru møtes også kablene to og to. Dette mente Per Tveit kunne gi mer komplekse innfestinger, samt ha potensiale for å øke bøyemoment og knekk lengden i buen (Tveit, 2012).

I motsetning til de fleste andre buebruer har nettverksbuebruen en stor fordel i at den er selvbærende, og derfor ikke krever like omfattende fundamentering (Tveit, 2012). Bakgrunnen for dette blir gitt nærmere i kapittel 4.2. Kombinert med dens ofte relativt lave vekt, åpner dette muligheten for å montere brua på et verksted, for så å frakte den ut til sin endelige lokasjon. Dette er mest aktuelt dersom det er enkel tilgang via sjøveien. Da kan større offshore-kraner løfte hele brua ferdig montert og frakte den dit den skal være. Brua kan eventuelt settes på en leker dersom den skal fraktes over større avstander. Når brua er satt på plass kan siste rest av arbeidet gjøres, uten behov for større stillas eller lignende. Gjenstående arbeid kan for eksempel være støping av kantdragere eller lignende. Slike komponenter kan være utsatt til brua er løftet på plass grunnet ønsket om å spare vekt under frakten. Brandangersundbrua, på 220 meter, er en av nettverksbuebruen som ble løftet på plass etter den ble bygd (Aas-Jakobsen, 2010). Den ble montert ved Sløvåg, om lag 5 km i luftlinje unna der den står i dag (Hjelle, 2010). Figur 2-2 viser bilde fra siste del av løfteoperasjonen.



Figur 2-2: Brandangersundbrua løftes på plass (Hjelle, 2010)

Som det fremgår av både figur 2-2 og 2-3 er tykkelsen på brudekket liten sett i forhold til en tradisjonell bru. Dette er en av de store fordelene ved nettverksbuebrua, og kommer av at den bærende konstruksjonen ligger over brudekket og ikke under, som i en tradisjonell bjelkebru. Nettverksbuebrua kan av denne grunn legges over elver hvor vannstanden kan øke voldsomt, over nedføringsrenner for snøskred, eller lignende tilfeller hvor det er essensielt med god klaring under brua. Som det fremgår av figur 2-3 er høydeforskjellen mellom vegbanen og vannstanden relativt liten, og det kan tenkes at vannstanden ved 200-årsflomen (som offentlige vegbruer skal dimensjoneres for i henhold til N400) vil øke betydelig (Statens vegvesen, 2015). Dersom man skulle lagt bjelkebru her kan det tenkes at vegbanen måtte vært hevet for å få ønsket klaring til den økte vannstanden. Dette ville gjort arbeidet betydelig mer omfattende med tanke på omkringliggende bebyggelse, da det trolig ville vært nødvendig å sette opp støttemurer, eller i verste fall rive bygg som lå for nær. Videre argumentasjon, med sammenligning til bjelkebru (vedlegg D1), blir gjort i kapittel 5.3.



Figur 2-3: Steibrua med buer og vindfagverk i limtre og brudekke i betong

Både buen og spennbåndet kan utføres på forskjellige måter. Håkkadalsbrua, Norges første nettverksbuebru, har buer i stål. Steibrua, som kan sees i figur 2-3, ble derimot utført med buer i limtre. Bruene har likevel til felles at spennbåndene deres er utført i spennarmert betong, mot for eksempel Forra bru som benytter stålrør til spennbånd. Når spennbåndet utføres i betong fungerer det i seg selv som brudekke. Da en nettverksbuebru drar fordel av jevnt fordelte laster (forklares nærmere i kapittel 4.1), kan det argumenteres for at konstruksjonen fungerer best med betongdekke, da dette kan både være tyngre, og gi jevnere fordeling av trafikklastene over kablene som er festet i det, grunnet dets stivhet. Som kjent er ikke betong godt egnet for å ta strekkrefter, og det kan derfor også argumenteres for at et spennbånd i stål vil være mer materialeffektivt, og ellers bedre egnet. Et spennbånd i betong må uansett være spennarmert.

Siden nettverksbuebrua er en høy konstruksjon vil den få lite bøyedeformasjon, noe som utdypes nærmere i kapittel 4.3. Dette gjør at konstruksjonen har høy stivhet i vertikal retning sammenlignet med mange andre typer bruer, som gjør at den egner seg spesielt godt som for eksempel jernbanebru (Tveit, 2014). Her opplever brua store laster som beveger seg i høye hastigheter, og dersom den da har lav stivhet kan dette gi høye dynamiske laster (Meyer, 2019). Videre utdypning av dette ligger utenfor dette prosjektet.

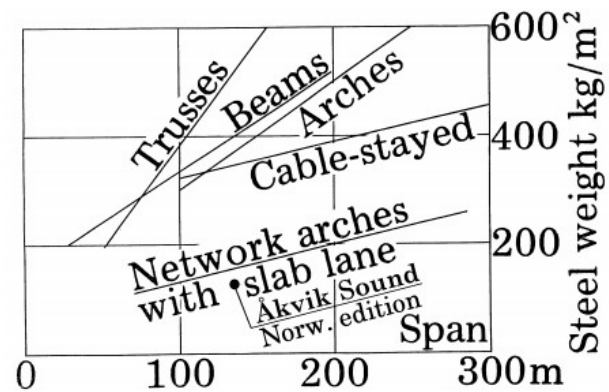
For sideveis avstivning av en nettverksbuebru blir det som regel benyttet vindfagverk. Dette er fagverk som spenner mellom buene for å hindre knekking om svak akse, eller at konstruksjonen tipper sideveis. Vindfagverket kan utføres på utallige måter: på Steibrua er det for eksempel utført i limtre; på Håkkadalsbrua er det utført ved bruk av både vaiere og kabler; og på Forra bru er det utført i rørtverrsnitt av stål (Tveit, 2014).

Det finnes i dag flere nettverkbuebruer i Norge. To av disse ble bygd på 60-tallet, like etter Per Tveit presenterte brukonseptet. Etter de to første bruene gikk det hele 47 år før den neste nettverkbuebrua, Brandangersundbrua, stod ferdig (Aas-Jakobsen, 2010). Dette hadde bakgrunn i at Tveit møtte stor skepsis hos Statens Vegvesen for ideen sin. Etter byggingen av Brandangersundbrua, som stod ferdig i 2010, har interessen for brukonseptet spredd seg raskt rundt omkring i verden, og det finnes i dag mellom 100 og 200 nettverksbuebruer i verden. Blant annet ble verdens lengste nettverksbuebru, Bugrinsky bru på 380 meter, åpnet i Russland i 2010 (Nikolaisen, 2014). Per Tveit ble i 2013 tildelt Kongens fortjenstmedalje for sitt arbeid (Kongehuset, 2013).

3 Materialbesparelse i Nettverksbuebrua

Nettverksbuebrua kan være en bidragsyter i å nå bærekraftsmålene satt av De Forente Nasjoner (FN) om bærekraftige byer og lokalsamfunn, ansvarlig forbruk og produksjon og industri, innovasjon og infrastruktur (FN, 2021). Herunder er delmål 12.2, som lyder «Innen 2030 oppnå bærekraftig forvaltning og effektiv bruk av naturressurser», spesielt aktuelt (FN, 2021). Det lave stålforbruket i nettverksbuebrua bidra i stor grad, ved bygging av nye bruer, i å nå dette målet.

Ved valg av en nettverksbuebru fremfor en buebru med loddrette kabler mener Per Tveit at man kan spare 35-45% av kostnadene per kvadratmeter i materialer. Andre buebruer, sammenlignet med en optimal nettverksbuebru, bruker to til fire ganger så mye stål (Tveit, 2014). Figur 3-1 viser hvor mye vekt stål det er per kvadratmeter for noen brutyper som finnes i dagens vegnett. Av figuren kan en se at linjen for Nettverksbuebrua (“Network arches” i figuren) ligger lavt i diagrammet sammenlignet med de andre brutypene som er tatt med i sammenligningen. Under linjen for nettverksbuebruer finner vi “Åkvik Sound”, som er en nettverksbuebru som ble prosjektert, men aldri bygd (Tveit, 2014). Det kan antas at brua ikke ble bygd grunnet den noe mer komplekse, og for mange ukjente, byggeprosessen som kan følge med valget av en nettverksbuebru, med hensyn på oppspenning av kabler og lignende. I dag, hvor effektiv bruk av materialer veier tungt i forhold til kostnader vedrørende arbeidskraft, kan det tenkes at brua ville vært valgt.



Figur 3-1: Materialbruk for ulike brutyper (Tveit, 2014)

Dersom en spiller på de særegne statiske prinsippene en finner i en buebru, er mulighetene til stede for å kunne gjøre nettverksbuebrua til en enda mer materialbesparende konstruksjon. Én komponent det da er aktuelt å se på er kablene og deres vinkling. Dersom en endrer vinklingen av en kabel i nettverksbuen, vil kraftbildet i hele konstruksjonen endre seg. Det kan eksempelvis oppstå mer aksialkraft og mindre moment i buen, eller motsatt. Dersom en finner den perfekte balansen mellom de ulike kreftene og deres forhold, vil en oppnå en lavest mulig utnyttelsesgrad i konstruksjonen. Ved en lavere utnyttelsesgrad vil en i teorien kunne redusere tverrsnittsarealet, og dermed det totale volumet av stål i konstruksjonen. Dermed kan en allerede materialbesparende konstruksjon gjøres enda mer materialbesparende.

Kablernes vinkling fører også til en endring i deres totale lengde. Under arbeid med denne oppgaven ble det funnet at en endring på så lite som fem grader mellom buen og kablene kunne gi en total økning i lengden av kablene på over 40 meter for én nettverksbue. Dette tilsvarer over to tonn stål for hele nettverksbuebrua, og cirka én prosent av den totale stålmengden som medgår i konstruksjonen. Med andre ord vil også vinklingen av kablene ha en stor innvirkning på den totale stålmengden utover kreftene de overfører mellom spennbåndet og buen.

4 Statikken bak nettverkbuene

4.1 Buen og bøyedeformasjon

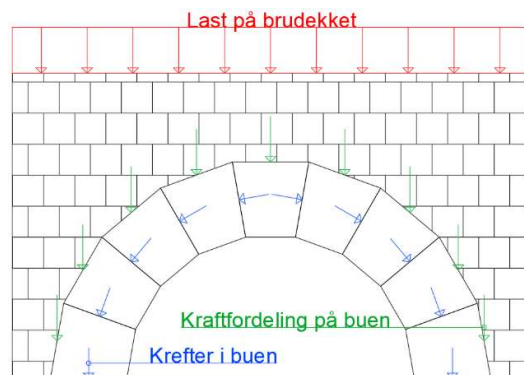
Buen som konstruksjonsprinsipp er blitt benyttet fra så langt tilbake som 2000 år fvt. (Brochmann, 2020). I bygg fra antikkens Roma ser vi blant annet omfattende bruk av buen, og her hjemme i Norge finner vi prinsippet i gamle steinhvelvbruer over hele landet.

Prinsippet bak buen grunner i ønsket om å føre en kraft ned mot bestemte punkter, for eksempel opplagringspunkt på hver side av en elv. Da stein var blant de få tilgjengelige byggematerialene, var avstandene som kunne krysses svært begrenset, sett at en bare bygde steinhellebruer, som vist i figur 4-2. Klarte en derimot å nytte steinens evne



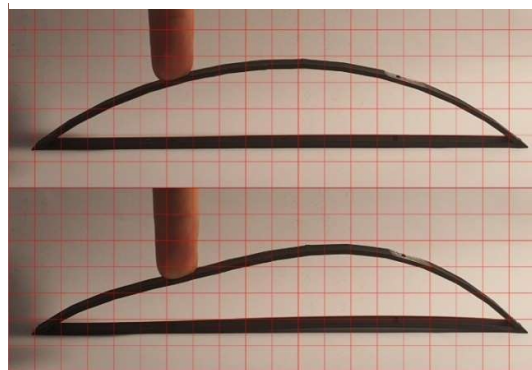
Figur 4-2: Steinhellebrua Terland klopp i Egersund kommune (BRR, 2009)

til å ta enorme trykkrefter kunne dette problemet løses. Dette ble gjort ved å stable koniske steiner i buer, for så å mure opp et brudekke oppå denne. Dette gjorde så steinbuen låste seg mot hverandre, og kreftene fra brudekket gikk med det langs buen og ned i opplagerne, som vist i figur 4-1. Steinmuren som stables på buen er avgjørende for konstruksjonen, da denne fordeler kreftene jevnt over hele buen. Dersom det for eksempel ble satt på kun en punktlast på den ene siden av buen, ville dette gitt krefter som kun gikk en vei i buen, uten at tilsvarende krefter kunne stått imot fra andre siden av buen. Dette kunne ført til at steinene på motsatt side av buen for punktlasten ble skjovet ut av buen, og konstruksjonen kollapset. Det er med andre ord avgjørende for denne typen bue at lasten på den er jevnt fordelt (Statens vegvesen, 2002).



Figur 4-1: Kreftenes gang i en steinhvelvsbru

De samme prinsippene gjelder også for nettverkbuene. Dersom det settes på en punktlast utenfor midten av buen, på samme måte som for steinhvelvbrua, vil likevekten mellom reaksjonskreftene forsvinne, og vi vil få en utbøyning i buen. Lasten blir nå tatt opp som moment i nettverkbuene, noe som ikke er ønskelig. En illustrasjon av virkningen av skjevfordelt last i

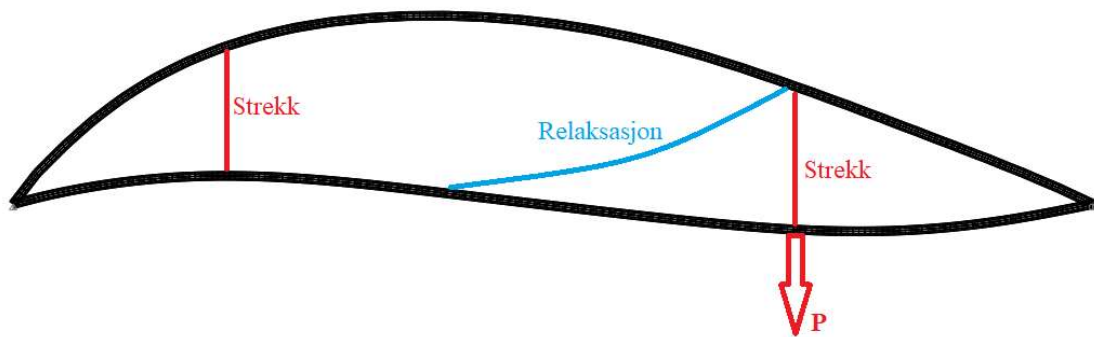


Figur 4-3: Deformasjon i en bue ved skjevfordelt last

en buekonstruksjon er vist i figur 4-3. Her representerer en 3D-printet modell av plast buen og spennbåndet. Høyde- og breddeforholdet er tilsvarende det vi finner på Forra bru. Spennbåndet er i denne illustrasjonen kun for å holde buen fra å sprike ut ved påført last.

I en nettverksbuebru påføres det derimot ikke laster direkte på buen, men på brudekket/spennbåndet. Vi vil dermed ikke få et identisk tilfelle som vist, men kan oppleve samme effekt ved noen kabelgeometrier. Siden det er kablene som overfører lasten fra brudekket til buen vil vinklingene av disse ha mye å si for hvordan kreftene blir fordelt utover buen. Vi kan anta at laster på dekket vil ta korteste vei til buen ved å gå via de kablene som er innspent nærmest. Dette stemmer ikke fullstendig overens med virkeligheten, da stivheten i brudekket vil sørge for å fordele lasten utover flere kabler, men hovedvekten vil allikevel ligge på de nærmeste kablene. Dersom disse kablene går loddrett opp til buen vil kreftene treffe buen over et lite felt, og vi vil få en konsentrert last som kan sammenlignes med fingeren i figur 4-3. Dersom kablene er plassert som i nettverksbuen vil de ikke gå direkte opp å møte buen samlet, men derimot spres utover buen. Dermed blir også kreftene fordelt over buen, og vi får en gunstigere kraftfordeling over buen.

Ved feil kabelgeometri kan derimot dette prinsippet falle gjennom. Ved skjevfordelt last kan det oppstå løft i motsatt ende av brua fra der lasten er. Dette skjer med bakgrunn i prinsippet som er vist i nedre del av figur 4-3. Midten av brua kan da sees som et rotasjonssenter for buen: dersom vi får nedbøyning et sted, vil dette gi oppbøyning i andre enden om midten av brua. Dette fører til at spennbåndet/brudekket, som er festet til buen i kablene, også vil få bøyedeformasjon. Der det oppstår oppbøyning i buen vil kablene dra med brudekket opp, mens der vi får nedbøyning i buen vil det være potensiale for at noen av kablene havner i “trykk”, eller får relaksasjon (fravær av strekkrefter). Ved loddrette kablene vil ikke dette være et problem, da stedet med nedbøyning i buen vil være stedet med punktlast direkte under seg. I en nettverksbue vil det derimot kunne være tilfeller der en kabel strekker seg fra et sted med oppbøyning i brudekket, til et sted med nedbøyning i buen. Dette vil da føre til “trykk” eller relaksasjon i kabelen. Når noen kabler får relaksasjon vil dette føre til at de resterende kablene som fortsatt tar strekk må bære lasten fra brudekket alene. Når færre kabler må bære den samme lasten, gir det enda mer konsentrerte krefter i buen. Dette kan forverre situasjonen ytterligere, og i verste fall føre til kollaps av buen. Eksempel på relaksasjon av kabler ved deformasjon i buen vises i figur 4-4.



Figur 4-4: Relaksasjon i kabler ved deformasjon i buebrua

Hooke's lov sier at normalspenninger i et tverrsnitt, σ , og tøyningen, ε , henger sammen via ligningen $\sigma = E * \varepsilon$ (Støvneng, 2014). Tøyningen multiplisert med materialets elastisitetsmodul gir normalspenningene i et tverrsnitt. Det kan med bakgrunn i denne sammenhengen konkluderes med at tøyninger og normalspenninger i et tverrsnitt kommer sammen, og dermed at bøyedeforrasjon og moment (gir normalspenninger) er to sider av samme sak. Denne sammenhengen, sett sammen med at bøyedeforrasjon er uønsket i buen, gir da at også momentet er uønsket.

4.2 Spennbåndet

I motsetning til de gamle steinhvelvbrueene er ofte ikke dagens buebruer komplette halvsirkler. Dette gjør at buen, og dermed kreftene i den, møter opplagerne med en vinkel. Dersom disse kreftene dekomponeres ser vi at vi får en kraftkomponent som går loddrett ned i opplageret, men også en som går horisontalt. Disse kraftkomponentene er illustrert i figur 4-5. Denne kraften må da tas hensyn til ved fundamenteringen av brua. Dette kan føre til et mer omfattende og komplekst fundament sammenlignet med om det kun var en loddrett kraft å ta hensyn til. Dersom det ikke fundamenteres tilstrekkelig for de horisontale kreftene vil bueendene sprike ut, og buen kollapse.



Figur 4-5: Svinesundbrua, buebrua med lengst hovedspenn i Norge, med opplagerkrefter for buen (Skoglund, 2019)

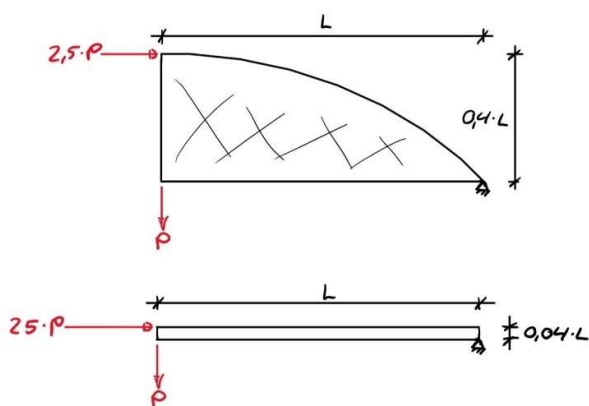
I en nettverksbuebru løses denne utfordringen ved bruk av et spennbånd. Spennbåndet kobler bueendene sammen, og hindrer dem i å sprike ut. Prinsippet kan sammenlignes med snoren i en «pil og bue»-bue. Denne tar opp kraften fra at buen ønsker å sprike ut til sin opprinnelige tilstand, og tar opp denne i form av strekkraft. Den horisontale kraftkomponenten fra denne typen bue kan sammenlignes med den horisontale kraftkomponenten som oppstår i buebrua som er vist i figur 4-5. I nettverksbuebrua er dermed denne kraftkomponenten tatt opp i konstruksjonen, og vi står kun igjen med den vertikale kraftkomponenten. Denne trenger da kun enkel fundamentering. Kraftkomponentene er skissert i figur 4-6. På brua i figur 4-6 er det kun benyttet søyler som fundamenter. Dette understreker at brua kun trenger fundamentering i vertikal retning - brua er selvbærende.



Figur 4-6: Brandangersundbrua med opplagerkrefter (Dalen, 2006)

4.3 Nedbøyning i nettverksbuebrua

Nettverksbuebrua kan som vist ovenfor sees på som en fritt opplagt bjelke. Sammenlignet med en ordinær bjelkebru har den derimot flere fordeler. En av de større er stivheten i konstruksjonen. På samme måte som en fritt opplagt bjelke vil nettverksbuebrua få trykk i topp (buen) og strekk i bunn (spennbåndet). Den store forskjellen mellom dem ligger i avstanden fra arealsenter, og den interne momentarmen dette gir. Som vist i figur 4-7 får vi i nettverksbuen en større intern momentarm til å motvirke momentet som oppstår grunnet påsatte laster. Tar vi utgangspunkt i størrelsesforholdene i figur 4-7 vil vi ved $L = 33,75$ meter få en bjelkehøyde på 1,5 meter, og en høyde på nettverksbuen på 15 meter. Dette er i nærheten av et realistisk størrelsesforhold mellom de to brutypene. Vi ser da at



Figur 4-7: Kraftresultanter av spenninger i en nettverksbuebru og en bjelkebru

kraftresultanten av spenningene i tverrsnittene må være 10 ganger høyere i bjelkebrua sammenlignet med nettverksbuebrua. Tar vi utgangspunkt i at tverrsnittsarealene som tar opp disse kreftene er like store, får vi i henhold til Hooke's lov dermed sammenhengen som under, der E er elastisitetsmodulen, ε_1 er tøyningen for nettverksbuen, ε_2 er tøyningen for bjelkebrua og σ spenningen i topp av de to tverrsnittene (Støvneng, 2014):

$$\frac{2,5 * P}{A} = 2,5 * \sigma = E * \varepsilon_1 \rightarrow \varepsilon_1 = 2,5 * \frac{\sigma}{E}$$

$$\frac{25 * P}{A} = 25 * \sigma = E * \varepsilon_2 \rightarrow \varepsilon_2 = 25 * \frac{\sigma}{E}$$

Disse utregningene er kun gjort som tilnærminger, og ikke er en nøyaktig sammenligning av de to tilfellene. Siden begge konstruksjonene er av stål, er elastisitetsmodulen den samme. Spenningen er antatt lik i de to konstruksjonene, og leddet σ/E blir dermed likt i de to utregningene. Vi ser da at bjelkebrua får 10 ganger så mye tøyning som nettverksbuebrua. Vi kan dermed konkludere med at nettverksbuebrua er en langt stivere konstruksjon enn bjelkebrua. Bøyedeformasjonen for nettverksbuen i helhet vil også bli betydelig mindre grunnet dette.

4.4 Momenter i buen

Ved å redusere momentene i konstruksjonen til fordel for aksialkraft vil en utnytte tverrsnittene på en mest mulig effektiv måte. Dette har bakgrunn i måten spenninger på grunn av moment fordeler seg over tverrsnittet. Dette er illustrert i figur 4-8. De ulike tilfellene for fordeling av spenninger over tverrsnittet i figuren er som følger:

Tilfelle 1: fullt utnyttet elastisk momentkapasitet

Tilfelle 2: fullt utnyttet plastisk momentkapasitet

Tilfelle 3: fullt utnyttet aksialkapasitet

Tilfelle 4: fullt utnyttet elastisk kapasitet ved kombinert moment og aksialkraft

Tilfelle 5: fullt utnyttet plastisk kapasitet ved kombinert moment og aksialkraft

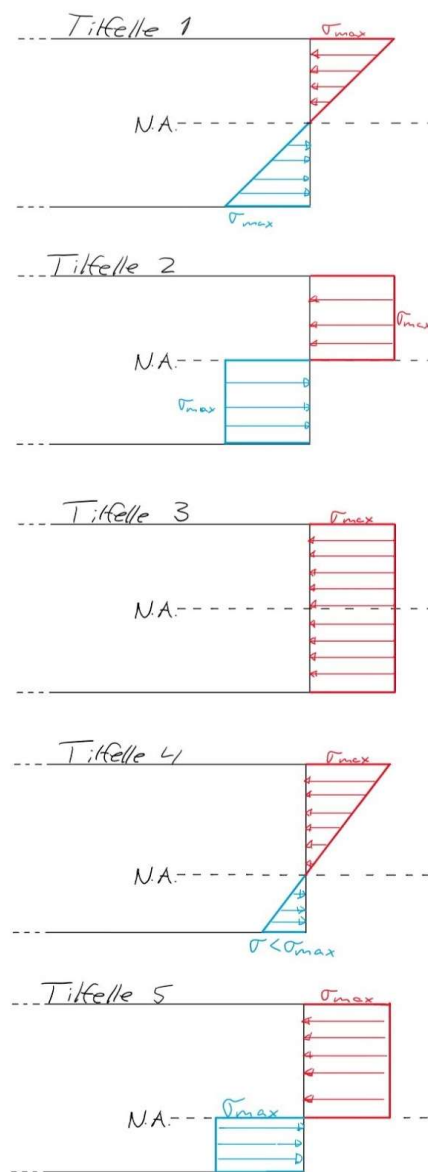
I alle tilfellene er σ_{\max} lik materialets flytspenning, og stavene massive rektangulære tverrsnitt av homogent materiale. Ved moment dannes det, som illustrert, en nøytralakse (N.A.) om senter av tverrsnittet. Ved fullt utnyttet elastisk momentkapasitet vil spenningene øke fra null i dette punktet, og til σ_{\max} lengst ut fra N.A. Dette fører til at kun den aller ytterste delen av tverrsnittet har spenning lik flytspenningen, mens det resterende vil ha mye kapasitet å gå på (Bell, 2015).

Ved å regne plastisk er det mulig å utnytte den gjenværende kapasiteten i tverrsnittet. Da regnes hele tverrsnittet å gå til flytspenningen, og vi får en spenningsfordeling som i tilfelle 2. Når materialet går til flyt vil det få en konstant deformasjon, såkalt plastisk deformasjon, utover den vanlige elastiske deformasjonen, som kun er midlertidig. Ved plastisk dimensjonering må det derfor tas høyde for mer deformasjon, og konstant deformasjon, enn ved elastisk dimensjonering (Lohne, 2020).

Når tilfelle 1 og 3, elastisk momentkapasitet og aksialkapasitet, kombineres får vi en spenningsfordeling som illustrert i tilfelle 4. Siden det i elastiske beregninger kun tillates begynnende flytning i det mest påkjente punktet av tverrsnittet, vil det ved kombinert moment og

aksialkraft kun oppstå en forskyvning av N.A. Siden vi ikke kan gå over σ_{\max} vil en forskyvning av N.A. føre til at kun en av spenningstoppene vil nå full utnyttelse av materialets flytspenning. Tilfelle 4 viser et eksempel på denne spenningsfordelingen. Dersom aksialkreftene er mye større enn momentet i tverrsnittet kan det oppstå et tilfelle med kun trykk eller strekk. Spenningsfordelingen vil da gå fra σ_{\max} topp av tverrsnittet, til lavere enn σ_{\max} bunn (Bell, 2015).

Dersom det regnes plastisk for kombinasjon av aksialkraft og moment sees det på en spenningsfordeling som i tilfelle 5. Teorien bak den måten å regne på heter "Plastisitetsteoriens nedre grenseteorem" og går ut på at vi fordeler de ulike spenningene som oppstår i et tverrsnitt slik at det oppstår likevekt mellom dem, og kreftene på det (Larsen, 2010). Med andre ord deles



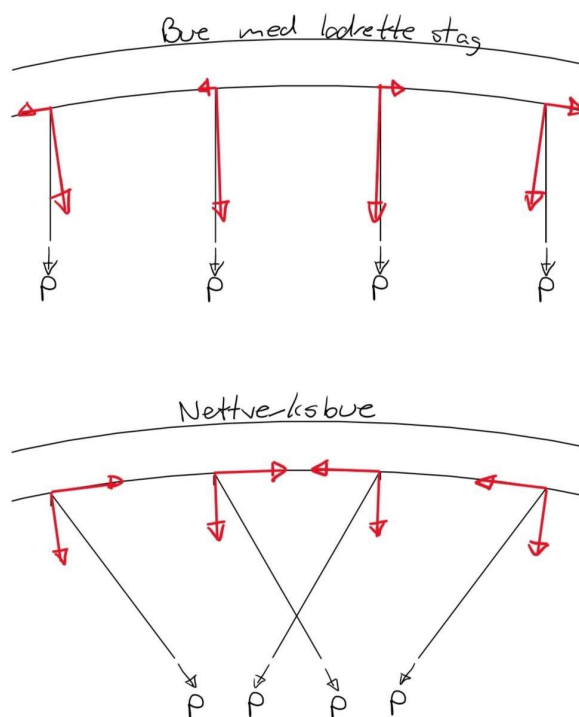
Figur 4-8: Ulike tilfeller av spenninger i et massivt rektangulært tverrsnitt av homogent materiale

tverrsnittet inn i soner som hver tar sin “type” spenning (normal- eller skjærspenninger). Dersom plastisk kapasitet ikke overskrides i noen av disse sonene, vil ikke tverrsnittet gå til brudd. Ser på tilfelle 5 i figur 4-8 kan vi tenke oss at den midterste delen av tverrsnittet tar opp aksialkraften, mens den blå delen i bunn, samt en tilsvarende like stor del i topp av den røde boksen, vil ta moment. Ved å regne på denne måten vil det være mulig å komme nærmere tverrsnittets virkelige maksimale bæreevne, og vi regner dermed mindre konservativt enn ved elastiske beregninger. “Plastisitetsteoriens nedre grenseteorem” vil uansett gi en kapasitet mindre eller lik den korrekte verdi (Larsen, 2010).

Av NS-EN 1993-1-1 er det gitt regler for når det kan regnes plastisk og elastisk på tverrsnitt. Dette har bakgrunn i tverrsnittets utforming og stålqualität. Tverrsnittsklassen settes fra 1 til 4, der 1 og 2 kan regnes plastisk, 3 kan regnes elastisk og 4 krever spesielle utregninger (Standard Norge, 2005). Grunnen til at tverrsnittsklasse 3 og 4 ikke kan regnes plastisk er faren for lokal knekking i tverrsnittet. Lokal knekking oppstår når en enkel del av et tverrsnitt, for eksempel en flens knekker og går til brudd grunnet ustabilitet (Larsen, 2010). Dette skjer med utgangspunkt i samme prinsippet som når en stav knekker. Knekkning av staver forklares nærmere i kapittel 4.6.

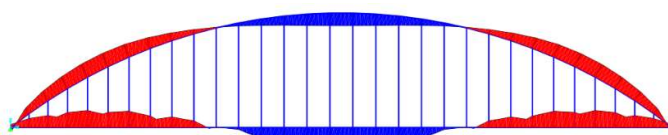
For å kunne forbigå utfordringene ved interaksjon av krefter vil det med bakgrunn i de ovennevnte tilfellene være fordelaktig å begrense momentene i en konstruksjon. Det er som nevnt dette som er forsøkt oppnådd i nettverksbuen ved å vinkle kablene mellom buen og undergurten. Ved loddrette kabler mellom buen og undergurten vil kablene flere steder møte både buen og undergurten tilnærmet vinkelrett. Dette vil føre til at mesteparten av kreftene i kablene vil bli tatt opp gjennom moment og skjærkraft. Dersom en vinkler kablene vil kraften kunne dekomponeres, hvorav én komponent går langs buen og én står vinkelrett på buen.

Kraftkomponenten som går langs buen vil da bli tatt opp som aksialkraft, mens kraftkomponenten som står vinkelrett på buen vil, på samme måte som ved loddrette kabler, skape moment. Kablenes kraftkomponenter er vist i figur 4-9.

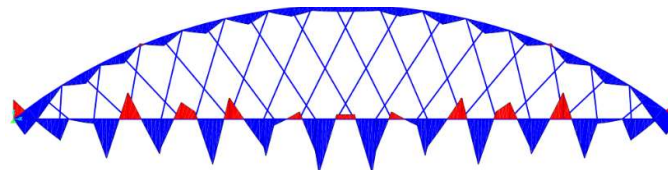


Figur 4-9: Bue med loddrette og vinklede kabler

Hvordan momentet fordeler seg over buen er også et viktig poeng. Dersom momentet får en bølgende formasjon over buen, eller større fortegnsskifter, kan dette gi likt formet bøyedeformasjon. Dette kan vi si med bakgrunn i at momentet har direkte sammenheng med nedbøyningsarbeid i elementet gjennom integrasjon

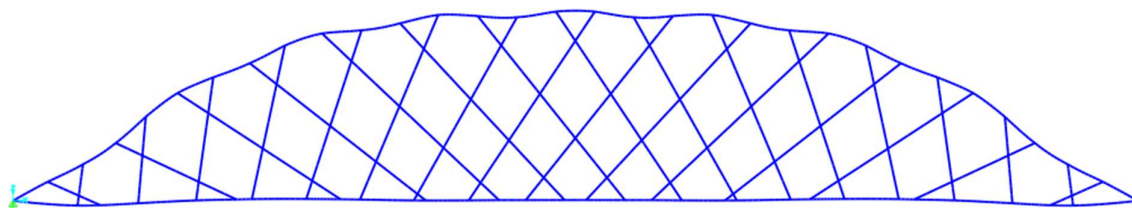


Figur 4-11: Buebru med loddrette stag, store fortegnsskifter og lang knekk lengde

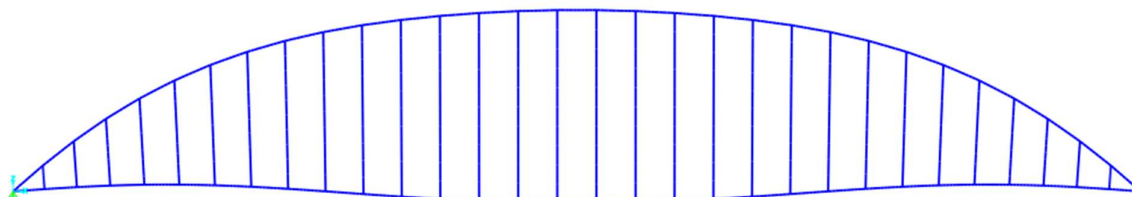


Figur 4-10: Buebru med vinklede stag, få fortegnsskifter og kort knekk lengde

(Yttervoll, 2018). Får vi for eksempel et momentdiagram som vist i figuren for en buebru med loddrette stag, figur 4-11, får buen en lang knekk lengde som vist ved avstanden mellom nullpunktene i momentdiagrammet. Ved et momentdiagram som vist i figur 4-10 kan det derimot sees at bølgene er langt kortere og differansen mindre, altså mindre fortegnsskift. Knekk lengden vil da bli mindre, og slankheten vil bli langt mindre. Slankhet forklares nærmere i kapittel 4.5. Sammenhengen mellom knekking av buen for kortere bølger med mindre differanser, og lengre bølger med større differanser og fortegnsskifter, er illustrert i henholdsvis figur 4-12 og figur 4-13.



Figur 4-12: Knekking av buen ved vinklede kabler - kort knekk lengde

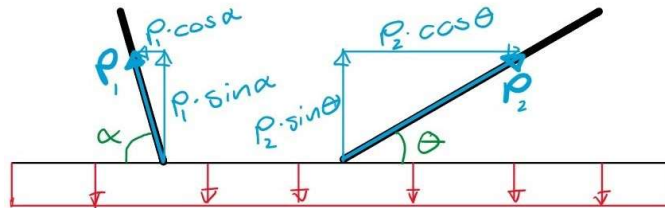


Figur 4-13: Knekking av buen ved loddrette kabler - lang knekk lengde

4.5 Kablernes vinkling mot brudekket

Kablernes vinkling mot brudekket eller spennbåndet vil ha mye å si for kraften som går i dem, og dermed blir overført til buen. Dersom en kabel står loddrett på brudekket vil den ta opp kun de lastene som blir påsatt og egenlast i vertikal retning. Har den derimot en vinkel mot brudekket, som i nettverksbuebrua, vil kraften som må tas opp for å kunne bære den samme vertikale lasten bli vesentlig større. Dette har igjen bakgrunn i kraftkomponentene som oppstår ved vinkling av kablene.

En illustrasjon av kraftkomponentene ved butt og spiss vinkel mot brudekket kan sees i figur 4-14. Dersom $P_1 \cdot \sin\alpha$ og $P_2 \cdot \sin\theta$ skal være like store (og dermed bære den samme lasten fra brudekket) vil P_2



Figur 4-14: Vinkling av kabler mot brudekket

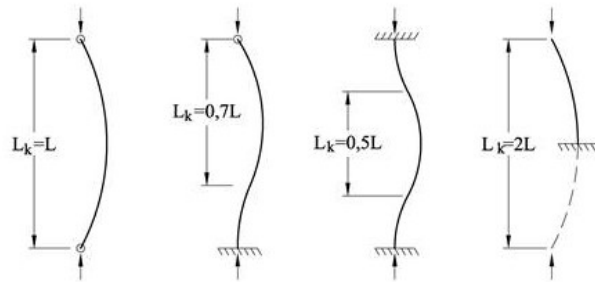
bli vesentlig større enn P_1 , som tilsvare kreftene i kablene. Dette er fordi P_2 også må bære en større horisontal kraftkomponent. Når kraften i kablene øker vil også kraften som blir overført til buen øke. En for spiss vinkling av kablene vil derfor lede med seg unødvendig påkjenning av buen.

4.6 Knekking av buen

I nettverksbuen er det ikke bare aksialkapasiteten til tverrsnittene i buen som er avgjørende for hvor mye brua kan bære. Buene kan sammenlignes med søyler, i at de i hovedsak er påkjent av aksialkrefter. Grunnet lengden buen vil ha sammenlignet med dimensjonen av tverrsnittet vil buene ha en høy slankhet. Dette fører til at buene på samme måte som en slank søyle vil være svært utsatt for knekking.

Knekking forekommer når en slank søyle er påkjent av negative aksialkrefter, med andre ord trykkrefter. Knekkapasiteten til en søyle kan ofte være langt lavere enn tverrsnittets aksialkapasitet, og er ofte den dimensjonerende faktoren for trykkpåkjennte staver eller søyler. Knekking er et stabilitetsproblem og er uavhengig av hvilken stålqualität som benyttes. Benyttes det for eksempel høyfast stål vil knekkapasiteten forbli uendret. Elastisitetsmodulen inngår derimot i utregningene av knekkapasitet. Bytter en dermed materiale fra stål til for eksempel aluminium vil knekkapasiteten endres (Meccania, u.d.).

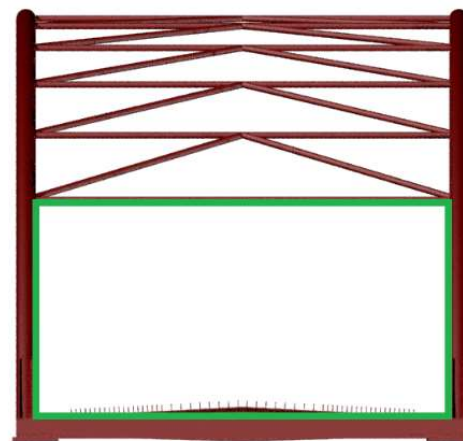
Slankheten til en stav eller søyle er en av de avgjørende faktorene for knekkkapasitet. Slankheten er et forholdstall mellom stavens knekk lengde og treghetsradius. Knekk lengden er den antatte lengden av en halv periode i sinuskurven som formes av staven i



Figur 4-15: Knekk lengder (Meccania, u.d.)

utknekt form. Med andre ord vil dette si lengden av en bue mellom punktene hvor den skifter krumningsretning. Knekk lengden er vist som L_k i figur 4-15. En lengre knekk lengde vil gi høyere slankhet, og dermed lavere knekklast. Ved utregning av knekklast vil treghetsradiusen representere tverrsnittet i staven. Ved høy treghetsradius vil slankheten reduseres, og ved lav treghetsradius vil den øke. Altså ønsker vi en kort knekk lengde og høy treghetsradius. Dette vil gi en lav slankhet, og høyere knekklast (Larsen, 2010). Treghetsradiusen sier noe om hvor stor andel av tverrsnittet som ligger utenfor sentrum, og hvor langt utenfor det ligger. En større konsentrasjon av materiale langt fra sentrum vil gi en større indre momentarm, og større motstand mot bøyning og knekking.

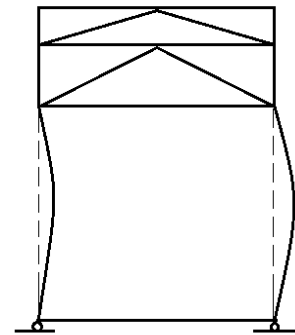
Beregning av knekklast i buer gjøres med egne formler, men bygger på de samme prinsippene. I NS-EN 1993-2 er det gitt to formler for å beregne knekklast i buer. Av disse er den ene ment for å beregne knekk kapasitet i bueplanet, mens den andre er for beregning av knekk kapasitet ut av bueplanet (Standard Norge, 2006). Knekk kapasiteten i bueplanet er høy grunnet buens særegne egenskaper. Ut av bueplanet er det derimot stor sjans for at knekk kapasiteten vil være dimensjonerende. I nettverksbuebruer er det blant annet på bakgrunn av



Figur 4-16: Portalen (grønn ramme) på Forra bru

dette satt vindfagverk mellom buene. Dette gir buene avstivning ut av bueplanet, og reduserer knekk lengden ved å gi buen flere innspenningspunkter. Som nevnt ovenfor sørger redusert knekk lengde for økt knekk kapasitet. Siden konstruksjonen tross alt er en bru der kjøretøy skal kunne passere, kan ikke vindfagverket gå langs hele buen, helt ned til brudekket. Vi står derfor igjen med det som kalles “portalen” på brua. Portalen er åpningen mellom vindfagverket og brudekket, som innrammet i grønt i figur 4-16. Her vil ikke buen ha noen ekstra innspenning ut av bueplanet, og kan derfor være sensitiv for knekking, og dermed dimensjonerende for

buekonstruksjonen. Beregning av portalens knekklast gjøres ved egen metode gitt i NS-EN 1993-2. Der betraktes den som en ramme med ulike innspenningsforhold i portalens hjørner (Standard Norge, 2006). Eksempelvis vil portalen ha høyere knekklast dersom den er fast innspent i bunn sett i forhold til dersom den er leddet. Dette er i tråd med figur 4-15. Der ser vi at dersom en søyle er fast innspent i en ende (eksempelet med $L_k = 0,7$) vil knekk lengden reduseres, og knekklasten vil igjen øke. Et eksempel på knekking av portalen er vist i figur 4-17.



Figur 4-17: Eksempel på knekking av portalen i en buebru

4.7 Bøyeknekkning

Knekkning av en stav skjer når staven får en utilsiktet utbøyning som gir en intern momentarm, som igjen skaper høyere moment, og dermed bøyedeforrasjon. Det kan med bakgrunn i dette antas at dersom det settes på et ytre moment som gir bøyedeforrasjon i staven, vil dette virke ugunstig med hensyn på knekking, da den interne momentarmen for den påsatte aksiallasten allerede er til stede. Dette fenomenet kalles bøyeknekkning, og blir hovedsakelig dimensjonert for ved plastiske beregninger. Ved elastiske beregninger blir disse beregningene sjeldnere gjort. Dette kan antas å ha bakgrunn i at bøyedeforrasjonen er mindre ved elastisk dimensjonering.

Dimensjonering for bøyeknekkning gjøres etter kapittel 6.3 i NS-EN 1993-1-1. Her benyttes likning (6.61) og (6.62) for beregning av kapasitet for bøyeknekkning om tverrsnittets ulike akser (Standard Norge, 2005). Aksialkapasitet blir her justert med reduksjonsfaktorene som følge av bøyeknekkning χ_y og χ_z etter hvilken akse det regnes på. Disse bestemmes ut fra en kombinasjon av slankhet og tverrsnittform. Momentkapasitet blir redusert etter interaksjonsfaktorene k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} og k_{zz} , samt reduksjonsfaktoren som følge av vipping χ_{LT} . Disse faktorene blir regnet ut med hensyn på tverrsnittform, slankhet, fastholdingskriterier og hvilket moment som er påsatt (Standard Norge, 2005).

5 Forra bru

I de kommende beregninger og analyser er det tatt utgangspunkt i geometrien på Forra bru. All informasjon vedrørende dette er hentet fra vedlegg C som inkluderer arbeidstegninger, beregnings- og sluttrapport fra Johs Holt AS. Brua er ei nettverksbuebru som ligger langs E14 i Forradalen, øst for Stjørdal i Trøndelag, og går over elva Forra. Den stod ferdig 10. oktober 2016, og erstattet med det en fagverksbru fra 1939. Brua ligger som nevnt langs E14 som har ÅDT på 4250, er bygd under vegklasse H4 og er av bruklasse Bk10 (Statens vegvesen, 2021) (Statens vegvesen, 2020).

5.1 Utforming

All informasjon angående utforming av Forra bru er hentet fra arbeidstegninger, sluttrapport og beregningsrapport fra Johs Holt AS. Dette finnes som vedlegg C1-C12.

Forra bru er 75 meter lang, i overkant av 14 meter bred og er på sitt høyeste i underkant av 14 meter. Selve brudekket er totalt 11 meter bredt, med avstand mellom kantdragerne på 10 meter.

Som nevnt i kapittel 2 er den optimale lengden til nettverksbuebruer mellom 80 meter og 170 meter, ettersom Forra er 75 meter er den kortere enn det Per Tveit mener er den beste lengden for en slik type bru. Høyde-lengdeforholdet til systemlinjene til Forra er tilnærmet 0,17. Med total høyde er høyde-lengdeforholdet cirka 0,18. Altså har både systemlinjene og brua i sin helhet et større høyde-lengdeforhold enn det som er sett på som optimalt for nettverksbuebruer. Per Tveit mente at nettverksbuebruen ikke bør ha større høyde-lengdeforhold enn 0,16, i den forstand at forholdet kan være mindre eller lik, men helst ikke større, noe det er på Forra bru. Dette var hovedsakelig begrunnet med estetikk (Tveit, 2014).

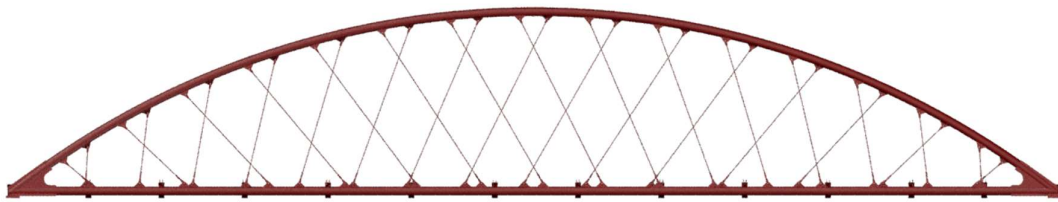


Figur 5-1: 3D-modell av Forra bru

Brua har to buer som spenner over hele bruas lengde. Disse har radius på ca. 61 meter og består av to ulike rørtverrsnitt som begge har diameter på 610 mm. Skillet mellom de ulike tverrsnittene

går ca. 17,8 meter fra bruenden, langs bruas lengderetning, og skiller mellom de nedre delene med godstykkelse på 36 mm, og den øvre delen med godstykkelse på 25 mm. Spennbåndet har diameter 610 mm og godstykkelse på 36 mm.

Mellom buen og spennbåndet er det spent opp et nettverk av kabler. På begge sider er det 30 kabler, hvorav 15 spenner en retning, og de andre 15 spenner motsatt retning og dermed skaper "nettverket". Avstanden mellom kablernes systemlinjer langs buens systemlinje er typisk 2,5 meter. Avstandene fra innfestingen av kablene nærmest bruas ender og ned til buenden er 3337 mm langs bruas lengdeakse. De to settene à 15 kabler ligger i hvert sitt plan med avstand 254 mm. Vinklingen på ett sett kabler varierer lineært fra 86,66 til 40 grader mot undergurten, med intervaller på 3,33 grader. Kablene er har diameter 40 mm og har lengder mellom ca. 2,4 og 13,3 meter. Lengden kan justeres med +/- 60 mm ved hjelp av strekkfisker i nedre ende av kablene. Innfestingen til bue og undergurt gjøres i påsveiste ører av plater med tykkelse 40 mm, og bolter med diameter 40 mm. Kablene har en bruddkapasitet på 1623 kN.



Figur 5-2: Forra bru fra siden (parallell view)

Mellom spennbåndene går det totalt 14 tverrbærere, hvorav 2 er endetverrbærere. Endetverrbærerne er sveiste bokstverrsnitt med dimensjon som varierer mellom ca. 770x566 til 770x769 (bredde x høyde [mm]). De 12 resterende tverrbærerne består av sveiste I-profil med dimensjoner som varierer mellom ca. 400x645 til 400x1100 (bredde x høyde [mm]). Disse 12 har i hver ende innsveist en tykkere plate uten topp- og bunnflens, som sveises på spennbåndet. Både tverrbærerne og endetverrbærerne har størst høyde på midten. Dette er både for å oppnå ønsket fall på veggen, og ønsket styrke på tverrsnittet. Det er på toppen av alle tverrbærerne og endetverrbærerne påsveiste dybler for fast innspenning av betongdekket. Eksempel på en tverrbærer vises i figur 5-3.



Figur 5-3: Tverrbærer på Forra bru

Mellom buene spenner det også et vindfagverk. Dette består av 11 sirkulære rørtverrsnitt, med diameter 200 mm og godstykkelse 10 mm, som spenner vinkelrett mellom buene, samt 20 diagonale avstivere av samme tverrsnitt. Første stav i vindfagverket ligger ca. 11,7 meter fra bruenden på begge sider. Fri høyde under denne blir dermed ca. 6,2 meter.



Figur 5-4: Forra bru i lengderetning (parallell view)

5.2 Byggeprosessen

Forra bru ble bygd (og utbedret) i perioden 1. august 2015 til 20. mai 2017, men ble åpnet allerede 10. oktober 2016. Byggeprosessen var spesiell da den gamle brua ble benyttet som stillas. Nye fundamenter ble da laget bak eksisterende fundamenter. Tverrbærerne på den nye brua ble så hengt opp under den eksisterende brua før undergurtene ble sveist på disse. Buen ble så montert i tre deler, og sveiset sammen. Kablene ble montert mellom buen og undergurten. De ble da hengt i festene i buen først, før de ble jekket på plass i festene i undergurten. For å forenkle prosessen med montasjen ble undergurten jekket noe opp, så den fikk noe overhøyde. Da kunne kablene monteres i "slakk" tilstand, for så å bli spent opp når undergurten ble jekket ned igjen. Endelig stramming av kablene ble gjort ved hjelp av justeringsmekanismen ("strekkfisk") på hver kabel. Brua var nå bærende og kunne jekkes opp for endelig montering av opplager. Den gamle brua fulgte med opp fra sine opplagre da den nye brua ble jekket opp, og kunne nå demonteres. Brudekket i betong ble støpt over tverrbærerne til slutt. Utfyllende om byggeprosessen finnes i vedlegg C11.

5.3 Valget av brutype

Det er blitt nevnt av byggeleder for prosjektet, Dagfinn Wie, at nettverksbuebrua ikke var et optimalt valg for Forra bru. Dette begrunner han med at en bjelke- eller kassebru kunne vært en rimeligere løsning, samt at noe uforutsett etterarbeid var nødvendig (vedlegg C11). Dette er nevnt under.

Av tegning K001 sees at vegbanen på Forra bru ligger omtrent 21 m.o.h. Av samme tegning kan det sees at høyeste vannstand i elva Forra ved 200-årsflom er på 18,63 m.o.h. Dette vil si at høydeforskjellen mellom høyeste dimensjonerende vannstand og vegbanen på brua er på kun 2,37 meter. I henhold til håndbok N400 skal fri høyde over 200-årsflommen være på 0,5 meter (Statens vegvesen, 2015). Total tillatt tykkelse under vegbanen, dersom den ikke skal løftes, blir da på 1,87 meter. Som vist i vedlegg D1 vil en bjelkebru som benytter hele denne høyden kun såvidt ha nok kapasitet i en forenklet beregning, og få en nedbøyning langt større enn kravet på

L/350, satt i N400 (Statens vegvesen, 2021) (Statens vegvesen, 2015). Beregningen som ble gjennomført mangler noen laster samtidig som det ikke er kontrollert for verken vipning eller lokal knekking. Med bakgrunn i disse beregningene kan det konkluderes med at det mest gunstige valget av brukonstruksjon vil være en med hovedvekten av den bærende konstruksjonen over brudekket. Nettverksbuebrua er da et godt alternativ siden den bygger lite under brudekket, samtidig som den er materialeeffektiv sammenlignet med en tradisjonell fagverksbru. Det kan også argumenteres for at nettverksbuebrua er et estetisk godt valg.

5.4 Tekniske feil på brua

Det ble ved ferdigstillelse av brua oppdaget uforutsette feil i konstruksjonen. Ved vindhastigheter på ca. 8 - 10 m/s i bruas lengderetning oppstod det svingninger i vindfagverket. Disse svingningene har bakgrunn i "Vortex Shedding", men dette skal ikke utdypes videre her. For å få bukt med problemet ble fem av rørene i vindfagverket injisert med betong, med intensjon om å øke vekten til komponentene, og dermed endre deres egenfrekvenser. Videre tiltak ble enda vurdert da teknisk og økonomisk sluttrapport ble laget. Se vedlegg C11.

5.5 Kapasitet i brua

For denne oppgaven er det kun aktuelt å se på kapasiteten i deler av brua. For en fullstendig oversikt over kapasiteten i Forra bru vises det til beregningsrapporten fra Johs Holt AS, se vedlegg C12. Det vil også sees bort fra virkningen av ulike komponenter i brua, for å redusere omfanget av oppgaven, se kapittel 1.3.

5.5.1 Kabler

Fra tegning K035 av Forra bru ser man at den tillatte bruddlasten i kablene er lik 902 kN. Det er ikke beregnet noe på kablene og hvor mye kapasitet de har utover informasjonen som er gitt i vedleggene og i beregningsrapporten til Johs Holt AS (vedlegg C12). For kablene er det ønskelig at kreftene fordeles jevnt. Det er dermed tatt utgangspunkt i å se på hvordan kreftene fordeles i dem, heller enn å se på hvor mye krefter som er i hver kabel. Derunder se på om det blir trykk i noen kabler i noen av lasttilfellene med de ulike vinklingene av kablene.

Aksialkrefter i kablene ble hentet fra SAP2000 og satt direkte inn i et excel-ark som viser maksimal aksialkraft i hver enkelt kabel. Dette vil vise på en oversiktlig måte hvordan kreftene har fordelt seg i kablene, og om de er jevnt fordelt som ønskelig. Ved å bruke denne fremstillingen av kreftene i kablene kan man enkelt sammenligne de ulike modellene.

5.5.2 Torsjon

Det er valgt å se bort fra torsjon i dette prosjektet. Begrunnelsen er tatt med bakgrunn i verdier for torsjonsmoment i konstruksjonen som er gitt i beregningsrapporten til Johs Holt AS, og beregninger gjort rundt disse. Disse beregningene kan sees i vedlegg D2. Det vises der at torsjonsmomentene i konstruksjonen utgjør liten andel av utnyttelsesgraden i tverrsnittet. Det antas derfor at mindre variasjoner i torsjonsmomentet grunnet endret kabelgeometri ikke vil gi merkbare utslag ved endelig sammenligning av resultater.

Endringene i torsjonsmoment antas å være små ved endret vinkling av kablene, da de hovedsakelig regnes å være et resultat av eksentrisk innspenning av tverrbærere. Også eksentrisiteten i innspenningen av kablene vil gi noe torsjonsmoment, men med bakgrunn i at det er like mange kabler på hver side av senter av profilet (se figur 5-5) kan det antas at dette skaper likevekt mellom torsjonsmomentene fra kablene over større deler av buen og spennbåndet. Der det eventuelt oppstår torsjonsmoment grunnet kablens eksentrisitet, antas dette å være lite nok til å ikke ha større innvirkning på endelig diskusjon og konklusjon. Videre begrunnelse gjøres i vedlegg D2.

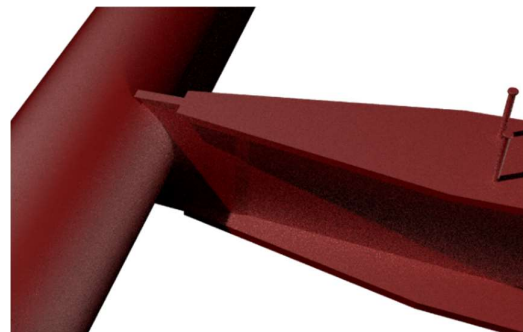


Figur 5-5:
Plassering av
kablene på
spennbåndet
(parallell view)

5.5.3 Brudekket

Det velges å se bort fra virkninger av brudekket på spennbåndet i denne oppgaven. Brudekket vil i virkeligheten ha noe innvirkning på strekkfastheten samt bøyestivheten til spennbåndet. Denne effekten antas derimot å være liten, grunnet innspenningen av tverrbærerne på spennbåndet. Som en kan se i figur 5-6 (som viser innspenningen av en tverrbærer på spennbåndet) fases flensene på tverrbærerne av inn mot innspenningen. I selve innspenningen er det kun en plate med tykkelse på 40 mm. Det antas at denne innspenningen har relativt liten stivhet i bruas lengderetning hvor strekkraftene i spennbåndet går, og at samvirket mellom spennbåndet og betongen i denne retningen er lite. Vi regner det derfor som en tilstrekkelig god tilnærming for denne oppgaven at vi ser bort fra denne virkningen av betongdekket.

Det er også sannsynlig at betongdekket kan ha en innvirkning på stivheten i dekket, og dermed også deformasjonen og momentene som oppstår i konstruksjonen. Vi velger derimot å se bort fra også denne virkningen, da dette uansett ikke forventes å ha noen innvirkning på konklusjonen. Siden målet med oppgaven er å finne best kabelgeometri vil det



Figur 5-6: Innspenning tverrbærer/spennbånd

kun sees på forholdet mellom kraftfordeling og utnyttelsesgrad. Dersom det ble tatt hensyn til betongdekket ville trolig utnyttelsesgraden, og muligens kraftfordelingen, vært noe endret, men forholdene mellom disse parameterne for de ulike kabelgeometriene forventes uansett å ha blitt de samme.

5.5.4 Knekkapasitet

Knekkapasiteten for konstruksjonen ble beregnet for hånd. Dette ble gjort for å med sikkerhet kunne avgjøre om en kabelgeometri gir aksialkrefter i buen som går over den gitte kapasiteten. Dersom en kabelgeometri gir slike aksialkrefter kan den umiddelbart avfeies. Knekkapasiteten er beregnet i vedlegg D3.

Knekkapasiteten ble beregnet både for knekking i planet og for knekking ut av planet. Beregningene av knekkapasitet ga at knekkapasiteten i planet var:

$$N_{cr} = 62670 \text{ kN}$$

For knekking i planet ble det gjort en konservativ tilnærming og det ble tatt utgangspunkt i at det var tynt gods i hele buen. Dermed kan en anta at den reelle knekklasten trolig er høyere enn det som ble funnet.

Knekkapasiteten er langt høyere enn hva som blir funnet å forekomme i buen, og det sees derfor bort fra bøyeknekkning i denne aksen.

Beregningen av knekking ut av planet ble beregnet i henhold til nederste figur i tabell D.1 NS-EN 1993-2 (Standard Norge, 2006). Dette ga knekkapasiteten:

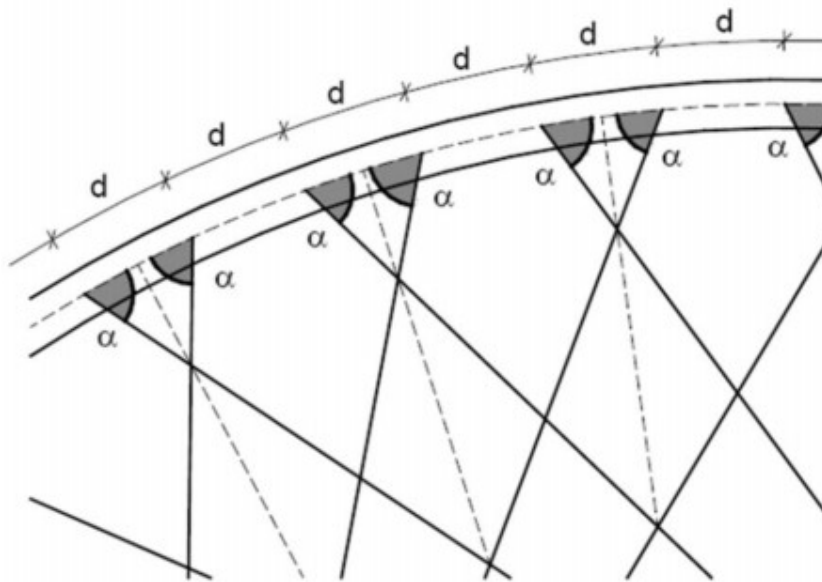
$$N_{Ki} = 38750 \text{ kN}$$

Ved knekking ut av planet er det ikke aktuelt å se på bøyeknekkning, da det teoretisk sett ikke forekommer moment om denne aksen.

6 Bakgrunn for valg av vinkler på kablene

For å finne den optimale vinklingen av kablene i nettverksbuen er det valgt å ta utgangspunkt i vinklene 48, 53, 58, 63, 68 og 73 grader mot buen. Begrunnelsen for disse valgene følger.

På Forra bru er vinklingen av kablene satt mot undergurten, og ikke mot buen som det blir tatt utgangspunkt i av Per Tveit selv. I hans arbeid er alltid vinklene mellom buen og kablene satt til å være konstant langs hele buen, men på Forra er vinklene satt til å variere lineært langs undergurten. For analyser og beregninger i denne oppgaven er det valgt å ta utgangspunkt i metoden brukt av Per Tveit, med konstant vinkel mellom kabler og bue. Figur 6-1 er hentet fra Per Tveits eget arbeid og viser hvordan vinkelen måles (Tveit, 2012). Det er vinkelen α som varieres mellom de ulike modellene/tilfellene.



Figur 6-1: System for vinkling av kabler mot buen (Tveit, 2012)

Det tas utgangspunkt i Per Tveits konklusjon om at 53 grader er ideell vinkling av kablene mot buen (Tveit, 2012). Under testanalyser ble det oppdaget at buttere vinkler enn dette kunne virke fordelaktig på konstruksjonen. Det blir derfor lagt hovedvekt på å sjekke for buttere vinkler enn 53 grader mot buen. Det tas utgangspunkt i en variasjon på 5 grader mellom de ulike tilfellene.

73 grader ble funnet å være en øvre grense for vinkling av kablene. Dersom vinkelen ble satt buttere enn dette ville kablene (med det gitte intervallet på 5 grader) kun krysset hverandre én gang, og konstruksjonen ville dermed per definisjon ikke være en nettverksbuebru.

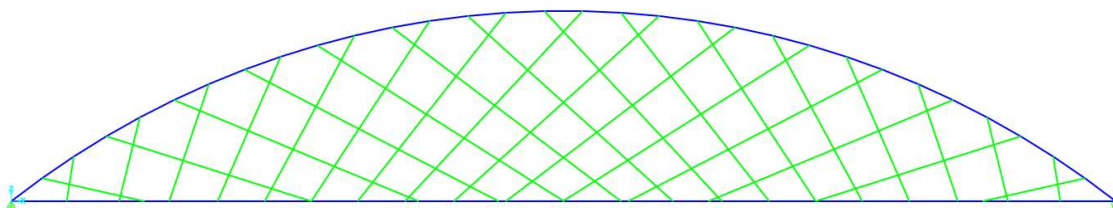
For å også se på fordelingen av krefter med vinkel som er mindre enn 53 grader, ble det valgt at det også skulle sees på en vinkel på 48 grader mellom kabler og bue. Valget ble tatt for å få et

bedre grunnlag for diskusjon, og å kunne bekrefte at vinkler spissere enn 53 grader ikke var ønskelig.

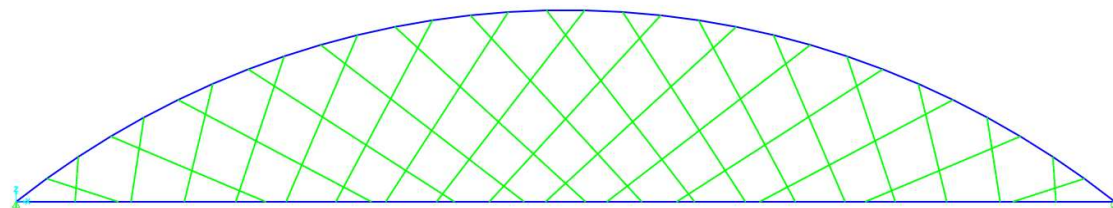
På Forra bru er kablene jevnt fordelt langs buen med en fast avstand på 2,5 meter. Det er gjort unntak ved opplagerne, der avstanden fra opplager til første kabel er i overkant av 3 meter langs buen. For analyser og beregninger i dette prosjektet fordeles kablene med jevn innbyrdes avstand langs hele buen, og det sees bort fra den noe høyere avstanden fra opplageret. Dette ble gjort for å forenkle modelleringen av buen. Unntak er gjort ved analyser og beregninger av Forra bru selv. Der er modellen en eksakt replika (ihht. Arbeidstegningene, vedlegg C1-C12) av nettverksbuen på Forra bru.

Ved den valgte fordelingen vil kablene nærmest opplagerne kunne bli svært korte. Disse kan ha potensiale for å ikke være praktisk gjennomførbare, da en må ha plass til innfestningsmateriell og justeringsmekanismer. De korteste kablene tas allikevel med i denne oppgaven.

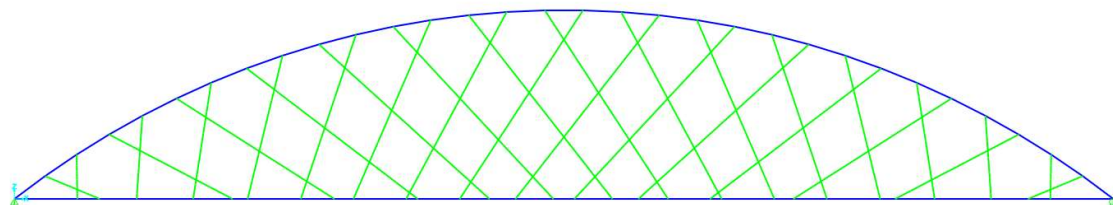
Figurer av kabelvinklinger for analyser og beregninger følger under (figur 6-2 til 6-7).



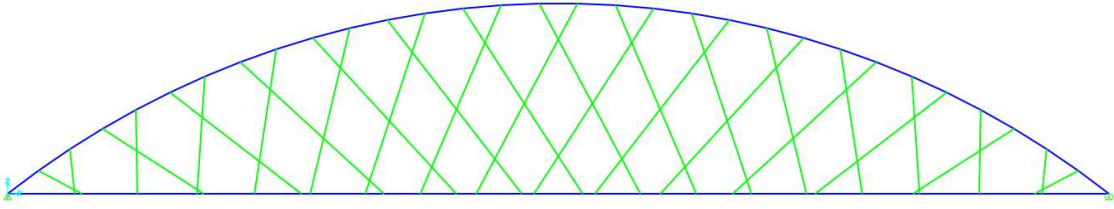
Figur 6-2: Kabler 48 grader mot buen



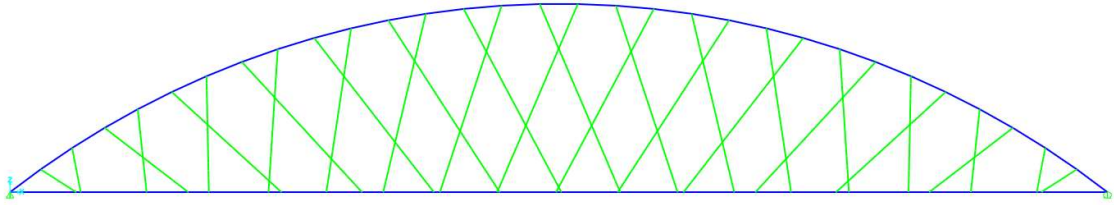
Figur 6-3: Kabler 53 grader mot buen



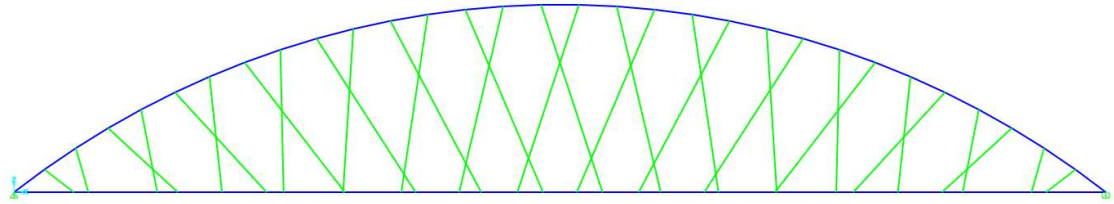
Figur 6-4: Kabler 58 grader mot buen



Figur 6-5: Kabler 63 grader mot buen



Figur 6-6: Kabler 68 grader mot buen



Figur 6-7: Kabler 73 grader mot buen

7 Modelling

7.1 Modelling av Forra bru i Autocad

Det ble tidlig i prosjektet satt i gang med å lage en 3D-modell av Forra bru ut fra tegninger laget av Johs Holt. Dette ble gjort for å få kjennskap til brua og hvordan konseptet nettverksbuebru ble gjennomført i praksis.

Modellen ble først påbegynt i Tekla Structures, men etter noe arbeid ble det, grunnet preferanser, byttet til Autocad. Modelleringen foregikk ved å lage tverrsnitt i 2D, før de ble ekstrudert til 3D. Alle mål, inkludert for vinkling og plassering av kablene, ble hentet fra tegningene fra Johs Holt AS (vedlegg C1-C10). Det ble lagt merke til at målene ikke var eksakte, men noe avrundet, ettersom noen av målene ikke gikk opp mot hverandre. Kablernes plassering ble likevel innenfor +/- 1 mm. Dette ledet oss til å stille spørsmål ved hva som ble lagt til grunn for kablernes plassering. Da også beregningsrapporten fra prosjekteringen av Forra bru ble gjort tilgjengelig for oss, viste det seg at kablene var plassert med bestemte vinkler og jevnt fordelt langs buen. Bakgrunnen for dette ble ikke nevnt i rapporten. For å få en helt nøyaktig modell kunne det derfor vært fordelaktig og tatt utgangspunkt i vinklene fremfor mål i lengde- og bredde-aksen.



Figur 7-1: Modell av Forra bru fra Autocad

Arbeidet som ble lagt ned i modelleringen skapte et godt grunnlag for videre spissing av problemstillingen, og gav også god kjennskap til Forra bru og dens prosjekteringsgrunnlag, og konseptet nettverksbuebru og hvordan dette kan fungere i praksis. Gjennom beregningsrapporten (vedlegg C12) fikk vi også et godt innblikk i grunnlaget for prosjektering av bruer. Modellen ble, utover dette, ikke brukt i videre arbeid, utenom i figurer og forklaringer.

7.2 Modelling av nettverksbuen i SAP2000

Videre var det ønskelig å få et inntrykk av hvordan kreftene ville fordele seg i nettverksbuen. SAP2000 ble valgt til å analysere konstruksjonen. Det ble bestemt at det skulle fokuseres på

nettverksbuen i 2D. Altså skulle det kun sees på hvordan kreftene fordelte seg i selve nettverksbuen i X- og Z-aksen når det ble satt på punktlaster langs undergurten (tverrbærernes innfestningspunkter langs undergurten). Det ble eksperimentert med flere fremgangsmåter for å gjøre arbeidet mest mulig effektivt og strømlinjeformet, da dette kunne ha potensiale for å kutte tidsbruken betydelig når prosessen skulle gjentas flere ganger senere i prosjektet.

Systemlinjene for Forra bru ble benyttet for modelleringen. Det ble med andre ord ikke tatt hensyn til innfestningspunkter og lignende. En kabel vil for eksempel ikke være innfestet i senter av et rørtverrsnitt, men i dets skall. Avstanden fra senter og ut til innfestningspunktet har dermed potensiale for å skape et ekstra moment i konstruksjonen, men dette kommer ikke med i disse modellene.

Det ble under behandling av tidlige resultater oppdaget at modellene gav feil kraftfordeling. Dette ble oppdaget da kraftfordelingen i modellene med trafikklast på midten ikke gav symmetrisk kraftfordeling. Det viste seg at dette hadde bakgrunn i at det ble benyttet “cable-sections” i stedet for “frame-sections” som kabler. Alle modellene ble da endret til at kablene var massive ståltverrsnitt med en diameter på 40 mm. Innspenningspremissene for disse ble satt til å være leddet. Dette vil bety at “kablene” i modellene vil kunne ta trykk, noe de ikke kan i virkeligheten. Dersom trykk oppstår i analysene vil dette derfor representere relaksasjon, eller fravær av strekk i kablene.

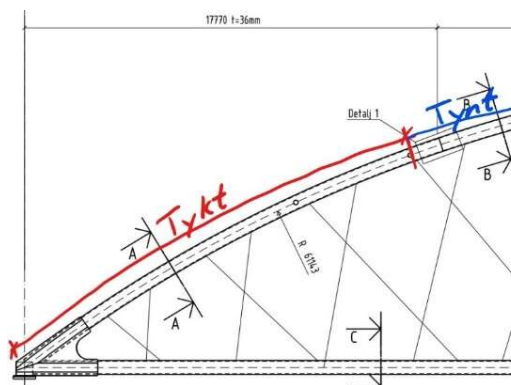
Fremgangsmåten for å lage analysemodeller i SAP2000 ble til slutt som følger, og gikk via en 2D-modell i Autocad:

1. Åpne Autocad og lag 2D-modell med aktuelle systemlinjer
2. Bruk funksjonen “Extract data” under fanen “Tables” under “Annotate”
3. Hent ut start og slutt X- og Y-koordinater for kablene i nettverksbuen i et excel-ark
4. Åpne SAP2000 og lag ny modell med “2D-Trusses” som “Template”
5. Velg “Number of Divisions” lik antallet kabler pluss én
6. Fjern nødvendige stag (bare rammen skal gjennstå) (ett endestag og en overgurt må også fjernes og erstattes med ett endestag)
7. Marker alle stagene
8. Åpne “Interactive Database Editing...” under “Edit”-fanen
9. Huk av punktet “Joint Coordinates” under “Connectivity Data”

10. Velg funksjonen To Excel (X-en med pil opp)
11. Kopier over koordinatene som er hentet ut fra Autocad (X-verdier i "X or R" kolonnen og Y-verdier i Z-kolonnen)
12. Endre alle punktum til komma
13. Sorter Y-koordinatene så de stiger til høyeste verdi, og så synker til laveste igjen
14. Sorter X-koordinatene slik at de stiger fra laveste (0) til høyeste (75000) i radene hvor Y-verdiene er 0
15. Sorter X-koordinatene fra lavest til høyest (bare verdiene som er hentet ut) i radene hvor Y-verdiene er ulike 0
16. Gå tilbake til SAP og trykk "From Excel" (X-en med pil ned)
17. Trykk "Apply to Model" og "Done" (dersom det ser riktig ut)
18. Strekk så "Straight frame" mellom aktuelle punkter (representerer kablene) (bruk autocad-tegning som referanse)
19. Endre tverrsnitt så det stemmer overens med Forra bru
20. Sett på punktlaster hvor tverrbærerne er innfestet på undergurten (enklest å finne avstander fra opplager og kabelinnspenninger i autocad-tegning)
21. Trykk "Run Analysis"

Ved utført modellering og analyse ble det kontrollert for feil i henhold til kapittel 12.

Buen på Forra bru består av to ulike tverrsnitt. Skillet mellom disse tverrsnittene havnet alltid mellom to kabler. Da skillet mellom to tverrsnitt i SAP2000 må skje i et "joint" ble det gjort konservative tilnærminger. På Forra bru, som er utgangspunktet for utformingen av buen og undergurten, er det en overgang fra tykt (36 mm) til tynt (25 mm) gods mellom henholdsvis nedre og øvre del av buen. Dette skillet kommer 17770 mm fra bruenden, i bruas lengdeakse. Skillet er merket som detalj 1 i figur 7-2 som er hentet fra Johs Holt AS' tegning k030 (vedlegg C2). Ved modellering av buen ble skillet tilnærmet satt over kabel 7 for alle kabelgeometrier, med unntak av for Nielsen-Lohse hvor skillet ble satt over innspenningspunkt 4. Denne tilnærmingen ble



Figur 7-2: Fordeling av tykt og tynt gods ved modellering (k030 vedlegg C2)

Ved modellering av buen ble skillet tilnærmet satt over kabel 7 for alle kabelgeometrier, med unntak av for Nielsen-Lohse hvor skillet ble satt over innspenningspunkt 4. Denne tilnærmingen ble

gjort for å unngå å måtte sette inn ekstra elementer i modellen, som kunne introdusert feil. Ved å sette skillet i et eksisterende “joint” kunne koordinatene som ble hentet ut fra Autocad forbli uendret.

Tverrsnittsparemetere ble satt som gitt i kapittelet om Forra bru. Det var ønskelig å benytte korrekte tverrsnittsparemetere for at konstruksjonen skulle få riktige interne stivhetsforhold, og dermed riktig fordeling av krefter. Stålsorten S420 lå ikke inne i SAP2000, så denne ble lagt inn med verdier fra “Stålkonstruksjoner - profiler og formler” (Larsen, et al., 2003). Da ble flytspenningen satt til 420 MPa, bruddspenningen satt til 520 MPa og forventet flyt- og bruddspenning satt til 1,1 ganger deres respektive minimumsverdier (Larsen, et al., 2003). Det ble godt sjekket andre materialparemetere for å finne forholdstallet mellom forventet og minimumsverdier for flyt- og bruddspenninger. Dette var bakgrunnen for valg av faktoren 1,1.

En svakhet med denne måten å modellere på var at buen kun ble en tilnærming bestående av flere rette elementer, fremfor en kontinuerlig bue. Det er mulig at dette hadde en innvirkning på resultatene av analysene, men det regnes allikevel som en tilstrekkelig god tilnærming.

Det ble også gjennomført knekkanalyser for alle kabelgeometriene. Dette ble gjort da buen er et kjent knekkingsproblem, og har potensiale for å være dimensjonerende for konstruksjonen. For å gjennomføre knekkingsanalysene ble det gjort som følger:

1. Under “Analyze” → “Set Analysis Options” ble “Fast DOFs” satt til “Plane Frame/XZ Plane”
2. Under “Define” → “Load Cases” velges alternativet “Add New Load Case...”
3. “Load Case Name” ble satt til “P-Delta”
4. “Analysis Type” ble satt til “Nonlinear”
5. “Geometric Nonlinearity Parameters” ble satt til “P-Delta plus Large Displacements”
6. Under “Loads Applied” ble “Load type” valgt lik “Load Pattern”, “Load Name” lik “DEAD” og “Scale Factor” lik 1, før det ble trykket “Add”
7. “OK” ble så trykket og lasttilfellet ble lagt til
8. Igjen ble “Add New Load Case...” valgt
9. “Load Case Name” ble satt til “Buckling”
10. “Load Case Type” ble valgt til “Buckling”

11. Under “Loads Applied” ble igjen “Load type” valgt lik “Load Pattern”, “Load Name” lik “DEAD” og “Scale Factor” lik 1, før det ble trykket “Add”
12. Under “Other Parameters” ble “Number og Buckling Modes” satt til 20, selv om dette kunne vært latt stått på 6
13. Igjen trykkes “OK” og lasttilfellet ble lagt til
14. I “Define Load Cases”-vinduet ble det så trykket “OK” og lasttilfellene var ferdig vurdert
15. Ved kjøring av analyser ble det så sørget for at også de nå definerte lasttilfellene “P-Delta” og “Buckling” var satt til å kjøre

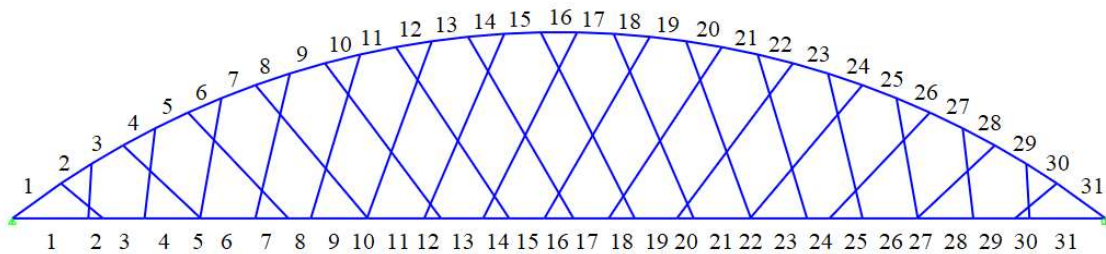
En gjennomgang av knekk-tilfellene var også viktig for å kontrollere modellen for feil. For å gå gjennom disse ble funksjonen “Show Deformed Shape...” valgt, og “Case/Combo Name” valgt til buckling. Det ble så trykket «Apply», og de ulike knekktilfellene kunne så blas gjennom ved hjelp av pilene nede i høyre hjørne. Ble det oppdaget unaturlige knekkpunkt i konstruksjonen, kunne dette vitne om feil i modelleringen. Mer om kontrollering for feil kommer i kapittel 12.

Modelleringen av kabelgeometrien i Autocad (punkt 1 ved modellering i SAP2000) foregikk som følger:

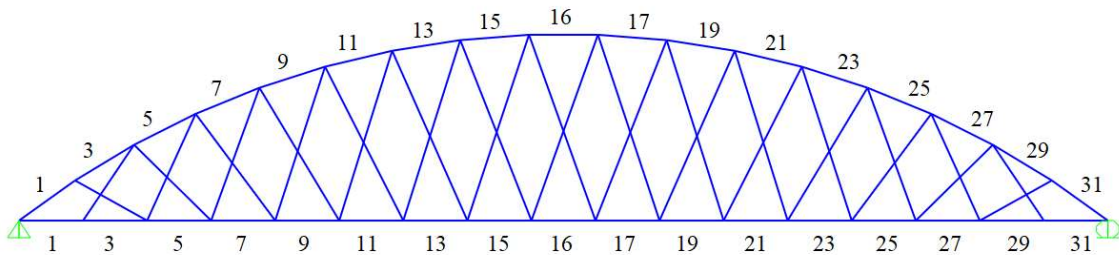
1. Lag en vannrett linje på 75000 mm som representerte undergurten
2. Sett en loddrett linje fra midten av brua og opp 12850 mm
3. Trekk en bue mellom fra starten til slutten av den 75000 mm lange linjen gjennom toppen av den 12850 mm høye linjen
4. Bruk funksjonen “divide” og del buen inn i 31 deler
5. Trekk linjer fra senter av buen til de to høyeste punktene på buen som ble laget av “divide”-funksjonen
6. Bruk “snapping”-funksjonen “perpendicular og trekk linjer vinkelrett ut fra de to linjene som ble trukket fra senter av buen, langs buen
7. Bruk funksjonen “rotate” og roter de to linjene som ble laget i forrige punkt om punktet der de møter buen til ønsket vinkel
8. Disse to linjene kan så kopieres til hvert punkt langs buen som ble laget med “divide”-funksjonen, slik at linjene som står ut av buen går annenhver vei
9. Trekk linjene ut så de møter undergurten

7.3 Nummerering av elementer i SAP2000

Det ble utført beregninger av utnyttelsesgraden for hvert enkelt element i buen og spennbåndet. Både buen og spennbåndet er satt sammen av 31 mindre elementer i modellene, disse er nummerert fra venstre til høyre (se figur 7-3). Nielsen-Lohse brua har 17 elementer i bue og spennbånd, grunnet kabelgeometrien, men er nummerert fra 1 til 31. På grunn av at den kun har 17 elementer, men er nummerert til 31, hopper nummereringen over alle partall utenom 16, som er på midten (se figur 7-4). Nummereringen her er på samme måte som for de andre modellene, fra venstre mot høyre i bue-planet.

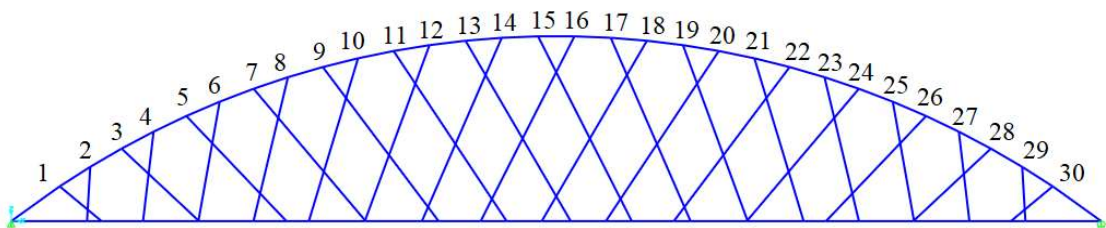


Figur 7-3: Nummerering av elementene i bue og spennbånd, Forra bru



Figur 7-4: Nummerering av elementene i bue og spennbånd, Nielsen-Lohse bru

Også kablene er nummerert. Kablene er på samme måte som buen og spennbåndet nummerert fra venstre til høyre. Det er 30 kabler og det er derfor naturlig at nummereringen går fra 1 til 30 (se figur 7-5).



Figur 7-5: Nummerering av kabler

8 Laster

Selv om oppgaven ikke går ut på dimensjonering av ei bru ble det tidlig bestemt at det skulle benyttes samme trafikklaster som ved prosjektering av brukonstruksjoner. Denne avgjørelsen ble tatt med bakgrunn i at gruppa hadde lite erfaring med trafikklaster fra før, og at et antatt lasttilfelle kunne gi feil lastfordelinger og lastforhold. Dette kunne gi et feil og urealistisk bilde av fordeling av krefter og spenninger i konstruksjonen, og på den måten gi et dårlig grunnlag for konklusjon.

Det blir i denne oppgaven sett bort fra horisontallaster som bremselast, vindlast osv. Det antas at bruk av vertikale laster vil være tilstrekkelig for å få et godt bilde av hvordan de ulike kabelgeometriene fordeler lastene i konstruksjonen. Også ulykkeslast, jordskjelvlaster, temperaturlaster og utmattelse sees bort ifra.

8.1 Gjeldende regelverk angående trafikklaster

Gjennom prosessen med å finne korrekte trafikklaster ble det samlet mye informasjon rundt håndbøker og eurokoder. I tabell 1 er en kort oppsummering av hva som ble funnet rundt regelverk angående trafikklast, fulgt av en noe utdypende informasjon rundt dette.

Tabell 1: Gjeldende regelverk for trafikkklaster

Tittel	Funksjon	Sist utgitt	Status
Håndbok 017 - Veg og gateutforming	Vegnormal	2013	Utgått - Erstattet av N100 fra 1. juni 2014
Håndbok 185 - Bruprosjektering	Generelt grunnlag for prosjektering av bruer og ferjekaier	2011	Utgått - Erstattet av N400 fra april 2015
N100 Veg- og gateutforming	Vegnormal	2019	Gjeldende
N400 Bruprosjektering	Generelt grunnlag for prosjektering av bruer og ferjekaier	2015	Gjeldende
R412 Bruklassifisering	For klassifisering av eksisterende bruer og dimensjonering av provisoriske bruer, forsterkninger eller utvidelser	2003	Gjeldende
NS-EN 1991-2	Trafikkklaster for prosjektering av bruer m.m.	2003/2010	Gjeldende
Trafikklastforskrift	Utfyllende bestemmelser til NS-EN 1991-2	2017	Gjeldende

Håndbøkene N100 og N400 er en del av en serie vegnormaler fra Statens Vegvesen og inneholder krav til utforming av veger, gater, bruer, tunneler osv., samt regelverk rundt trafiksikkerhetsutstyr, skilt, oppmerking m.m. (Statens vegvesen, 2019) (Statens vegvesen, 2015). Statens Vegvesens normaler starter med bokstaven N og er kravdokument for all offentlig veg og gater. R412 er også et kravdokument, men gjelder kun riksveg og for Statens Vegvesen, eller entreprenører eller konsulenter som jobber på oppdrag fra Statens Vegvesen. R-en står i R412 for retningslinjer, og er sammen med normalene de viktigste blant Vegvesenets håndbøker. Det finnes også en tredje kategori innen håndbøkene som er veiledningsdokumentene. Disse har nummerering som starter med V, og er som navnet tilsier kun til veiledning og hjelp (Statens Vegvesen, 2019).

De største usikkerhetene rundt valg av grunnlag for trafikkklaster i dette prosjektet, lå rundt håndbok N400, R412 og 185, samt eurokodene. Det viste seg at håndbok 185 ikke lenger er gjeldende, og erstattet av håndbok N400 og R412. Av disse er N400 grunnlag for prosjektering av bruer og ferjekaier, mens R412 er for klassifisering av eksisterende bruer og ved dimensjonering av provisoriske bruer, forsterkninger eller utvidelser (Statens vegvesen, 2015) (Statens vegvesen, 2014). Med andre ord er R412 ment for arbeid vedrørende eksisterende bruer. Den blir da brukt til å regne på eldre bruer, der den dimensjonerende trafikklasten var vesentlig mindre enn hva som er nødvendig i dag. En tommelfingerregel ble av Knut Andersen Grefstad sagt å være at bruer bygd etter dårligere trafikklast enn SVV 1969 må kontrollregnes detaljert for å påvise tilstrekkelig bæreevne for dagens veglaster (Grefstad, 2021).

Etter mailutveksling med Knut Andersen Grefstad ble det klart at det for nyere bruer skulle prosjekteres og kontrolleres etter NS-EN 1991-2. NS-EN 1991-2 legger til rette for å dimensjonere bruer ment både for kjøretøy og for myke trafikanter (Standard Norge, 2003). Standarden er på en enkel måte delt opp i ulike deler for ulike bruer. For dette prosjektet ble det hovedsakelig kapittel 4 for vegbruer benyttet. “Road traffic actions and other actions specifically for road bridges” tar for seg ulike lasttilfeller etter hvordan type trafikk som forekommer på den gjeldende brua (Standard Norge, 2003). NS-EN 1990 skal brukes sammen med alle standarder fra NS-EN 1991 til NS-EN 1999 (Standard Norge, 2002). NS-EN 1990 brukes til å sørge for sikkerheten og bestandighet til alle typer konstruksjoner gjennom å gi partialfaktorer til karakteristiske laster og materialparametere, for bruk etter partialfaktormetoden (Standard Norge, 2002).

8.2 Trafikkklaster fra NS-EN 1991-2

Kapittel 4, “Section 4 Road traffic actions and other actions specifically for road bridges” i NS-EN 1991-2, tar blant annet for seg lastmodeller (Standard Norge, 2003). Hvilken lastmodell som benyttes under modelleringen er avgjørende for å få riktig påkjenning i tverrsnittene som skal sees på. Det er viktig at det sees på en realistisk, verst tenkelig lastsituasjon, slik at problemstillingen kan løses på et best mulig grunnlag, så nært det opprinnelige prosjekteringsgrunnlaget som mulig.

De ulike lastmodellene for vertikal last er definert som (oversatt fra engelsk) (Standard Norge, 2003):

Lastmodell 1(LM1): Konsentrert og jevnt fordelt last, som dekker de fleste av effektene fra trafikk fra lastebiler og biler. Denne modellen brukes for generell og lokal verifikasjon.

Lastmodell 2(LM2): En enkelakslet last påført på spesifikke dekk-kontaktområder som dekker de dynamiske effektene av normal trafikk over korte bjelker.

Lastmodell 3(LM3): En sammensetning av aksellaster som representerer spesielle kjøretøy (for eksempel industrielle kjøretøy) som kan kjøre ruter som er tillatt for unormale laster. Lastmodellen er beregnet for generell og lokal verifikasjon.

Lastmodell 4(LM4): Laster som representerer folkemasser, kun tenkt til generell verifikasjon.

Lastmodell 2 påfører en enakslet last i det mest ugunstige feltet av en kort bjelke. Denne er ikke aktuelt i våre analyser og beregninger, da den benyttes ved lokal verifisering av brudekke, korte bjelker osv.

Det er ikke aktuelt å bruke lastmodell 3 da denne er beregnet for spesielle og industrielle kjøretøy som har større tyngde enn bruene er konstruert og beregnet for.

Ut fra beskrivelsen av lastmodell 4 er det tydelig at denne ikke er aktuell for brua vi har valgt å ta utgangspunkt i, da denne ligger om lag 5 mil fra nærmeste storby, i landlige strøk. Vi kan dermed anta at en opphopning av fotgjengere er lite sannsynlig, og trenger derfor ikke å ta hensyn til lastmodell 4.

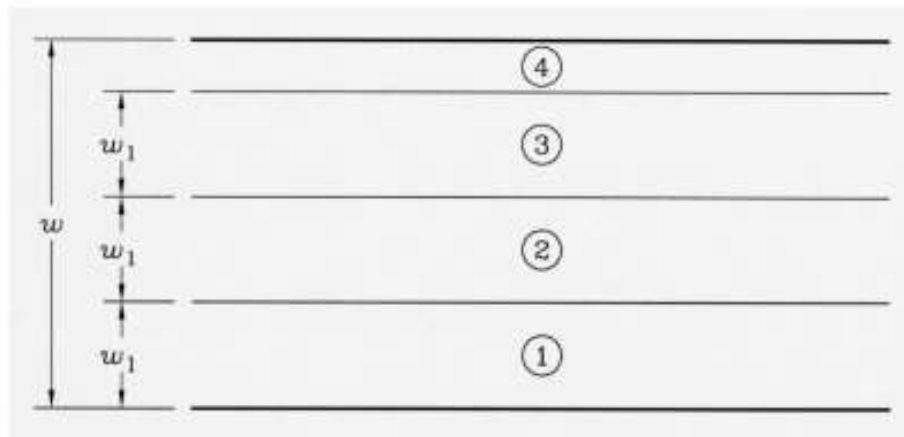
Dette gir at det er lastmodell 1 som skal brukes i dette prosjektet. Denne lastmodellen dekker de fleste av effektene fra normal trafikk fra biler og dobbelakslede lastebiler.

Carriageway width w	Number of notional lanes	Width of a notional lane w_l	Width of the remaining area
$w < 5,4$ m	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
6 m $\leq w$	$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$

NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m, $n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, and the width of the remaining area is $11 - 3 \times 3 = 2$ m.

Figur 8-1: Utklipp fra NS-EN 1991-2 om hvordan bestemme antall kjørefelt (Standard Norge, 2003)

Tabellen i figur 8-2 “Number and width of notional lanes” i NS EN 1991-1-2 4.2.4(4) bestemmer hvor mange og hvor brede kjørefeltene på brua skal være (Standard Norge, 2003). Bredden mellom vegskuldrene på Forra bru er 10 meter. Dette gir at brua skal ha 3 kjørefelt på 3 meter, med ett gjenværende felt på 1 meter. Inndelingen blir dermed som vist i 8-3, der w_l er 3 meter og w er 10 meter. Det gjenværende feltet blir dermed 1 meter bredt.



Key

- w Carriageway width
- w_l Notional lane width
- 1 Notional Lane Nr. 1
- 2 Notional Lane Nr. 2
- 3 Notional Lane Nr. 3
- 4 Remaining area

Figur 8-2: Utklipp fra NS-EN 1991-2 som viser inndeling av kjørefelt (Standard Norge, 2003)

Figur 8-4 viser Tabell 4.2 “Load model 1: characteristic values” i NS EN 1991-2 kapittel 4.3.2(4) som er gjeldende for lastmodell 1 (Standard Norge, 2003). Denne tabellen forteller hvilke laster

som skal påføres i de ulike kjørefeltene og hvor store lastene skal være. Et lasttilfelle hvor de største lastene er plassert mot en side av brutverrsnittet vil være aktuelt å regne på, da dette gir størst mulig påkjenning på én side av brua, og dermed størst mulige påkjenning på én nettverksbue. Dette vil gi oss et verst tenkelig scenario for dimensjonering av tverrsnitt videre i oppgaven. For å oppnå dette plasseres derfor den tyngste lasten i kjørefelt 1 «Notional Lane Nr. 1», nest tyngst i kjørefelt 2 «Notional Lane Nr. 2» og laveste i kjørefelt 3 «Notional Lane Nr. 3». Kjørefelt 4 «Remaining area» får kun jevnt fordelt last.

Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{ik}) (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_{ik})	0	2,5

Figur 8-3: Utklipp fra NS-EN 1991-2 om laster for lastmodell 1 (Standard Norge, 2003)

Etter punkt 4.3.2 (1) skal disse lastene justeres med en faktor gitt i det nasjonale tillegget etter formlene (Standard Norge, 2003):

$$\alpha_{Qi} * \alpha_k \quad (\text{for konsentrerte laster})$$

$$\alpha_{qi} * \alpha_k \quad (\text{for fordelte laster})$$

Korreksjonsfaktorene er etter det nasjonale tillegget punkt NA.4.3.2(3) satt til følgende (Standard Norge, 2003):

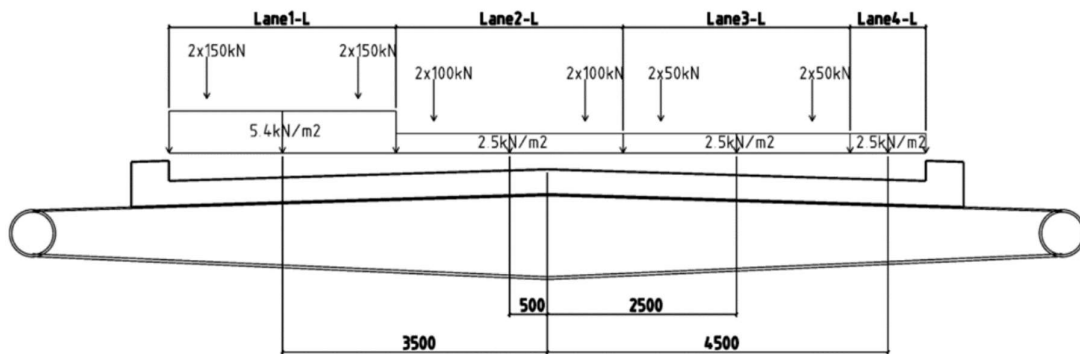
$$\alpha_{Qi} = 1,0 \quad \text{for } i = 1, 2, 3$$

$$\alpha_{q1} = 0,6$$

$$\alpha_{qi} = 1,0 \quad \text{der } i > 1$$

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

Etter NS EN 1991-2 får vi dermed felt og laster som vist i figur 8-5. Figuren er hentet fra Johs Holt AS' beregningsrapport (vedlegg C12).



Figur 8-4: Plassering av trafikklaster i brutverrsnittet, hentet fra beregningsrapport fra Johs Holt AS (vedlegg C12)

8.3 Egenlaster

Egenlast av tverrbærerne, betongdekket og asfaltdekket ble hentet ut fra tabell 5-1 og 5-2 i beregningsrapporten til Johs Holt AS (vedlegg C12). Her ble egenlast per meter bru for betongdekket, asfalt (100 mm), kantdrager og rekkverk lagt sammen til en samlet fordelt last. Denne lasta ble på til sammen 120,5 kN/m.

Egenlast av tverrbærerne ble tatt med som punktlaster som blir satt på i tverrbærernes innfestning på undergurten. Denne egenlasten ble også hentet fra beregningsrapporten fra Johs Holt AS, og var på 44,6 kN per tverrbærer (vedlegg C12).

8.4 Lastfaktorer

Laster gitt i NS-EN 1991-2 er karakteristiske laster (Standard Norge, 2003). For å finne dimensjonerende laster for bruddgrensetilstanden ble det hentet lastfaktorer fra NS-EN 1990. Disse ble definert fra likning 6.10a og 6.10b (Standard Norge, 2002). Disse er gitt som i figur 8-6:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (6.10a)$$

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (6.10b)$$

der:

"+" betyr "kombineres med";

Σ betyr "kombinert virkning av";

ξ er en reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster G.

Figur 8-5: Likninger for beregning av dimensjonerende laster (Standard Norge, 2002)

Det tas utgangspunkt i bruddgrensetilstanden STR. Ulike parametere og ytterligere forklaringer ble hentet fra tabell NA.A2.1 og tabell NA.A2.4(B) i nasjonalt tillegg til NS-EN 1990 (Standard Norge, 2002).

Etter tabell NA.A2.4(B) må det defineres hvilke laster som er å se som dominerende på konstruksjonen (Standard Norge, 2002). Av lastene i figur 8-5 ble punktlastene bestemt til å være de dominerende lastene. Dette kan begrunnes i tradisjonell bjelketeori, da punktlastene gir det høyeste momentet sammenlignet med den fordelte lasten, og dermed høyest spenninger i en enkel bjelke. Punktlastene kan også sees som dominerende da de har størst potensiale for å gi ustabilitet og konsentrerte spenninger i konstruksjonen. Med ustabilitet menes det her at det kan fremprovoseres «trykk», eller relaksasjon, i noen kabler, eller mer konsentrerte spenninger i buen, undergurten eller enkeltkabler. Særlig i lasttilfelle 2 og 3 vil punktlastene være av størst betydning for å fremprovosere ustabilitet. Lasttilfellene blir videre definert i kapittel 9.

Egenvekten ble i beregninger og analyser bestemt å virke ugunstig på konstruksjonen. Det kunne også vært interessant å se på lasttilfeller der egenvekten blir regnet som gunstig for konstruksjonen. Dette har bakgrunn i buekonstruksjonen, og hvordan den kan dra fordel av jevnt fordelte laster, som forklart tidligere. Ved å redusere egenvekten kunne det teoretisk sett vært mulig å fremprovosere mer ustabilitet i konstruksjonen, som kunne ført til kollaps av buen. I våre analyser benytter vi derimot de samme lastfaktorene for alle lasttilfellene. Dette har bakgrunn i tidsbegrensninger.

8.4.1 Laster med lastfaktorer

Trafikklast med lastfaktorer i henhold til likning 6.10a, blir som følger (Standard Norge, 2005):

$$\gamma_{G,j,sup,1} * G_{k,j,sup,1} = 1,35 * 120,5 = 162,7 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{G,j,sup,2} * G_{k,j,sup,2} = 1,35 * 44,6 = 60,2 \text{ kN}$$

$$\gamma_{Q,1} * \psi_{0,1} * Q_{k,1} = 1,35 * 0,7 * 150 = 141,8 \text{ kN}$$

$$\gamma_{Q,2} * \psi_{0,2} * Q_{k,2} = 1,35 * 0,7 * 100 = 94,5 \text{ kN}$$

$$\gamma_{Q,3} * \psi_{0,3} * Q_{k,3} = 1,35 * 0,7 * 50 = 47,3 \text{ kN}$$

$$\gamma_{q,1} * \psi_{0,01} * q_{k,1} = 1,35 * 0,7 * 5,4 = 5,1 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{q,1} * \psi_{0,02} * q_{k,1} = 1,35 * 0,7 * 2,5 = 2,4 \text{ kN/m}$$

Trafikkklaster med lastfaktorer i henhold til likning 6.10b, blir som følger (Standard Norge, 2005):

$$\xi * \gamma_{G,j,sup,1} * G_{k,j,sup,1} = 0,89 * 1,35 * 120,5 = 144,8 \text{ kN/m}$$

$$\xi * \gamma_{G,j,sup,2} * G_{k,j,sup,2} = 0,89 * 1,35 * 44,6 = 53,6 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{Q,1} * Q_{k,1} = 1,35 * 150 = 202,5 \text{ kN}$$

$$\gamma_{Q,2} * Q_{k,2} = 1,35 * 100 = 135,0 \text{ kN}$$

$$\gamma_{Q,3} * Q_{k,3} = 1,35 * 50 = 67,5 \text{ kN}$$

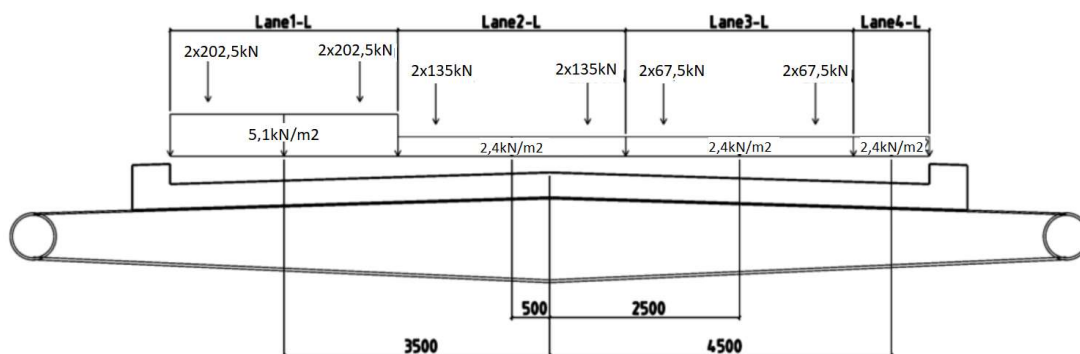
$$\gamma_{q,1} * \psi_{0,01} * q_{k,1} = 1,35 * 0,7 * 5,4 = 5,1 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{q,1} * \psi_{0,02} * q_{k,1} = 1,35 * 0,7 * 2,5 = 2,4 \text{ kN/m}$$

Det ble benyttet tradisjonell bjelketeori for å avgjøre hvilken likning (6.10a/b) som gav det mest ugunstige lasttilfellet. Det ble da laget en enkel modell i SAP2000 av en fritt opplagt bjelke med ett spenn, som representerte brua. Lastene som skulle benyttes i likning 6.10a og 6.10b ble da satt på i hver sin analyse. Det ble tatt utgangspunkt i at analysen som gav høyest spenninger i bjelken ville være det dimensjonerende lasttilfellet. Det viste seg at likning 6.10b ble dimensjonerende. Det er derfor disse verdiene som blir benyttet i videre analyser og beregninger. Dette er kun en tilnærming for å finne en tenkt verst tenkelig last. Dersom beregningene skulle vært benyttet til dimensjonering av ei bru burde begge ligningene vært benyttet i endelige analyser og beregninger for å kunne fastsette hvilken som gav dimensjonerende lasttilfeller. Dette prosjektet går derimot ikke ut på å dimensjonere ei bru, men å sammenligne ulik vinkling av kablene. Derfor bestemmes et sett lastfaktorer for alle lasttilfeller for å effektivisere arbeidet.

Lastfaktorene fra likning 6.10b kan også sees som gunstige for å fremprovosere ustabilitet i konstruksjonen. Siden nettverksbuen vil dra nytte av en jevnt fordelt last, vil faktoren $\xi = 0,89$ i likning 6.10b virke gunstig ved å redusere permanente laster, som i vårt tilfelle er egenlasten. Det er også gunstig å ha størst mulige punktlast, da det i hovedsak er disse som vil sørge for ustabilitet i konstruksjonen. I likning 6.10a blir punktlastene redusert med ψ -faktorer, som er en faktor for sjeldent forekommende påvirkninger (Standard Norge, 2002). Likning 6.10b inkluderer ikke denne faktoren, og vi får dermed størst mulig påvirkning fra punktlastene. Dette vil bidra i å gi et mest mulig ugunstig lasttilfelle 2 og 3.

Det endelige trafikklastbildet i tverrsnittet blir da som vist i 8-7. Det er tatt utgangspunkt i figur for fremstillingen av lastbildet i beregningsrapporten fra Johs Holt AS (vedlegg C12). Egenlaster kommer i tillegg.



Figur 8-6: Endelige lasters plassering i brutverrsnittet. Modifisert figur fra beregningsrapport fra Johs Holt AS (vedlegg C12)

9 Punktlaster på undergurten

For effektivisering av modelleringen av nettverksbuen senere i oppgaven, ble som nevnt kun én nettverksbue (bue, spennbånd/undergurt og kabler) tatt med i disse modellene. For å få et riktig lastbilde på konstruksjonen måtte derfor alle laster fra trafikk, dekke og tverrbærere overføres til undergurten i nettverksbuen. Dette ble gjort ved å sette på punktlaster der hvor tverrbærerne er innspent i undergurten. Dette ble sett som en tilstrekkelig god tilnærming for våre beregninger og analyser. Punktlaster som må settes på inkluderer egenlaste fra dekke og tverrbærerne, og trafikklaster.

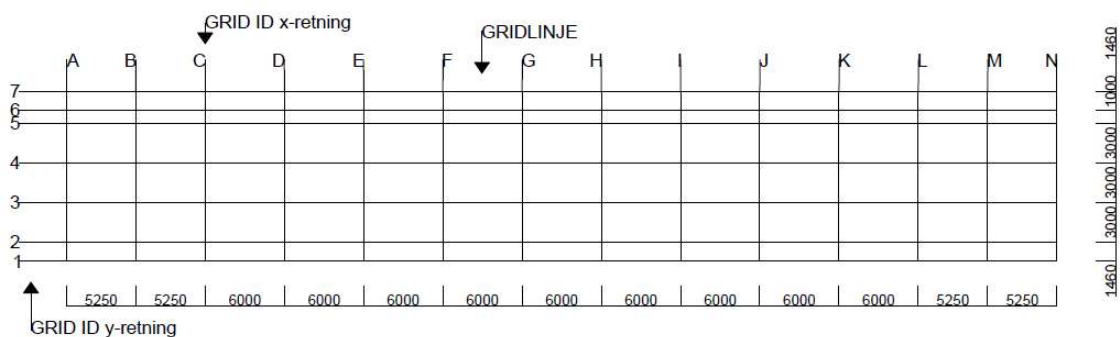
Det ble bestemt at punktlaster fra trafikklaster og punktlaster fra dekke og tverrbærerne skulle regnes ut hver for seg. Dette ble gjort for å forenkle modelleringen som ble gjort i SAP2000.

All modelleringen som er gjort i dette kapittelet ble kun benyttet som statiske tilnærminger til dekke og/eller tverrbærere for utregning av punktlaster som virker på nettverksbuen. Disse modellene ble ikke benyttet i videre beregninger og analyser utover de punktlaster som ble hentet ut.

9.1 Trafikklaster på undergurten

9.1.1 Modellering av dekke og tverrbærere i SAP2000

Det ble laget en forenklet og statisk sammenlignbar modell i SAP2000 (se figur 9-2). Her ble det laget ny modell med valg av "Template" (mal) som "Grid Only". Her ble det valgt 14 "Grid Lines" i X-retning, 7 i Y-retning og 1 i Z-retning. Grid er i SAP2000 et nettverk av linjer som det modelleres ut fra. Dette nettverket er utgangspunktet for korrekt plassering av knutepunkt mellom staver, kabler, skallelementer osv. Mellomrommene mellom grid-linjene ble satt til 6 meter i X-retning og 3 meter i Y-retning. Mellomrommene mellom grid-linjer i Z-retning kunne stå uendret da det her bare er én linje. Under "First Grid Line Location" ble X-verdien satt til -39 meter for at origo skulle havne ved midten av brulengden. Gridet ble så endret til korrekte dimensjoner i tråd med plassering av kjørefelt og brubredde. To grid-linjer i hver ende ble også endret så avstanden mellom disse ble på 5,25 meter. Dette ble gjort i "Define Grid System Data". Gridet var nå identisk til dekke og tverrbærere på Forra bru, og i overensstemmelse med Eurokoden. En illustrasjon av gridet vises i figur 9-1.

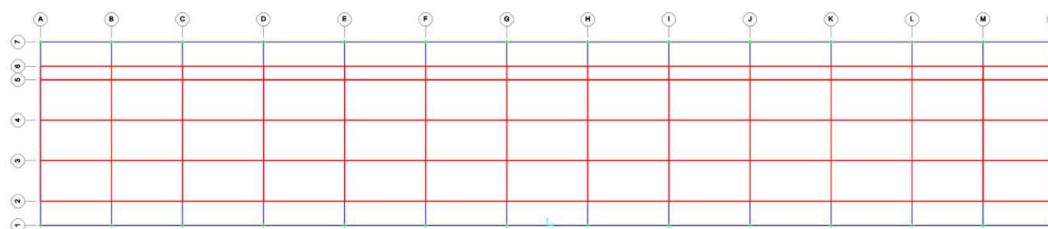


Figur 9-1: Gridlinjer og Grid-ID

For senere referanser er aksene i figur X som følger:

- Akse A - N fra venstre til høyre
- Akse 1 - 7 nedenfra og opp

Det ble så trukket “Straight Frame”, bjelkeelementer, langs kantene av gridet, samt langs alle gridlinjene i Y-retning. Linjene i Y-retning representerer tverrbærere. Plateseksjoner ble så laget mellom tverrbærerne i hvert felt ved hjelp av funksjonen “Draw Rectangular Section”. Vi fikk dermed en modell som vist i figur 9-2. De røde linjene i figur 9-2 viser kantlinjene til plateseksjonene.



Figur 9-2: Utklipp fra SAP2000 som viser ferdig modell for utregning av laster

Det ble så satt opplager langs akse 1 og 7. Opplagrene i akse A ble satt til å ta opp krefter i X-, Y-, og Z-retning, mens opplagrene fra B-N ble satt til å bare ta krefter kun i Z-retning. På denne måten vil konstruksjonen fungere som en fritt opplagt bjelke i X-retning, og vi vil sitte igjen med kun de ønskede opplagerkreftene, i Z-retning.

Fordelte laster ble påsatt i negativ Z-retning på alle plateseksjonene i henhold til lastene bestemt i kapittel 8. Ettersom egenvekter ble hentet direkte fra beregningsrapporten til Johs Holt AS og satt på modellene av bue, undergurt og kabler, var det nødvendig å fjerne bjelke- og plateseksjonenes egenvekt i denne analysen. Dette ble gjort ved å endre plateseksjonen og “straight frame”-seksjonens egenskaper. Parameteren som ble endret ved de to seksjonene ble funnet under “Property Modifiers”. Her ble verdien for “Weight” endret fra 1 til 0. Dermed endte konstruksjonen med null egenvekt.

9.1.2 Trafikklasttilfeller

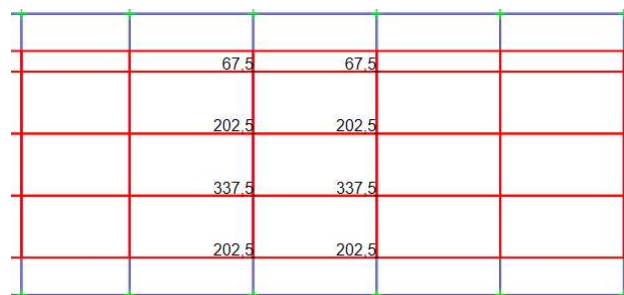
Ved analyser av nettverksbuen vil det benyttes tre ulike lasttilfeller der hovedvekten av lasten vil plasseres enten på midten av brua, ved én fjerdedel, eller ved én tredjedel av bruas lengde. Ved å plassere hovedvekten på midten av brua menes det at punktlaster som representerer en boggie-last plasseres på midten, sammen med jevnt fordelte laster over hele brua. Når hovedvekta settes ved én fjerdedel av brulengden er det punktlaster som flyttes og plasseres ved ca. én fjerdedel av brulengden. Disse tilfellene vil gå en lang vei i å gi maksimal påkjenning på brua, men siden vi ser på en nettverksbuebru, der uniform last kan virke fordelaktig for buekonstruksjonen, ønsker vi også å kontrollere for en enda mer ujevnt fordelt last. Derfor plasseres også hovedvekten av lasta ved én tredjedel av bruas lengde. Dette innebærer, i motsetning til de forrige lasttilfellene, at den jevnt fordelte lasta kun settes på én tredjedel av bruas lengde (nær en bruende), samtidig som punktlaster settes i midten av dette feltet igjen (ca. ved én sjettedel av bruas lengde).

Kjørefeltet med den høyere fordelte lasten er feltet nederst i figur 9-2 og 9-3, nærmest akse 1. Vi henter derfor ut opplagerkreftene langs akse 1.

For enkelhets skyld plasseres punktlaster direkte over tverrbærere med 6 meters mellomrom. Dette er ikke i direkte i tråd med eurokoden, men gir en tilstrekkelig god tilnærming i vårt tilfelle. Hvis punktlaster skulle vært plassert korrekt måtte modellen vært endret i større grad. Dette kunne ført til uønskede stivheter og deler i konstruksjonen som ikke skal være der, og dermed uforutsigbar lastfordeling, og potensielle feil i opplagerkreftene. En avgjørelse ble derfor tatt om at modellen skulle holdes enkel, og at punktlaster fikk en tilnærmet plassering.

Også ved plassering av punktlaster i brutvernsnittet ble det gjort en tilnærming. Etter NS-EN 1991-2 skal lastene plasseres med minimum 0,5 meters innbyrdes avstand (Standard Norge, 2003). Slik vår modell ble laget var ikke dette mulig, da det i SAP2000 bare kan plasseres punktlaster i hjørnene av plateseksjoner. Som en forenkling ble derfor punktlaster fra tilstøtende felt slått sammen og plassert i platchjørnene. Dette var en tilstrekkelig god tilnærming i vårt tilfelle.

Plasseringen av punktlaster ble dermed, ved utregning av punktlaster på undergurten, plassert som vist i figur 9-3.



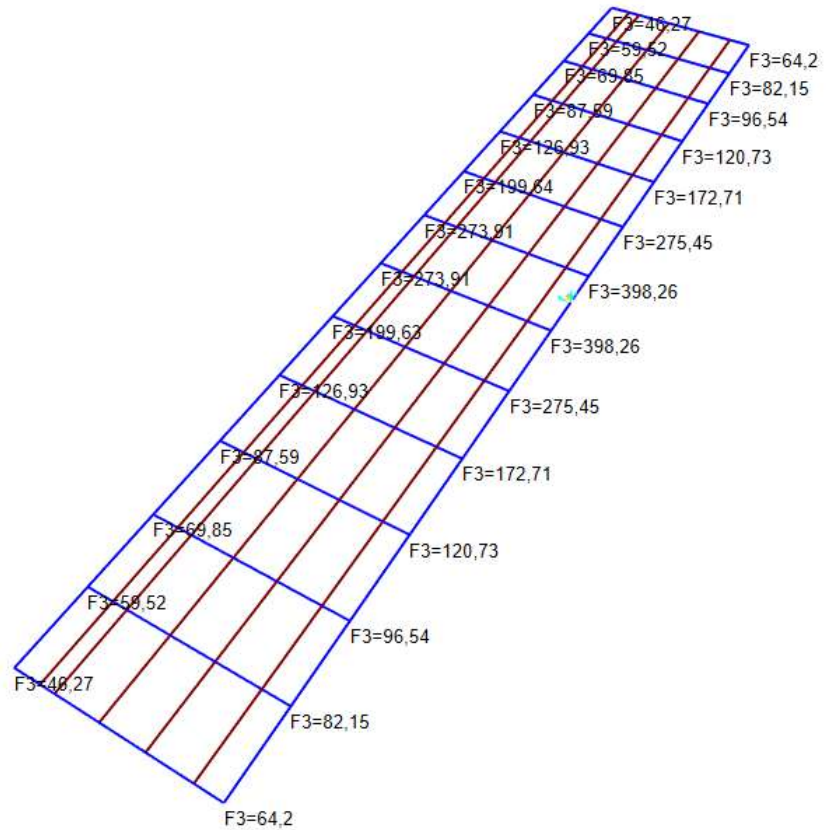
Figur 9-3: Punktlasterens plassering og størrelse

9.1.2.1 Trafikklasttilfelle 1 – Punktlaster midt på brua

Ved å plassere punktlastene på midten av brua i lengderetning følger vi prinsippet om at dette er et verst tenkelig scenario for en tradisjonell fritt opplagt bjelke. Tanken er da å fremprovosere størst mulige spenninger i konstruksjonen. Punktene plasseres da i akse G og H som i figur 9-4.



Figur 9-4: Punktlastenes plassering ved trafikklasttilfelle 1



Figur 9-5: Tverrbærernes opplagerkrefter ved trafikklasttilfelle 1

Opplagerkreftene vi da får blir som gitt i figur 9-5, der F3 representerer opplagerkreftene i Z-retning. Av disse benyttes som nevnt verdiene i akse 1, altså siden med de største lastene, i våre beregninger og analyser. Opplagerkreftene er gjengitt i tabell 2. Verdiene er avrundet til én desimal.

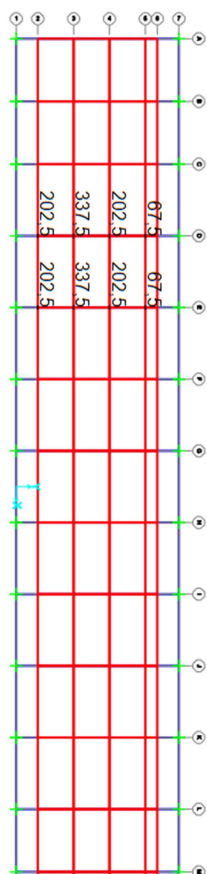
Tabell 2: Tverrbærernes opplagerkrefter ved høyest belastede side, trafikklasttilfelle 1

Opplager nr.	Opplagerkraft [kN]	Merknad
A	64,2	Endetverrbærer
B	82,2	
C	96,5	
D	120,7	
E	172,7	
F	275,5	
G	398,3	Under punktlaster
H	398,3	Under punktlaster
I	275,5	
J	172,7	
K	120,7	
L	96,5	
M	82,2	
N	64,2	Endetverrbærer

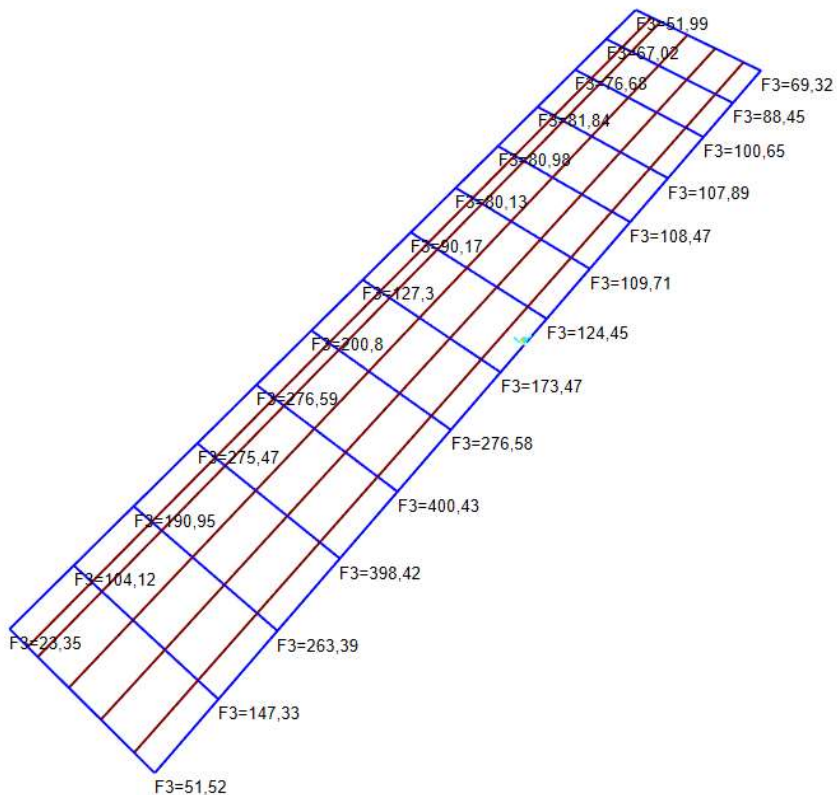
Vi ser av tabellen at opplagerkreftene er symmetriske om midten i bruas lengderetning. Dette tyder på at modellen og de påsatte lastene stemmer, da symmetrien er å forvente med bakgrunn i symmetrisk konstruksjon og lasttilfelle. Bruas opplagerkrefter sammenlagt stemmer også overens med påsatt last.

9.1.2.2 Trafikklasttilfelle 2 – Punktlaster ved én fjerdedel av bruas lengde

Siden et viktig poeng med nettverksbuen er at kablene ikke tar trykk, vil det være nødvendig å sjekke konstruksjonen for et lasttilfelle som kan fremprovosere dette. Vi har valgt å kontrollere for dette ved å plassere punktlastene ved cirka $\frac{1}{4}$ av brulengden, altså rundt 18,75 meter fra opplager, da vi mener dette vil gå en lang vei i å avdekke eventuell «trykk» i kablene dersom det forekommer. Punktlastene plasseres da i akse D og E som i figur 9-8.



Figur 9-7: Punktlastenes plassering ved trafikklasttilfelle 2



Figur 9-6: Tverrbærernes opplagerkrefter ved trafikklasttilfelle 2

Opplagerkreftene blir nå som vist i figur 9-7. Også her representerer F3 opplagerkreftene i Z-retning, og som i forrige lasttilfelle benyttes verdiene langs akse 1, siden med de største lastene, til videre beregninger og analyser. Opplagerkreftene er gjengitt i tabell 3. Verdien er avrundet til én desimal.

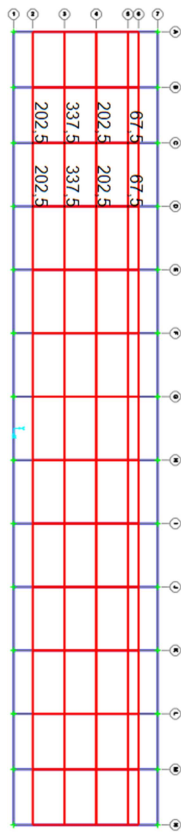
Tabell 3: Tverrbærernes opplagerkrefter ved høyest belastede side, trafikklasttilfelle 2

Opplager nr.	Opplagerkraft [kN]	Merknad
A	51,5	Endetverrbærer
B	147,3	
C	263,4	
D	398,4	Under punktlaster
E	400,4	Under punktlaster
F	276,6	
G	173,5	
H	124,5	
I	109,7	
J	108,5	
K	107,9	
L	100,7	
M	88,5	
N	69,3	Endetverrbærer

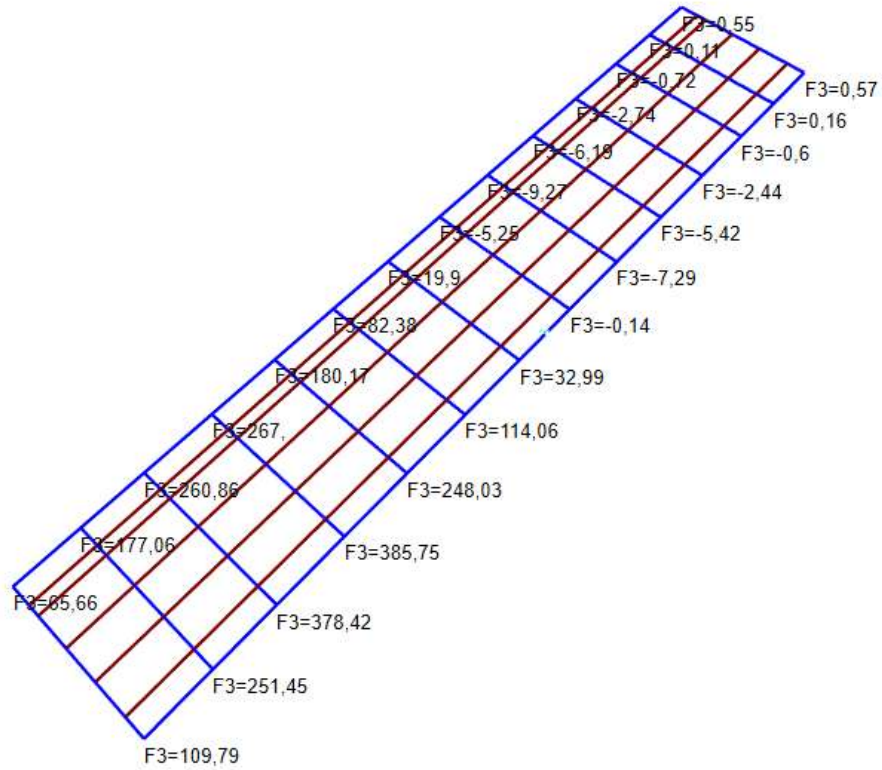
I dette lasttilfelle er det ikke mulig å kontrollere analysen ved hjelp av symmetri, da den påsatte lasten ikke er symmetrisk i utgangspunktet. Deformasjonsanalysen ser derimot korrekt ut, samtidig som summen av opplagerkreftene stemmer overens med påsatte laster. Vi kan dermed anta at det ikke er feil i modellen eller de påsatte lastene.

9.1.2.3 Trafikklasttilfelle 3 – Jevnt fordelt last over 1/3 og punktlaster ved 1/4

I tillegg til lasttilfelle 2 blir også dette lasttilfelle valgt for å fremprovosere ustabilitet og konsentrerte krefter i konstruksjonen. I dette tilfellet blir de jevnt fordelte lastene plassert over én tredjedel av bruas lengde, nært opplager, og punktlastene plassert ved ca. én sjettedel. Dette ut fra teorien om at en nettverksbuebru stabiliseres av jevn belastning langs hele konstruksjonen. Den jevnt fordelte lasten ble satt mellom akse A og F. Punktlastene plasseres i akse C og D som vist i figur 9-11.



Figur 9-9:
Punktlastenes
plassering ved
trafikklasttilfelle 3



Figur 9-8: Tverrbærernes opplagerkrefter ved trafikklasttilfelle 3

Opplagerkreftene blir nå som vist i figur 9-10. Også her representerer F3 opplagerkreftene i Z-retning, og som i forrige lasttilfelle benyttes verdiene langs akse 1, siden med de største lastene, til videre beregninger og analyser. Opplagerkreftene er gjengitt i tabell 4. Verdien er avrundet til én desimal. Verdier mindre enn 1 kN avrundes til 0.

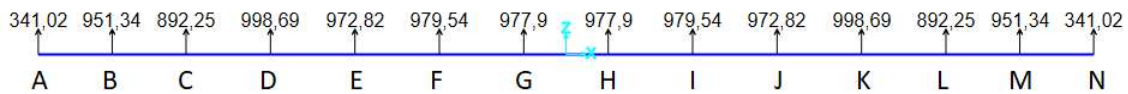
Tabell 4: Tverrbærernes opplagerkrefter ved høyest belastede side, trafikklasttilfelle 3

Opplager nr.	Opplagerkraft [kN]	Merknad
A	109,8	Endetverrbærer
B	251,5	
C	378,4	Under punktlaster
D	385,8	Under punktlaster
E	248,0	
F	114,1	
G	33,0	Ingen påsatt last
H	0	Ingen påsatt last
I	-7,3	Ingen påsatt last
J	-5,4	Ingen påsatt last
K	-2,4	Ingen påsatt last
L	0	Ingen påsatt last
M	0	Ingen påsatt last
N	0	Endetverrbærer/ Ingen påsatt last

Det er heller ikke her mulig å kontrollere modellen ved hjelp av symmetri. Deformasjonsanalysen ser derimot korrekt ut, samtidig som opplagerkreftene stemmer overens med de påsatte lastene. Det er derfor rimelig å anta at det ikke er feil i analysen.

9.2 Egenlast av tverrbærere og dekke på spennbåndet

For å finne punktlastene som skulle representere brudekket ble det laget en enkel bjelkemodell med 13 spenn i SAP2000. Bjelkemodellen representerte betongdekket som en kontinuerlig bjelke over 14 opplagre, som representerte tverrbærerne. Det ble tatt utgangspunkt i at bjelken kunne sees som fritt opplagt, selv om det ikke er en helt korrekt fremstilling av betongdekket, men en tilstrekkelig god tilnærming i dette tilfellet. Den jevnt fordelte lasten som definert i kapittel 8.3 ble så satt på, og vi fikk opplagerkreftene som vist i figur 9-13.



Figur 9-10: Opplagerkreftene for bjelke med påsatt jevnt fordelt last for egenvekt

Punktlastene fra tverrbærerne, som definert i kapittel 8.3, kunne så legges sammen med opplagerkreftene i figur 9-13. Vi fikk da verdiene som er gjengitt i tabell 5, med ett desimal nøyaktighet.

Opplager A og N ble sett bort ifra, da disse ligger rett over bruas opplager, og all kraft i disse punktene vil gå rett ned i opplagerne, og ikke i brukonstruksjonen. Tverrbærerne i disse punktene (endetverrbærerne) har også ulik egenvekt fra de resterende tverrbærerne.

Verdiene som ble hentet ut ble så delt på to, da vi antar at hver bue, på hver side av brua, tar opp hver sin halvdel av egenvekten av de ovennevnte komponentene.

Tabell 5: Egenlast av tverrbærere og dekke på spennbåndet

	Tverrbærere [kN]	Betong [kN]	Total [kN]	Punktlast for én bue [kN]
A	-	341,0	-	-
B	60,2	951,3	1011,5	505,8
C	60,2	892,3	952,5	476,3
D	60,2	998,7	1058,7	529,5
E	60,2	972,8	1033,0	516,5
F	60,2	979,5	1039,7	519,9
G	60,2	977,9	1038,1	519,1
H	60,2	977,9	1038,1	519,1
I	60,2	979,5	1039,7	519,9
J	60,2	972,8	1033,0	516,5
K	60,2	998,7	1058,7	529,5
L	60,2	892,3	952,5	476,3
M	60,2	951,3	1011,5	505,8
N	-	341,0	-	-

9.3 Endelige punktlaster på undergurten

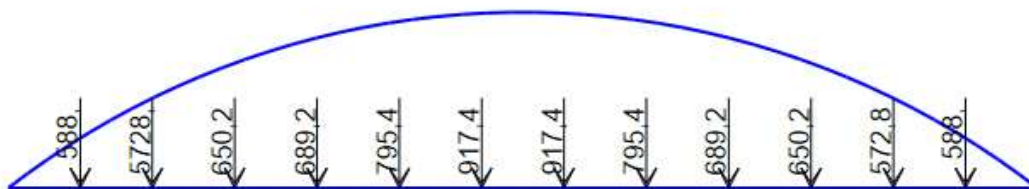
9.3.1 Lasttilfelle 1

Med trafikklasten på midten og egenvekten av tverrbærere og dekke, er punktlastene for lasttilfelle 1 som gjengitt i tabell 6.

Tabell 6: Endelige punktlaster på spennbåndet, lasttilfelle 1

	Egenlast [kN]	Trafikklast [kN]	Total [kN]
B	505,8	82,2	588,0
C	476,3	96,5	872,8
D	529,5	120,7	650,2
E	516,5	172,7	689,2
F	519,9	275,5	795,4
G	519,1	398,3	917,4
H	519,1	398,3	917,4
I	519,9	275,5	795,4
J	516,5	172,7	689,2
K	529,5	120,7	650,2
L	476,3	96,5	572,8
M	505,8	52,2	588,0

Disse punktlastene blir i de kommende analysene satt på som i eksempelet i figur 9-16.



Figur 9-11: Endelige punktlaster på spennbåndet og deres plassering, lasttilfelle 1

9.3.2 Lasttilfelle 2

Med trafikklasten ved én fjerdedel og egenvekten av tverrbærere og dekke, er punktlastene for lasttilfelle 2 som gjengitt i tabell 7.

Tabell 7: Endelige punktlaster på spennbåndet, lasttilfelle 2

	Egenlast [kN]	Trafikklast [kN]	Total [kN]
B	505,8	147,3	653,1
C	476,3	263,4	639,7
D	529,5	398,4	927,9
E	516,5	400,4	916,9
F	519,9	276,6	796,5
G	519,1	173,5	692,6
H	519,1	124,5	643,6
I	519,9	109,7	629,6
J	516,5	108,5	625,0
K	529,5	107,9	627,4
L	476,3	100,7	577,0
M	505,8	88,5	694,3

Disse punktlastene blir i de kommende analysene satt på som i eksempelet i figur 9-18.



Figur 9-12: Endelige punktlaster på spennbåndet og deres plassering, lasttilfelle 2

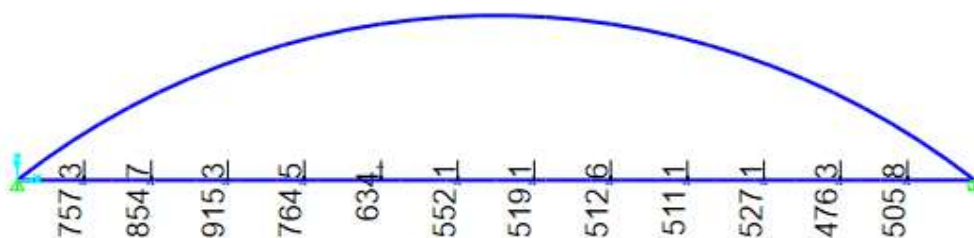
9.3.3 Lasttilfelle 3

Med trafikklasten ved én tredjedel og egenvekten av tverrbærere og dekke, er punktlastene for lasttilfelle 3 som gjengitt i tabell 8.

Tabell 8: Endelige punktlaster på spennbåndet, lasttilfelle 3

	Egenlast [kN]	Trafikklast [kN]	Total [kN]
B	505,8	251,5	757,3
C	476,3	378,4	854,7
D	529,5	385,8	915,3
E	516,5	248,0	764,5
F	519,9	114,1	634,0
G	519,1	33,0	552,1
H	519,1	0	519,1
I	519,9	-7,3	512,6
J	516,5	-5,4	511,1
K	529,5	-2,4	527,1
L	476,3	0	476,3
M	505,8	0	505,8

Disse punktlastene blir i de kommende analysene satt på som i eksempelet i figur 9-20.



Figur 9-13: Endelige punktlaster på spennbåndet og deres plassering, lasttilfelle 3

10 Uthenting av krefter fra analysene

Fordelingen av kreftene i buen og spennbåndet ble hentet ut fra analysene gjort i SAP2000. Det ble valgt å også bruke utnyttelsesgraden ved Von Mises for å kunne argumentere rundt disse på en ryddig måte, med kun én verdi som representerte alle kreftene i et element. Fordelingen av krefter over konstruksjonen sett sammen med utnyttelsesgraden for de ulike elementene vil bidra i å gi et helhetlig bilde av hvordan ulike kabelgeometrier påvirker konstruksjonen.

Kreftene for de ulike kabelgeometriene ble hentet ut fra analyser som ble gjort i SAP2000. For å effektivisere denne prosessen ble det hentet ut maksimal aksialkraft og maksimalt moment for elementet. Skjærkraften ble hentet ut i det punktet hvor momentet var størst. Det ble også hentet ut maksimal aksialkraft for elementet, selv om denne ikke nødvendigvis sammenfalt med maksimalt moment. Dette har bakgrunn i at variasjonen av aksialkraften over elementet var liten. I figur 10-2 kan man se at det i element 5 i Forra bru, ved lasttilfelle 1, er en differanse på cirka 5,5 kN mellom høyeste og laveste aksialkraft. Dette er en prosentvis marginal differanse sett i forhold til at aksialkraften er på nesten 7600 kN, og variasjonen over elementet sees derfor som neglisjerbar.

Samlet sett gir ikke dette nødvendigvis den høyeste utnyttelsesgraden i elementet, men det antas at det vil være en tilstrekkelig god tilnærming for å kunne sammenligne kraftfordelingen ved ulike kabelgeometrier, sett opp mot tiden som spares ved å gjøre det på denne måten.

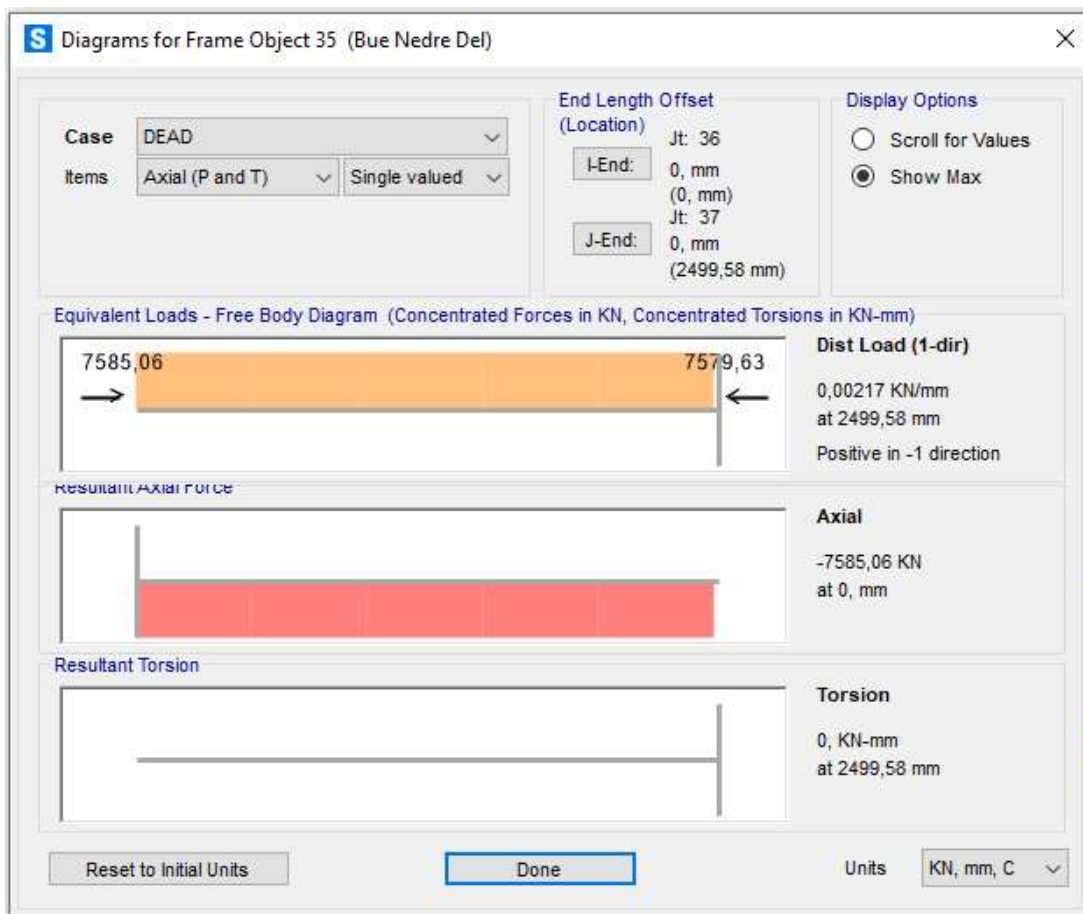
En begrunnelse for at hovedvekten legges på moment gis i tabell 9. Det vises der at skjærkraft har en mindre innvirkning på Von Mises enn hva momentet har. Utrekning av dette blir gjort i vedlegg D4 for et element tilsvarende nedre del av buen i Forra bru.

Tabell 9: Eksempel på utnyttelsesgrad ved Von Mises

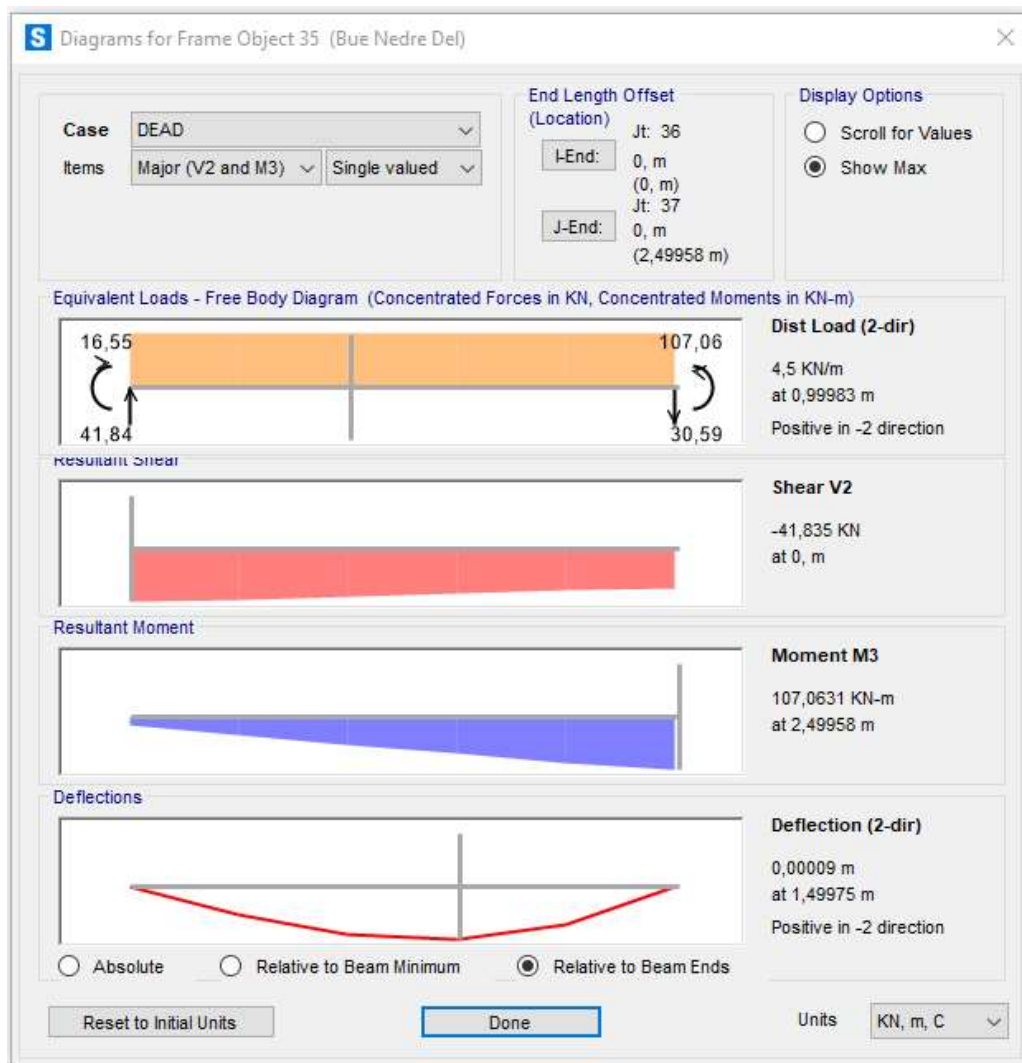
Element	Aksial [kN]	Skjær [kN]	Moment [kNm]	Von Mises
1	-8000	50	50	0,146
2	-8000	50	250	0,201
3	-8000	250	50	0,152

I diskusjonen sees det kun på momenter og aksialkrefter. Dette begrunnes med at momenter alltid kommer sammen med skjær, og at sammenhengen mellom dem er så direkte at det er unødvendig å diskutere begge deler. Momentet er den mest ugunstige kraften av disse, både i henhold til

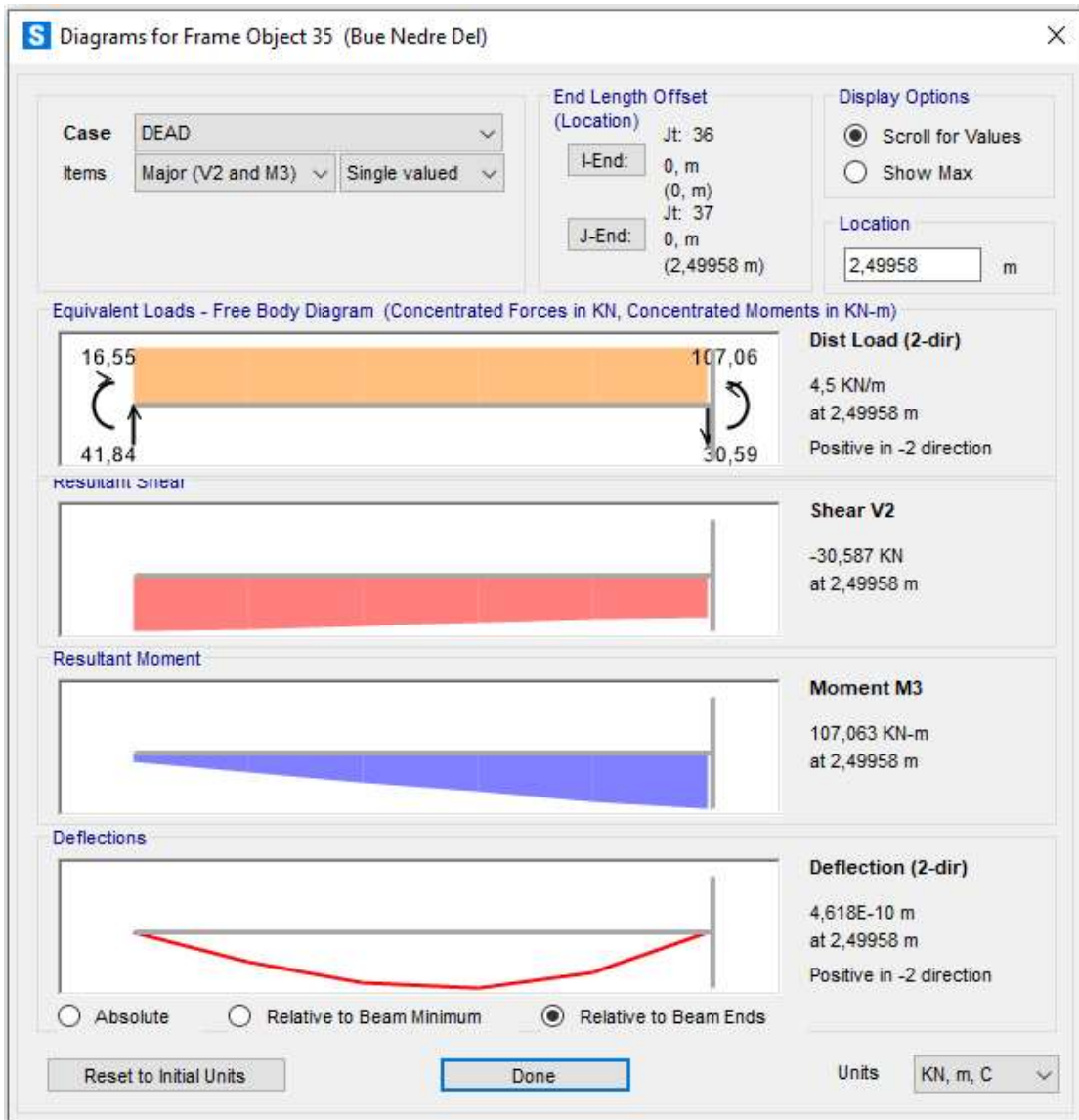
tabell 9 og med hensyn på bøyedeformasjon. Skjærkrefter oppgis uansett i resultatene, da de benyttes for utregning av Von Mises/utnyttelsesgraden i tverrsnittet.



Figur 10-1: Utklipp fra SAP2000, viser maks- og minimumsverdier for asksjalkraft i element 5 i Forra bru, lasttilfelle 1



Figur 10-2: Utlipp fra SAP2000, viser maksimale moment- og skjærkrefter i element 5 i Forra bru, lasttilfelle 1



Figur 10-3: Utklipp fra SAP2000, viser hvilke kombinasjoner av moment- og skjærkrefter som er hentet ut for beregninger. Forra bru, element 5, lasttilfelle 1

11 Systematisering av resultater

11.1 Utregning av utnyttelsesgrad

Formler fra NS-EN 1993-1-1 ble benyttet for beregningene av utnyttelsesgrad. Det ble da tatt utgangspunkt i likning (6.1), Von Mises flytekriterium (Standard Norge, 2005).

$$\left(\frac{\sigma_{x.Ed}}{f_d}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{f_d}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x.Ed}}{f_d}\right)\left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{f_d}\right) + 3 * \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_d}\right)^2 \leq 1,0 \quad (6.1)$$

For å kunne regne med denne metoden (elastisk tverrsnittskapasitet) må tverrsnittene være av tverrsnittsklasse 1, 2 eller 3. Dette er de bevist å være i vedlegg E, F og G. Dimensjonene som blir benyttet for disse utregningene er gitt i kapittel 5, "Forra bru". Utregningene gir at hele buen og spennbåndet er i tverrsnittsklasse 1 etter NS-EN 1993-1-1 tabell 5.2 (Standard Norge, 2005).

For videre grunnlag for utregning av likning (6.1) brukes tverrsnittsparemetere og likningene som følger.

Partialfaktoren γ_{M0} ble bestemt etter NA.6.1 (Standard Norge, 2005). Flytegrensen til spennbåndet og buen ble hentet fra tegning K030 av Forra bru (vedlegg C2).

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$f_y = 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{y.s} = 420 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 338,095 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{d.s} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 400,000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E = 210000 \frac{N}{mm^2}$$

Formlene nedenfor hentet fra tabell 2.1 i "Stålkonstruksjoner: Profiler og formler» (Larsen, et al., 2003):

Tverrsnittsareal:

$$A = \pi * (r^2 - r_1^2)$$

Andre arealmoment:
$$I = \frac{\pi}{4} * (r^4 - r_1^4)$$

Plastisk motstandsmoment:
$$W_{pl} = \frac{4}{3} (r^3 - r_1^3)$$

Første arealmoment ble funnet fra det plastiske motstandsmoment (Larsen, 2010).

Første arealmoment:
$$S_y = \frac{W_{pl}}{2}$$

For beregning av spenningene som oppstår i tverrsnittet ble følgende formler brukt. Disse formlene er hentet fra “Dimensjonering av Stålkonstruksjoner” av Per Kristian Larsen (Larsen, 2010).

Normalspenning pga. N:
$$\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} \quad (3.5)$$

Normalspenning pga. M:
$$\sigma_M = \frac{M_{Ed}}{I} * r \quad (3.5)$$

Skjærspenning pga. V:
$$\tau_V = -\frac{V_{Ed} * S_y}{I * t} \quad (3.14)$$

Aksialspenninger i lengderetning:
$$\sigma_{x,Ed} = |\sigma_N| + |\sigma_M| \quad (3.5)$$

I alle beregningene er her $\tau_V = \tau_{Ed}$.

11.2 Systematisering av resultater i Excel

Etter krefter var hentet ut fra SAP2000 og utnyttelsesgrad var beregnet i Mathcad ble kreftene og beregningsresultatene systematisert i Excel. Dette ble gjort ved å sette opp en kolonne for hver geometri av kablene, og en rad for hvert element. Kreftene eller beregningsresultatene ble så ført inn som vist i figur 11-1. Eksempelet er beregningsresultater av aksialkraft i buen. Som det fremgår av figuren er kolonnen for Nielsen-Lohse brua annerledes enn de resterende. Dette er fordi kablene i Nielsen-Lohse brua møtes to og to - altså har samme innfestningspunkt. Dette resulterer i at selv om modellen har like mange kabler vil den kun ha 17 elementer, mot 31 som det er i de resterende tilfellene. Elementene er som nevnt tidligere “Frame elements” som under modelleringen i SAP2000 blir benyttet som en tilnærming til buekonstruksjonen.

Lasttilfelle 1 - bue - Aksialkraft									
	48	53	58	63	68	73	Forra	N-L	Loddrerte
1	-7800.7	-7720.5	-7653.2	-7619.8	-7601.6	-7588.2	-7682.4	-7641.3	-8751.2
2	-8028	-7921.5	-7838.3	-7777	-7725	-7677.8	-7787.8		-8650.5
3	-7789.1	-7712	-7657.8	-7622.4	-7593.4	-7569.5	-7626.6	-7870.6	-8468.5
4	-8092.9	-7960.9	-7853.1	-7773.2	-7708.3	-7653.1	-7741.5		-8291.8
5	-7833.1	-7731.4	-7649.1	-7595.8	-7562.5	-7540.6	-7585.1	-7799.1	-8134.7
6	-8175.2	-7993.2	-7853.8	-7751.6	-7676.6	-7621	-7711.6		-7990.9
7	-7927.2	-7767.5	-7665.2	-7596.8	-7547.6	-7517.8	-7578.5	-7662	-7869.3
8	-8298.5	-8043.8	-7879.5	-7760.5	-7670.4	-7605.7	-7714.8		-7749.7
9	-8067.7	-7836.9	-7698.5	-7604.7	-7547	-7510.9	-7578	-7608.4	-7639.8
10	-8453.8	-8133.3	-7925.3	-7779.9	-7681.9	-7609.5	-7728.7		-7541.7
11	-8212.9	-7930	-7752.2	-7637.6	-7563.9	-7518.3	-7605	-7593.7	-7457.1
12	-8597.8	-8223.9	-7981.5	-7821.6	-7704.7	-7620.7	-7767.5		-7389.3
13	-8343.8	-8003.3	-7800.3	-7677	-7590.8	-7533.4	-7641.3	-7596.3	-7332
14	-8704.3	-8283.9	-8028.2	-7853.6	-7726.9	-7635.8	-7800		-7291.5
15	-8410.7	-8051.1	-7837.6	-7694.9	-7604.1	-7546	-7657.2	-7612.3	-7265.2
16	-8737	-8314.5	-8045.6	-7859	-7735	-7645.8	-7806.8	-7621.5	-7256.4
17	-8410.7	-8051.1	-7837.6	-7694.9	-7604.1	-7546	-7657.2	-7612.3	-7265.2
18	-8704.3	-8283.9	-8028.2	-7853.6	-7726.9	-7635.8	-7800		-7291.5
19	-8343.8	-8003.3	-7800.3	-7677	-7590.8	-7533.4	-7641.3	-7596.3	-7332
20	-8597.8	-8223.9	-7981.5	-7821.6	-7704.7	-7620.7	-7767.5		-7389.3
21	-8212.9	-7930	-7752.2	-7637.6	-7563.9	-7518.3	-7605	-7593.7	-7457.1
22	-8453.8	-8133.3	-7925.3	-7779.9	-7681.9	-7609.5	-7728.7		-7541.7
23	-8067.7	-7836.9	-7698.5	-7604.7	-7547	-7510.9	-7578	-7608.4	-7639.8
24	-8298.5	-8043.8	-7879.5	-7760.5	-7670.4	-7605.7	-7714.8		-7749.7
25	-7927.2	-7767.5	-7665.2	-7596.8	-7547.6	-7517.8	-7578.5	-7662	-7869.3
26	-8175.2	-7993.2	-7853.8	-7751.6	-7676.6	-7621	-7711.6		-7990.9
27	-7833.1	-7731.4	-7649.1	-7595.8	-7562.5	-7540.6	-7585.1	-7799.1	-8134.7
28	-8092.9	-7960.9	-7853.1	-7773.2	-7708.3	-7653.1	-7741.5		-8291.8
29	-7789.1	-7712	-7657.8	-7622.4	-7593.4	-7569.5	-7626.6	-7870.6	-8468.5
30	-8028	-7921.5	-7838.3	-7777	-7725	-7677.8	-7787.8		-8650.5
31	-7800.7	-7720.5	-7653.2	-7619.8	-7601.6	-7588.2	-7682.4	-7641.3	-8751.2

Figur 11-1: Oppsett for sammenligning av krefter i elementer i Excel

I tabellene vil de ulike tilfellene av kabelgeometrier arrangeres fra 48 grader mot buen lengst til venstre, og stigende til 73 grader mot buen til høyre. For bevis av konsept ble kun radene lengst til høyre i figur 11-1 og 11-2 benyttet, hvor kolonnene er henholdsvis Forra, Nielsen-Lohse og Loddrette kabler. For besvarelse av problemstillingen ble kun de 6 kolonnene til venstre (48, 53, 58, 63, 68 og 73) benyttet.

For å få bedre oversikt over resultatene ble funksjonen “betinget formatering” og fargeskalaer benyttet. Dette gav oss et tydelig bilde av måten kreftene fordelte seg, eller hvordan utnyttelsesgraden var i konstruksjonen. Et eksempel på dette er vist i figur 11-2, igjen med beregningsresultatene for aksialkraft i buen. Rød representerer her de høyeste absoluttverdiene i datasettet. Dersom det er bruk av fargeskalering utover dette vil dette forklares der det er aktuelt.

Det ble også lagd linjediagrammer for sammenligning av resultatene. Disse ble formatert slik at elementnumrene eller kabelnumrene lå på horisontal akse, og aktuelle krefter eller utnyttelsesgrad lå langs vertikal akse. Dersom det er ytterligere kommentarer til linjediagrammenes utforming nevnes disse i diskusjonen.

Ved sammenligning av resultatene vil de ulike grafiske fremstillingene sammenstilles for alle tre lasttilfeller. Lasttilfelle 1 vil da være til venstre, lasttilfelle 2 i midten og lasttilfelle 3 til høyre.

Lasttilfelle 1 - bue - Aksialkraft									
	48	53	58	63	68	73	Forra	N-L	Loddrette
1	-7800.7	-7720.5	-7653.2	-7619.8	-7601.6	-7588.2	-7682.4	-7641.3	-7511.8
2	-8028	-7921.5	-7838.3	-7777	-7725	-7677.8	-7787.8		-8650.5
3	-7789.1	-7712	-7657.8	-7622.4	-7593.4	-7569.5	-7626.6	-7870.6	-8468.5
4	-8092.9	-7960.9	-7853.1	-7773.2	-7708.3	-7653.1	-7741.5		-8291.8
5	-7833.1	-7731.4	-7649.1	-7595.8	-7562.5	-7540.6	-7585.1	-7799.1	-8134.7
6	-8175.2	-7993.2	-7853.8	-7751.6	-7676.6	-7621	-7711.6		-7990.9
7	-7927.2	-7767.5	-7665.2	-7596.8	-7547.6	-7517.8	-7578.5	-7662	-7869.3
8	-8298.5	-8043.8	-7879.5	-7760.5	-7670.4	-7605.7	-7714.8		-7749.7
9	-8067.7	-7836.9	-7698.5	-7604.7	-7547	-7510.9	-7578	-7608.4	-7639.8
10	-8453.8	-8133.3	-7925.3	-7779.9	-7681.9	-7609.5	-7728.7		-7541.7
11	-8212.9	-7930	-7752.2	-7637.6	-7563.9	-7518.3	-7605	-7593.7	-7457.1
12	-8597.8	-8223.9	-7981.5	-7821.6	-7704.7	-7620.7	-7767.5		-7389.3
13	-8343.8	-8003.3	-7800.3	-7677	-7590.8	-7533.4	-7641.3	-7596.3	-7332
14	-8704.3	-8283.9	-8028.2	-7853.6	-7726.9	-7635.8	-7800		-7291.5
15	-8410.7	-8051.1	-7837.6	-7694.9	-7604.1	-7546	-7657.2	-7612.3	-7265.2
16	-8737	-8314.5	-8045.6	-7859	-7735	-7645.8	-7806.8	-7621.5	-7256.4
17	-8410.7	-8051.1	-7837.6	-7694.9	-7604.1	-7546	-7657.2	-7612.3	-7265.2
18	-8704.3	-8283.9	-8028.2	-7853.6	-7726.9	-7635.8	-7800		-7291.5
19	-8343.8	-8003.3	-7800.3	-7677	-7590.8	-7533.4	-7641.3	-7596.3	-7332
20	-8597.8	-8223.9	-7981.5	-7821.6	-7704.7	-7620.7	-7767.5		-7389.3
21	-8212.9	-7930	-7752.2	-7637.6	-7563.9	-7518.3	-7605	-7593.7	-7457.1
22	-8453.8	-8133.3	-7925.3	-7779.9	-7681.9	-7609.5	-7728.7		-7541.7
23	-8067.7	-7836.9	-7698.5	-7604.7	-7547	-7510.9	-7578	-7608.4	-7639.8
24	-8298.5	-8043.8	-7879.5	-7760.5	-7670.4	-7605.7	-7714.8		-7749.7
25	-7927.2	-7767.5	-7665.2	-7596.8	-7547.6	-7517.8	-7578.5	-7662	-7869.3
26	-8175.2	-7993.2	-7853.8	-7751.6	-7676.6	-7621	-7711.6		-7990.9
27	-7833.1	-7731.4	-7649.1	-7595.8	-7562.5	-7540.6	-7585.1	-7799.1	-8134.7
28	-8092.9	-7960.9	-7853.1	-7773.2	-7708.3	-7653.1	-7741.5		-8291.8
29	-7789.1	-7712	-7657.8	-7622.4	-7593.4	-7569.5	-7626.6	-7870.6	-8468.5
30	-8028	-7921.5	-7838.3	-7777	-7725	-7677.8	-7787.8		-8650.5
31	-7800.7	-7720.5	-7653.2	-7619.8	-7601.6	-7588.2	-7682.4	-7641.3	-7511.8

Figur 11-2: Fargeskalering for sammenligning av krefter i elementer i Excel

12 Kontrollering for feil

12.1 Kontrollering for feil i SAP2000

All modelleringen som ble lagd i SAP2000 ble nøye kontrollert for feil. Siden vi var to stykker som jobbet sammen om oppgaven ble det alltid utført partnersjekk. Det vil si at alt arbeid som ble utført ble gått gjennom og kontrollert av begge to. En slik kontroll bestod i hovedsak av sjekklisten i figur 12-1. Listen blir ikke vist brukt videre i rapporten, men ble alltid benyttet ved modellering.

ANALYSIS CHECK LIST - COMPUTER INPUT LOAD APPLICATION

Project name :
Analysis name:
Superelement number:

Check point	Rev.:..... Self check	Rev.:..... Checker	Rev.:..... Self check	Rev.:..... Checker	Rev.:..... Self check	Rev.:..... Checker	Rev.:..... Self check	Rev.:..... Checker
Is the approved version of the geometry file used?								
Are the required load cases defined?								
Is the calculated mass and COG reasonable?								
Is the entire mass defined?								
Are the load sums checked								
Do the units correspond to those used in the geometry definition?								
Are material properties checked? (Density and E-modulus)								
Are special purpose properties (E-modulus, etc.) used for this superelement?								
Are computer plots (loads) checked?								
Shall a higher level superelement have special load factors or sign for any load case?								
Is the documentation complete?								
Sign./Date								

Figur 12-1: Skjema for kontrollering av feil i SAP2000

Utover denne listen var det ved gjennomført analyse ytterligere to kontroller som ble gjennomført. Disse var avgjørende for å enkelt kunne avdekke eventuelle oversette feil under modelleringen.

Den første av disse var å kontrollere deformasjonsanalysen som var inkludert i alle analysene som ble gjennomført. Dersom denne hadde uforutsett deformasjon eller uventede brudd var det nødvendig å gå over modellen enda en gang. For eksempel kunne det vært gjort feil ved definering av tverrsnitt, feil i sammenføringer eller lignende.

Dersom aktuelt ble også analysene kontrollert for symmetri. Ved en symmetrisk modell og lastsituasjon er det også å forvente at både deformasjonsanalysen og spenningsanalyse skal være symmetriske. I alle våre tilfeller var modellen symmetrisk, så i lasttilfellet hvor lasten ble satt midt på brua, ville alle resultater forventes å være symmetriske.

12.1.1 Opplagerkrefter i modell for trafikkklaster

For kontrollering av feil i analysene av trafikkklaster ble det laget et Mathcad-ark (vedlegg D5). Dette arket ble utformet slik at det skulle være enkelt å se om det var avvik i påsatte laster og lastene som er tatt opp i opplagerne. Det ble først regnet ut påsatte laster ut fra modellen ved å se på utstrekningen av de ulike jevnt fordelte lastene og punktlastene. Påsatte laster i lasttilfelle 1 og 2 var like da det er satt på de samme lastene i de to tilfellene, forskjellen er at punktlastene har ulik plassering. Det ble dermed funnet to ulike totale påsatte laster, for lasttilfelle 1 og 2, og for lasttilfelle 3 som har kortere utstrekning av den jevnt fordelte lasten. Ved å analysere modellen og få vist opplagerkreftene til alle opplagrene, ble disse lagt sammen og sammenlignet med påsatt last.

12.1.2 Opplagerkrefter i modeller for ulike vinkler av kabler

Modellene fikk påsatt last på spennbåndet lik laster definert i kapittel 9.3. Disse lastene ble lagt sammen for å finne totalen av påsatte laster. For modellene i av buene er ikke egenvekten tatt bort, derfor ble store deler av kontrollen å sjekke for egenvekten. Etersom det er tre ulike modeller for hvor langt inn på buen det tykke godset er ble dette også tatt hensyn til. I tillegg har alle de ulike modellene ulik total lengde på kablene, den totale lengden på kablene ble funnet ved å legge "Cable" over kablene i modellene. Alle elementene med egenskapen "Cable" ble valgt i modellen og "Cable Assignments" i "Interactive Database Editing" gir lengden til hver enkelt kabel. Disse lengdene overføres til Excel hvor de adderes sammen og defineres i Mathcad. Densiteten gis i SAP2000 og brukes både til buen, spennbåndet og til kablene. Areal og lengden gir sammen volumet, som multipliseres med densiteten til materialet. Når man da har den totale egenvekten til alle 9 modellene kan denne legges sammen med den påsatte lasten som kommer fra de ulike lasttilfellene.

Analysen av de ulike modellene gir opplagerkreftene som hver enkelt modell har tatt opp. Ettersom det bare er to opplagre i disse modellene var det enkelt å sjekke om lasten påsatt inkludert egenvekten var lik den som var tatt opp. Se vedlegg D6 for kontrollen av de ulike buemodellene.

12.2 Kontrollering for feil i Mathcad

Ved beregninger gjort i Mathcad ble det, på samme måte som ved modellering i SAP2000, alltid gjennomført partnersjekk. Alt arbeid utført i Mathcad ble da nøye gjennomgått av begge i gruppen. Kontrollen gikk i hovedsak ut på å sjekke at likningene som ble brukt var riktige, og at det var kontinuitet i bruk av variabler. En effektiv sjekk var å kontrollere for røde markeringer. Dersom disse forekom kunne det være variabler som ikke var definert, feil bruk av tegn, eller annen form for diskontinuitet. Til slutt ble resultatene av beregningene kontrollert. På samme måte som i SAP2000 ville symmetri være å forvente dersom lasten ble plassert midt på brua. Dersom det forekom større variasjoner der symmetri var å forvente, ville det være nødvendig å kontrollere utregningen for det aktuelle resultatet. På denne måten kunne et Mathcad-ark få en siste godkjenning, og det kunne brukes også til utregning ved skjevfordelt last.

13 Resultater

Siden resultatene er av omfattende størrelse legges de som vedlegg. Kreftene som er hentet ut fra SAP2000 inkluderer; aksialkraft i bue, spennbånd og kabler; skjærkraft i bue og spennbånd; moment i bue og spennbånd. Alle disse verdiene, samt verdiene som er regnet ut av disse, er satt inn i tabeller for hvert enkelt lasttilfelle og kabelgeometri. Det er også lagt ved skjermtklipp av aksial-, moment- og skjær diagram. Resultatene kan finnes i vedlegg B1.

14 Drøfting av konseptet nettverksbuebru

14.1 Krefter i kablene

Ingen av kreftene i kablene som her forekommer overskrider tillatt bruddlast for kablene på Forra bru.

Av diagrammene under (figur 14-1 til 14-4) kommer det frem at fordelingen av krefter i kablene for buen med loddrette kabler er svært jevn. Dette har bakgrunn i at ingen av kablene er vinklet, og all last som blir satt på dekket er med på å strekke kablene. Det kommer også tydelig frem at punktlastene som er satt på dekket blir tatt opp i kablene nærmest lasten. I lasttilfelle 1 er punktlastene satt på på midten av brua, ved kabel 15 og 16. Av diagrammene sees det at også kreftene i kablene er høyest i dette området. De høyere kreftene nær opplagrene kan antas å komme av deformasjon i buen jfr. figur 4-3.

Også i lasttilfelle 2 og 3 finnes de høyeste kabelkreftene der punktlastene er satt på. For dem ser vi derimot at kreftene i kablene alternerer mellom høye og lave. Dette kan antas å ha bakgrunn i samme effekt som kan sees i figur 4-4, der kablene som springer ut fra der hoveddelen av lasten er satt på tar størstedelen av dem.

I Nielsen-Lohse kan det sees at minimumsverdiene for kreftene i kablene reduseres betydelig fra lasttilfelle 1 til 2 og 3. Siden vi kan anta at det finnes verre lasttilfeller enn hva som er benyttet i dette prosjektet, kan det tenkes at disse kablene kunne fått relaksasjon, eller fravær av strekkrefter ved et verre lasttilfelle. Dette er høyst uønsket i en buekonstruksjon. Det kan derfor argumenteres for at Nielsen-Lohse brua er dårligere egnet som brukonstruksjon enn hva Forra bru er. Dette er i tråd med hva Per Tveit fant om Nielsen-Lohse brua.

Det merkes også at Forra bru har en reduksjon i minimumsverdier for kreftene i kablene fra lasttilfelle 1 til 2 og 3. Minimumsverdien går allikevel aldri under 100 kN som er over 30% mer enn minimumsverdien i Nielsen-Lohse brua.

L1 - krefter i kablene			
	Forra	N-L	Loddrett
1	428.8	316.6	181.6
2	269.2	223.2	332.4
3	407.1	492.2	341.4
4	272	286.9	322.8
5	410.5	426.2	316.8
6	240.3	195.6	287.3
7	411.1	423.8	309
8	260.8	170.6	316.6
9	420	430.7	325
10	246.7	180.6	326.4
11	425.2	423.8	312.2
12	264.7	206.4	337.3
13	391.4	402.4	326.5
14	314.9	265	351.5
15	349.2	345.5	347.2
16	349.2	345.5	347.2
17	314.9	265	351.5
18	391.4	402.4	326.5
19	264.7	206.4	337.3
20	425.2	423.8	312.2
21	246.7	180.6	326.4
22	420	430.7	325
23	260.8	170.6	315.6
24	411.1	423.8	309
25	240.3	195.6	287.3
26	410.5	426.2	316.8
27	272	286.9	322.8
28	407.1	492.2	341.4
29	269.2	223.2	332.4
30	428.8	316.6	181.6

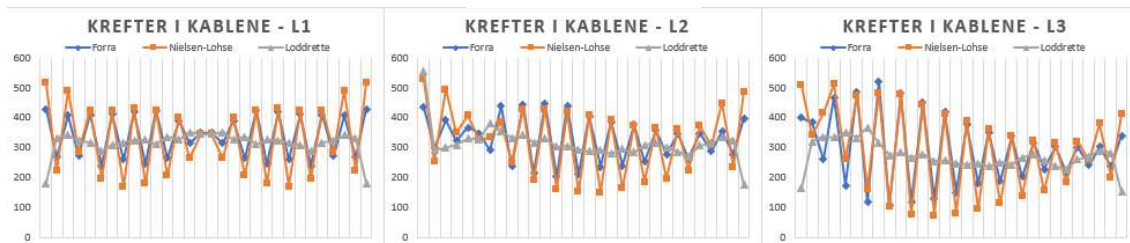
Figur 14-3: Krefter i kablene, L1

L2 - krefter i kablene			
	Forra	N-L	Loddrett
1	435	527.7	557.2
2	300.7	253.1	291.9
3	393.3	495.4	300.5
4	323.5	350.3	309.5
5	366.8	407.8	329.7
6	348.2	327.9	329.3
7	292	335.3	381.1
8	438.8	385.9	353.6
9	237.5	252.2	333.4
10	445.8	430.2	341.8
11	214.7	191.6	317.9
12	449.2	428.7	330.9
13	202.5	162.7	303.3
14	441.9	419.9	306
15	211.3	151.7	294.1
16	405.5	409.2	289
17	236.1	150.7	292.2
18	386.2	392.7	280.1
19	240	163.5	296
20	376.3	375.2	284.9
21	252.3	185.1	308.9
22	357.9	366.2	315.2
23	279.1	197.3	301.3
24	346.1	361.5	287
25	262.9	224.4	271.6
26	348.1	373.6	307
27	289.3	308.4	315.1
28	354.8	448.4	333.8
29	278.5	235.7	324.5
30	398.7	484.6	175.8

Figur 14-2: Krefter i kablene, L2

L3 - krefter i kablene			
	Forra	N-L	Loddrett
1	400.7	508.6	165.4
2	384	343	321.8
3	260.6	416.5	337.4
4	468.5	512.4	335.7
5	174.7	261.2	352.8
6	487.1	475.8	332.3
7	117.1	163.2	368.2
8	522.6	483.5	314.7
9	106.1	102.4	274.7
10	480.7	477.5	283.7
11	118.7	75.7	267.1
12	450.3	444.7	278.2
13	130.2	73.7	256
14	420.8	413.8	257.8
15	150.7	81.7	248.2
16	377.5	387.9	244.5
17	179.1	93.8	247.3
18	352.4	362.2	237.9
19	187.7	113.9	251.5
20	337.6	339	244.3
21	202.2	139.1	267.6
22	317.4	324.5	276.3
23	228.2	155.5	258
24	303.3	314.8	237.6
25	217	182.8	227.7
26	301.3	321.3	261.4
27	242.2	258	271.5
28	303.3	382.2	289.7
29	237.5	200.6	282.2
30	340.1	412.7	153.3

Figur 14-1: Krefter i kablene, L3



Figur 14-4: Krefter i kablene, linjediagram

14.2 Aksialkraft i buen

For lasttilfelle 1 ser vi av figur 14-7 og 14-8 at tilfellene med vinklede kabler fordeler aksialkraften i langt større grad enn hva brua med loddrette kabler gjør. Det kommer tydelig frem at lite av kraften i kablene som er plassert midt på brua i tilfelle der de er loddrette, blir tatt opp som aksialkraft i buen. Dette er i tråd med hva som ble vist i figur 4-9. Også aksialkreftene mot endene av buen viser seg å bli betydelig større ved denne kabelgeometrien. Det er liten endring i fordeling av aksialkreftene i buen med loddrette kabler for de ulike lasttilfellene. Vi ser uansett at verdiene blir lavere for lasttilfelle 2 og lasttilfelle 3, hvorav lasttilfelle 3 kan forklare med en lavere påsatt last. For lasttilfelle 2 er det mindre klart hva som skylder de reduserte verdiene, men det kan antas forklart med at lastene for en mer effektiv og kortere gang gjennom konstruksjonen til opplager.

For Forra og Nielsen-Lohse kommer det tydelig frem at vinklingen av kablene fordeler aksialkreftene godt over hele buen. Her er det derimot en endring fra lasttilfelle 1 til lasttilfelle 2 og 3. Kraftene blir fordelt i mindre grad, og blir i større grad tatt opp i den enden av buen hvor lasten er satt på. Dette er gir uansett en økning i høyeste verdi på under 300 kN, eller cirka 4 %.

Maksimalverdiene for Forra er størst i lasttilfelle 2, der aksialkrafta i større grad blir tatt opp i en ende av bua. For lasttilfelle 3 er den totale påsatte lasta mindre, og aksialkreftene da jevnt over lavere enn i lasttilfelle 2. Dette er også tilfellet for Nielsen-Lohse og loddrette kabler.

L1 - bue - aksialkraft			
	Forra	N-L	Loddrett
1	-7682.4	-7641.3	-8751.2
2	-7787.8		-8650.5
3	-7626.6	-7870.6	-8468.5
4	-7741.5		-8291.8
5	-7585.1	-7799.1	-8134.7
6	-7711.6		-7990.9
7	-7578.5	-7662	-7869.3
8	-7714.8		-7749.7
9	-7578	-7608.4	-7639.8
10	-7728.7		-7541.7
11	-7605	-7593.7	-7457.1
12	-7767.5		-7389.3
13	-7641.3	-7596.3	-7332
14	-7800		-7291.5
15	-7657.2	-7612.3	-7265.2
16	-7806.8	-7621.5	-7256.4
17	-7657.2	-7612.3	-7265.2
18	-7800		-7291.5
19	-7641.3	-7596.3	-7332
20	-7767.5		-7389.3
21	-7605	-7593.7	-7457.1
22	-7728.7		-7541.7
23	-7578	-7608.4	-7639.8
24	-7714.8		-7749.7
25	-7578.5	-7662	-7869.3
26	-7711.6		-7990.9
27	-7585.1	-7799.1	-8134.7
28	-7741.5		-8291.8
29	-7626.6	-7870.6	-8468.5
30	-7787.8		-8650.5
31	-7682.4	-7641.3	-8751.2

Figur 14-7: Aksialkraft i bue, L1

L2 - bue - aksialkraft			
	Forra	N-L	Loddrett
1	-7931.4	-7899	-8625
2	-8038.1		-8296.8
3	-7858.7	-8133.4	-8133.1
4	-7969.3		-7972.6
5	-7784.3	-8035.6	-7816.8
6	-7896.4		-7663
7	-7706.2	-7846.3	-7522.1
8	-7801.3		-7377.2
9	-7573.5	-7690.9	-7258.6
10	-7657.7		-7162.8
11	-7436.1	-7522.4	-7080.5
12	-7517.2		-7018.6
13	-7303.8	-7356.1	-6969.7
14	-7385.3		-6939.3
15	-7185.2	-7219.9	-6922.7
16	-7275.8	-7116.8	-6920.4
17	-7101.7	-7048.4	-6931.5
18	-7208.9		-6955.7
19	-7052.3	-7017.6	-6991.3
20	-7167		-7041.3
21	-7023.3	-7026.8	-7101.9
22	-7149.7		-7180.1
23	-7021.5	-7068.7	-7273.4
24	-7167.7		-7376.4
25	-7053.6	-7152.4	-7486
26	-7198.7		-7599.4
27	-7092.2	-7316.8	-7737
28	-7258.7		-7888.8
29	-7158.7	-7412	-8060.6
30	-7325.2		-8237.6
31	-7228.3	-7197.7	-8334.8

Figur 14-5: Aksialkraft i bue, L2

L3 - bue - aksialkraft			
	Forra	N-L	Loddrett
1	-7527.6	-7526.8	-7515.1
2	-7623.6		-7410.1
3	-7397	-7392	-7222.1
4	-7468		-7037.5
5	-7203.6	-7551.7	-6867
6	-7254.5		-6703.4
7	-6990.4	-7209.5	-6563.7
8	-7025.9		-6422.4
9	-6755	-6926.7	-6325.7
10	-6791.3		-6250.3
11	-6552.3	-6675.1	-6185.1
12	-6596.3		-6135.8
13	-6382.3	-6460.9	-6097.2
14	-6434.2		-6073.7
15	-6243.7	-6295.1	-6061.6
16	-6308.1	-6173.1	-6061.3
17	-6146.1	-6091.1	-6072
18	-6227.5		-6093.6
19	-6084.7	-6047.6	-6124.8
20	-6174.7		-6167.9
21	-6045.9	-6043	-6220.3
22	-6147.7		-6288.3
23	-6034.3	-6070	-6370.4
24	-6154.3		-6459.1
25	-6054.9	-6136	-6550.5
26	-6175.5		-6645.5
27	-6084.2	-6273.5	-6762.5
28	-6223.9		-6892.9
29	-6139.9	-6356.2	-7041.5
30	-6282.8		-7195.1
31	-6202	-6175.7	-7279.6

Figur 14-6: Aksialkraft i bue, L3



Figur 14-8: Aksialkraft i bue, linjediagram

14.3 Moment i buen

For moment i buen kommer igjen effekten av loddrette kabler tydelig frem. Her viser figur 14-9 til 14-12 tydelig at der kablene møter buen nærmest vinkelrett på midten av brua, vil kreftene i kablene kun tas opp ved skjær og moment. Nedbøyningen - L2 som oppstår her forplanter seg videre til utbøyning av buen ned mot opplagene, igjen etter samme prinsipp som i figur 4-3. Dette ser vi

også er tilfellet i lasttilfelle 2 og 3 for loddrette kabler. Konsentrert last sammen med lite vinkling mot buen gir enorme momenter, og mye bøyedeforrasjon.

Igjen er kreftene i Forra og Nielsen-Lohse langt mindre enn for loddrette kabler. Heller ikke de tydelige bølger og fortegnskiftene i linjediagrammene oppstår. Tendensen som fremgår av linjediagrammene kan derimot tolkes til å være bølger som er mindre av størrelse, og dermed kortere knekkledder. Sammenlignes kun Forra og Nielsen-Lohse kan det sees at Forra har noe tydeligere bølgeformasjoner enn Forra, som kan vitne om en lignende bøyedeforrasjon, og dermed en situasjon som igjen kan sammenlignes med figur 4-3. Momentene er derimot lavere for Nielsen-Lohse enn for Forra.

Også for Forra er det antydning til den samme bølgeformasjonen i linjediagrammet, men her er amplitudene langt mindre. Det kan antas at dette ikke ville ført til de samme bøyedeforrasjonene som det kunne vært forventet ved loddrette kabler, eller i noen grad Nielsen-Lohse.

Momentene ved buendene er for Forra og Nielsen-Lohse vesentlig høyere enn i resten av buen. Dette vil trolig ikke være noe problem, da en nettverksbuebru som regel har ekstra forsterkning i buenden ved sammenføyningen av buen og spennbåndet. På Forra bru ble dette for eksempel utført ved en påsveiset stålplate.

L1 - buen - moment			
	Forra	N-L	Loddrett
1	214.9	568.9	-706.2
2	93.6		-1179.6
3	114.7	11.5	-1458.6
4	115		-1603.8
5	106.8	79.9	-1609.7
6	107.4		-1609.7
7	93.6	79.9	-1496
8	94.4		-1221.7
9	106.5	30.9	-865.6
10	107.4		-466.4
11	111.9	40.5	323
12	112.8		710.3
13	91.5	72.5	1021.4
14	92.3		1274.2
15	66	91.2	1396.9
16	69.5	97.6	1399.9
17	66	91.2	1396.9
18	92.3		1274.2
19	91.5	72.5	1021.4
20	112.8		710.3
21	111.9	40.5	323
22	107.4		-466.4
23	106.5	30.9	-865.6
24	94.4		-1221.7
25	93.6	79.9	-1496
26	107.4		-1609.7
27	106.8	79.9	-1609.7
28	115		-1603.8
29	114.7	11.5	-1458.6
30	93.6		-1179.6
31	214.9	568.9	-706.2

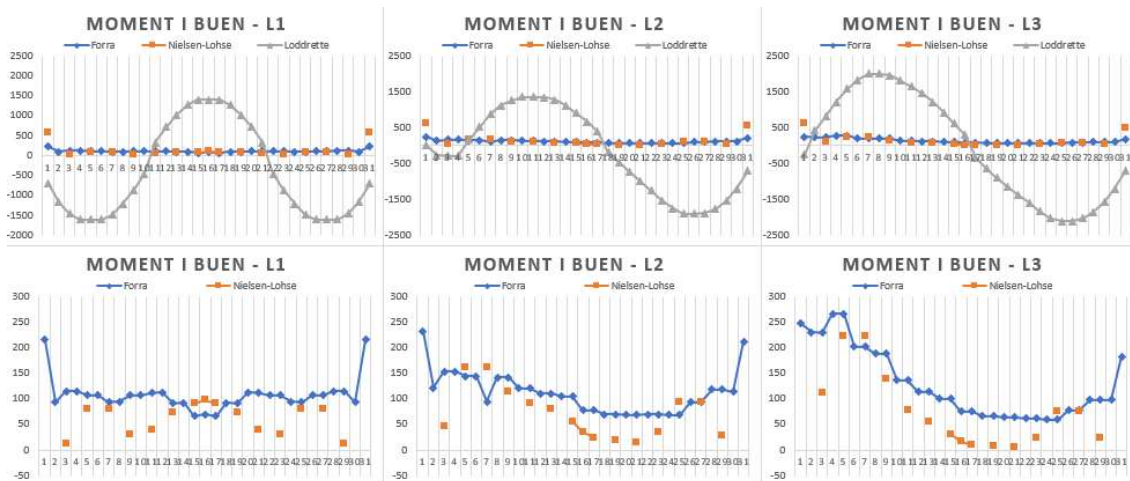
Figur 14-11: Moment i buen, L1

L1 - buen - moment			
	Forra	N-L	Loddrett
1	232	602.9	3.4
2	121.4		-272.5
3	153.3	45.7	-300.5
4	153.3		-300.5
5	143.8	161.3	156.6
6	143.8		505.9
7	94.6	161.3	877.4
8	141.9		1115.3
9	141.9	115	1262.9
10	120.5		1351.9
11	120.5	91.7	1351.9
12	110.3		1341.7
13	110.3	80.6	1277
14	104.5		1112.1
15	104.5	55.6	909.4
16	78.2	35	656.2
17	78.2	24.1	381.2
18	69.3		-198.4
19	69.3	19.4	-470.5
20	69		-750.4
21	69	15.8	-997.7
22	69.7		-1259
23	69.7	35.6	-1531.3
24	68.6		-1763.6
25	68.6	94.8	-1902.6
26	92.9		-1902.6
27	92.9	94.8	-1886.4
28	118.1		-1771.3
29	118.1	27.6	-1543.9
30	113.9		-1210.5
31	211.8	553.5	-711.1

Figur 14-10: Moment i buen, L2

L1 - buen - moment			
	Forra	N-L	Loddrett
1	246.8	630.4	-254.4
2	229.6		424.9
3	229.4	112.5	813.9
4	266.4		1207.3
5	266.4	221.6	1570.2
6	202.2		1826.5
7	202.2	221.6	1991.7
8	187.5		1991.7
9	187.5	137.9	1948.8
10	135.6		1807.5
11	135.6	77.8	1652.1
12	113		1444.5
13	113	54.7	1213.5
14	99.8		920.9
15	99.8	31.5	616.6
16	75.5	16.4	291.3
17	75.5	9.6	-342.4
18	66		-645.1
19	66	7.8	-910
20	63.7		-1164.7
21	63.7	6.5	-1380.4
22	62.4		-1603.6
23	62.4	23.9	-1840.3
24	59.3		-2030.9
25	59.3	75.6	-2110.7
26	77.7		-2110.7
27	77.7	75.6	-2030.9
28	98.1		-1860.1
29	98.1	22.8	-1582.1
30	97.3		-1210.6
31	182.1	474.2	-695.1

Figur 14-9: Moment i buen, L3



Figur 14-12: Moment i buen, linjediagram med og uten linje for loddrette kabler

14.4 Von Mises i buen

Det kommer tydelig frem av figur 14-13 til 14-16 at momentene spiller en stor rolle på utnyttelsesgraden i buen. Utnyttelsesgraden for buen med loddrette kabler går flere steder over én, noe som tilsier at tverrsnittene som er benyttet for disse utregningene og analysene ikke ville holdt for denne konstruksjonen.

Utnyttelsesgraden i Forra og Nielsen-Lohse er nærmest identiske, men med et noe høyere gjennomsnitt for Nielsen-Lohse i alle lasttilfellene. Denne differansen ligger allikevel bare på ca. 0,035 for samtlige lasttilfeller, og kan med andre ord sees som nærmest neglisjerbar. Det kan også antas at de høyere verdiene mot buendene i Nielsen-Lohse brua er med på å dra opp disse gjennomsnittene. Disse verdiene kommer av høyere moment, og har som nevnt trolig lite å si for en slik konstruksjon i virkeligheten grunnet forsterkning av sammenføyningen bue spennbånd. Det er med andre ord lite som skiller Forra og Nielsen-Lohse når det gjelder utnyttelsesgrad.

L1 - bue - von mises			
	Forra	N-L	Loddrrett
1	0.178	0.292	0.42
2	0.149		0.628
3	0.149	0.131	0.769
4	0.153		0.841
5	0.146	0.146	0.831
6	0.15		0.819
7	0.142	0.141	0.743
8	0.292		1.125
9	0.288	0.254	0.794
10	0.299		0.494
11	0.293	0.257	0.399
12	0.305		0.646
13	0.285	0.273	0.886
14	0.296		1.111
15	0.274	0.283	1.227
16	0.286	0.287	1.228
17	0.274	0.283	1.227
18	0.296		1.111
19	0.285	0.273	0.886
20	0.305		0.646
21	0.293	0.257	0.399
22	0.299		0.494
23	0.288	0.254	0.794
24	0.292		1.125
25	0.142	0.141	0.743
26	0.15		0.819
27	0.146	0.146	0.831
28	0.153		0.841
29	0.149	0.131	0.769
30	0.149		0.628
31	0.178	0.292	0.42

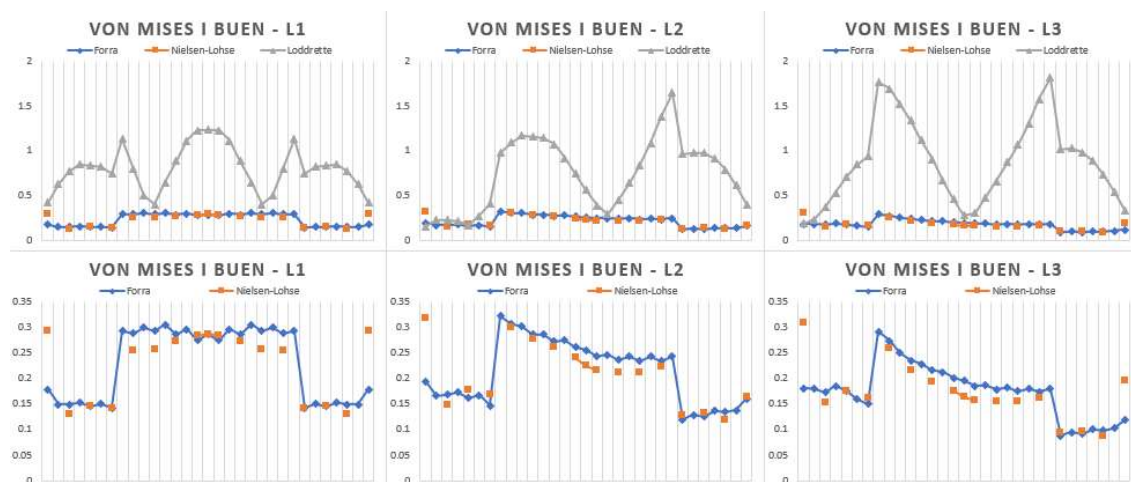
Figur 14-13: Von Mises i buen, L1

L2 - bue - von mises			
	Forra	N-L	Loddrrett
1	0.193	0.318	0.155
2	0.166		0.222
3	0.168	0.149	0.222
4	0.172		0.216
5	0.162	0.177	0.168
6	0.167		0.271
7	0.147	0.169	0.408
8	0.322		0.973
9	0.306	0.3	1.094
10	0.301		1.168
11	0.285	0.277	1.156
12	0.286		1.138
13	0.272	0.261	1.069
14	0.274		0.915
15	0.261	0.24	0.745
16	0.255	0.225	0.559
17	0.243	0.216	0.388
18	0.246		0.293
19	0.236	0.212	0.445
20	0.243		0.638
21	0.234	0.211	0.838
22	0.242		1.082
23	0.234	0.222	1.371
24	0.243		1.647
25	0.119	0.128	0.962
26	0.129		0.972
27	0.126	0.133	0.973
28	0.137		0.912
29	0.134	0.12	0.787
30	0.138		0.616
31	0.16	0.165	0.398

Figur 14-15: Von Mises i buen, L2

L3 - bue - von mises			
	Forra	N-L	Loddrrett
1	0.181	0.309	0.183
2	0.18		0.232
3	0.172	0.153	0.365
4	0.185		0.53
5	0.175	0.175	0.708
6	0.159		0.846
7	0.15	0.162	0.938
8	0.291		1.758
9	0.273	0.259	1.691
10	0.25		1.515
11	0.235	0.217	1.335
12	0.228		1.118
13	0.215	0.194	0.902
14	0.212		0.663
15	0.201	0.176	0.455
16	0.195	0.164	0.277
17	0.185	0.157	0.303
18	0.186		0.476
19	0.178	0.154	0.66
20	0.182		0.868
21	0.175	0.154	1.068
22	0.18		1.3
23	0.174	0.161	1.572
24	0.179		1.814
25	0.088	0.093	1.016
26	0.095		1.025
27	0.092	0.097	0.982
28	0.1		0.883
29	0.098	0.088	0.729
30	0.102		0.544
31	0.118	0.195	0.334

Figur 14-14: Von Mises i buen, L3



Figur 14-16: Von Mises i buen, linjediagram med og uten linje for loddrrette kabler

14.5 Von Mises i spennbåndet

For spennbåndet skiller igjen brua med loddrette kabler seg ut. Av fargeskalaene i figur 14-17 til 14-20 kan det her sees en tydelig sammenheng mellom både moment og utnyttelsesgraden for buen med loddrette kabler. Dette kan begrunnes med at kablene vil dras med av buen når denne får bøyedeforrasjon, og vi får også bøyedeforrasjon, og dermed moment, i spennbåndet. Også for spennbåndet finnes de høyeste verdiene for utnyttelsesgraden direkte under punktlastene for de ulike lasttilfellene.

Skillet mellom Forra og Nielsen-Lohse er noe større for spennbåndet i forhold til buen. For Nielsen-Lohse brua er det for alle tre lasttilfeller høyere utnyttelsesgrad nær der lasten er satt på. Dette kan trolig forklares med at avstanden mellom kabelinnspenningene er lenger ved kabelgeometri som i Nielsen-Lohse, da to og to kabler er innspent i samme punkt. Dette vil gi større momentarmer, og derved større moment. Allikevel er maksimal utnyttelsesgrad for Forra høyere i lasttilfelle 2 enn for Nielsen-Lohse.

L1 - spennbånd - von mises			
	Forra	N-L	Loddrett
1	0.094	0.166	0.325
2	0.099		0.436
3	0.071	0.204	0.585
4	0.147		0.666
5	0.111	0.147	0.669
6	0.14		0.633
7	0.124	0.135	0.637
8	0.104		0.431
9	0.176	0.099	0.375
10	0.111		0.255
11	0.132	0.148	0.116
12	0.159		0.416
13	0.091	0.22	0.427
14	0.144		0.627
15	0.229	0.239	0.891
16	0.083	0.093	0.609
17	0.229	0.239	0.891
18	0.144		0.627
19	0.091	0.22	0.427
20	0.159		0.416
21	0.132	0.148	0.116
22	0.111		0.255
23	0.176	0.099	0.375
24	0.104		0.431
25	0.124	0.135	0.637
26	0.14		0.633
27	0.111	0.147	0.669
28	0.147		0.666
29	0.071	0.204	0.585
30	0.099		0.436
31	0.094	0.173	0.325

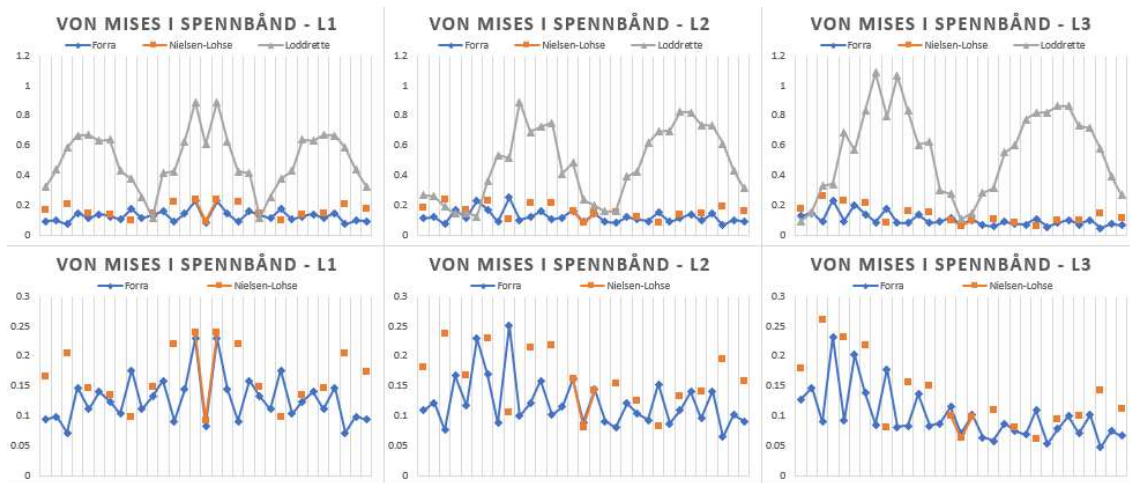
Figur 14-19: Von Mises i spennbåndet, L1

L2 - spennbånd - von mises			
	Forra	N-L	Loddrett
1	0.11	0.182	0.268
2	0.122		0.258
3	0.076	0.237	0.19
4	0.168		0.142
5	0.117	0.167	0.146
6	0.23		0.125
7	0.17	0.23	0.361
8	0.088		0.534
9	0.251	0.106	0.513
10	0.1		0.889
11	0.121	0.214	0.688
12	0.159		0.726
13	0.102	0.218	0.75
14	0.115		0.41
15	0.162	0.161	0.484
16	0.089	0.081	0.238
17	0.144	0.142	0.197
18	0.091		0.161
19	0.08	0.154	0.157
20	0.121		0.392
21	0.103	0.125	0.427
22	0.093		0.618
23	0.153	0.083	0.693
24	0.087		0.696
25	0.11	0.133	0.822
26	0.14		0.821
27	0.096	0.141	0.735
28	0.141		0.734
29	0.065	0.194	0.611
30	0.101		0.434
31	0.091	0.159	0.314

Figur 14-18: Von Mises i spennbåndet, L2

L3 - spennbånd - von mises			
	Forra	N-L	Loddrett
1	0.128	0.179	0.094
2	0.147		0.155
3	0.09	0.26	0.329
4	0.232		0.34
5	0.092	0.231	0.684
6	0.202		0.571
7	0.139	0.218	0.834
8	0.085		1.035
9	0.178	0.081	0.792
10	0.081		1.067
11	0.083	0.157	0.834
12	0.137		0.604
13	0.083	0.151	0.623
14	0.087		0.298
15	0.115	0.1	0.276
16	0.071	0.063	0.104
17	0.101	0.099	0.146
18	0.064		0.282
19	0.058	0.109	0.311
20	0.087		0.556
21	0.074	0.08	0.601
22	0.069		0.773
23	0.109	0.062	0.817
24	0.053		0.82
25	0.079	0.095	0.861
26	0.1		0.861
27	0.07	0.1	0.73
28	0.101		0.718
29	0.047	0.143	0.577
30	0.075		0.395
31	0.067	0.111	0.267

Figur 14-17: Von Mises i spennbåndet, L3



Figur 14-20: Von Mises i spennbåndet, linjediagram med og uten linje for loddrette kabler

14.6 Konklusjon for nettverksbuebrua som konsept

Det kan av diskusjonen ovenfor konkluderes med at en buebru med loddrette kabler gir langt høyere påkjenning på konstruksjonen enn ved vinkling av kablene. Dette betyr at det må benyttes større profiler og mer materiale for å bære de samme lastene. En buebru med loddrette kabler sees derfor som ugunstig sammenlignet med en buebru med vinklede kabler.

Forskjellene mellom nettverksbuebrua Forra og Nielsen-Lohse er små, og konseptene kan nærmest sees som likeverdige løsninger med hensyn på fordeling av krefter. Det kan uansett

argumenteres for at Nielsen-Lohse byr på flere utfordringer enn nettverksbuebrua. Blant annet ble sannsynligheten for relaksasjon av kablene i Nielsen-Lohse brua vist å være større enn for Forra bru, i tråd med hva Per Tveit sa om konstruksjonen. Det er som nevnt svært ugunstig dersom det forekommer relaksasjon i en buebru, og det kan derfor argumenteres for at Nielsen-Lohse brua bør velges bort.

Også knutepunktene kan være et argument mot Nielsen-Lohse brua. Per Tveit selv mente som nevnt at når to og to kabler møttes sammen ville dette føre til mer komplekse knutepunkt. Dette kan føre med seg ekstra kostnader ved prosjektering og konstruksjon. Ved to kabler som møtes i et knutepunkt vil også dette knutepunktet måtte ta opp mer krefter, og det må dimensjoneres deretter.

Ved valg av en nettverksbuebru som Forra bru forbigår en disse problemene. Som bevist fordeles kreftene jevnt over buen, sannsynligheten for relaksasjon i kablene er liten og problemet med komplekse knutepunkt unngås.

15 Effekt av vinkling av kablene mot buen

15.1 Krefter i kablene

De blå feltene i figur 15-1 for lasttilfelle 3 er negative verdier for aksialkrefter i kablene. Med andre ord oppstår det “trykk” (relaksasjon) i kablene. Dette er høyst uønsket, og vi kan derfor umiddelbart avskrive 73 og 68 grader som alternative vinklinger av kablene mot buen. Også tilfellet med 63 graders vinkling mot buen har kabler med lite strekk. Siden det trolig finnes verre lasttilfeller enn hva vi har benyttet i dette prosjektet er det derfor rimelig å anta at også dette tilfellet av vinkling av kabler vil oppleve “trykk” i et verst tenkelig scenario. Dette er derimot ikke bevist i disse forsøkene, og tilfellet tas derfor med i videre diskusjon.

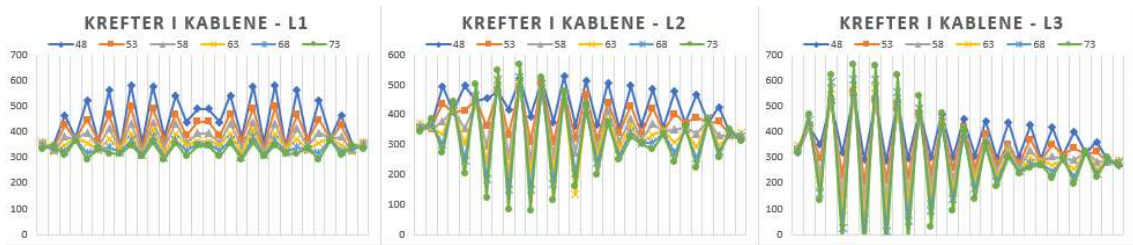
For tilfellene der det oppstår “trykk”, eller relaksasjon i noen kabler, finnes også de høyeste strekkverdiene. Dette støtter opp under teorien om at dersom noen kabler får relaksasjon må de resterende ta opp mer av lasten på dekket. Dette vil føre til større konsentrasjoner av krefter i både knutepunkt og i selve buen og spennbåndet. Dette er derfor høyst uønsket.

Som forventet er kreftene i kablene der de er vinklet med 48 grader mot buen relativt jevne i alle tre lasttilfellene. Dette gjelder også for 53 grader, men i noe mindre grad. For 58 grader begynner derimot forskjellene å bli mer betydelige, og slik fortsetter trenden ettersom vinklene blir buttere. Dette viser at prinsippet bak nettverksbuen har en effektiv virkning i å fordele krefter over buen.

Tendensen for kreftene i kablene mellom de ulike tilfellene av vinkling viser at spiss vinkel mot buen sammenlignet med butt gir en jevnere fordeling av krefter i kablene. Det fremgår av diagrammene under at det for verdiene i tilfellet med 48 grader er både lavere maksverdier og høyere minimumsverdier i motsetning til tilfellet med 73 grader mot buen, der lasten er skjevfordelt i lasttilfelle 2 og 3. Differansen er gått ned fra 761,0 kN for tilfellet med 73 grader til 276,1 kN for tilfellet med 48 grader. Dette viser igjen at spissere vinkling av kablene mot buen er fordelaktig for å fordele lastene fra brudekket over hele buen.

Lasttilfelle 1 - krefter i kablene							Lasttilfelle 2 - krefter i kablene							Lasttilfelle 3 - krefter i kablene						
	48	53	58	63	68	73		48	53	58	63	68	73		48	53	58	63	68	73
1	346.1	342.6	361.1	361.7	349.6	334.5	1	349.8	353.6	367	369.3	357.4	341.8	1	321.2	327.1	342.3	345.4	333.3	319.8
2	347	336.6	327.5	325.4	332.5	345.7	2	360.5	357.7	354.2	355.5	366.4	384.5	2	422	421.8	421.8	428	444.3	456.2
3	465.3	425.9	382.5	348.4	325.9	309.6	3	494.7	436.7	377.7	333.7	301	272.8	3	349.2	296.8	239.6	194.4	161.7	134.9
4	377.5	370	372.3	376.8	372.8	364.6	4	410.4	407.7	418.1	430.8	437.7	445	4	514.6	520	541.2	568.2	594	621.6
5	522.7	446.1	397.8	355.7	319.4	293.7	5	497.6	413.7	354.6	299.3	247.5	202.3	5	317.2	230.2	163	95.7	27.1	-39.4
6	362.7	365.7	345.8	329.1	330.5	335.4	6	446.3	450.9	440.5	440.1	464.6	503.1	6	545.4	553.6	552.1	564.1	601.6	661.9
7	563.2	467.8	414.1	372.1	341.3	316.8	7	455.2	361.4	296.4	237.7	184.3	124.5	7	291.3	200.8	131.7	63.5	-9.5	-99.1
8	340.1	338.4	335.8	336.3	320.6	312.9	8	478.4	481.9	492.6	510.2	518.5	547	8	519.5	527	544.4	571.9	602.8	658.1
9	332	497.7	433.8	392.6	368.2	347.6	9	418.2	332.2	261.1	203.9	149.8	82.5	9	287.5	210.2	142	79.6	11.9	-79.5
10	356.9	334.2	322.3	308.5	308.6	303.6	10	519.4	495.2	490	494.1	524.1	569	10	516.8	496.3	496.1	511.9	554.3	621.3
11	578.8	492.6	437.4	410.7	381.6	357.8	11	394.5	310.2	250.2	206	149.3	80.8	11	295.2	222.3	165.2	116.7	53.3	-30.9
12	378.2	364.6	339.2	315.5	300.1	293.3	12	514.5	506.9	489.9	480.2	488.8	525.6	12	478.2	473.2	466.8	468.3	489.2	540.5
13	541.3	468.9	433.1	392.8	367.7	355.6	13	375.7	306.7	263.8	214.1	167.6	114.5	13	300.6	238.6	195.4	145.2	94.6	31.9
14	438.4	386.2	359.1	348.7	326	304.2	14	528.3	474.6	455	458.7	461.6	477.7	14	469.5	431.1	421.1	430.6	442.8	471
15	489	439.3	394.2	362.9	351.4	344.3	15	353.9	320.4	274.7	234.2	202.3	163.2	15	302.1	258.8	214.2	173.8	138.7	93.4
16	489	439.3	394.2	362.9	351.4	344.3	16	519.5	467.7	431.5	412.2	416.1	434.2	16	449.4	417.8	392.5	381.1	390	415.2
17	438.4	386.2	359.1	348.7	326	304.2	17	365.4	319.5	290	271	239.2	201.2	17	306.4	260.9	231.5	211.2	179	138.5
18	541.3	468.9	433.1	392.8	367.7	355.6	18	507	441.1	413.7	387.1	374	375.8	18	442.8	393.5	372.1	352.1	345.2	354
19	378.2	364.6	339.2	315.5	300.1	293.3	19	354.2	339.8	312.1	285.6	265.4	250.1	19	295.5	278.2	252.8	228.1	207.3	188
20	578.8	492.6	437.4	410.7	381.6	357.8	20	497.8	429.9	387.4	365.4	342.2	325.7	20	437.2	351.6	345.5	327.1	311.6	303.1
21	356.9	334.2	322.3	308.5	308.6	303.6	21	366.1	336.2	319.9	306.2	306.4	303	21	303	276.8	262.5	249	246.2	238.6
22	332	497.7	433.8	392.6	368.2	347.6	22	485	421.9	369.9	333	307.5	284.1	22	427.3	370.8	326.4	296.5	277.2	261.2
23	340.1	338.4	335.8	336.3	320.6	312.9	23	358.6	347.2	343.9	346	336.1	334.6	23	296.4	288.5	285.2	285.6	275.3	271.1
24	563.2	467.8	414.1	372.1	341.3	316.8	24	477.2	401.7	349.8	307	273.3	243.1	24	417.1	349	305.7	270.7	243.6	220.4
25	362.7	365.7	345.8	329.1	330.5	335.4	25	372.2	370.9	355.5	344.3	350.3	361.6	25	310.1	310.6	296.8	286.2	290.2	297.9
26	522.7	446.1	397.8	355.7	319.4	293.7	26	468.2	390.2	337.4	292.9	253.8	224.1	26	401.7	335.6	292	254.9	222.7	198.8
27	377.5	370	372.3	376.8	372.8	364.6	27	374	371.6	379.2	387.1	387.9	385.2	27	317.2	314.2	319.6	325.5	325.3	321.9
28	465.3	425.9	382.5	348.4	325.9	309.6	28	426.3	377.2	331.7	298.1	275.5	259.3	28	361.1	322.4	283.7	255.2	236.2	222.9
29	347	336.6	327.3	325.4	332.5	345.7	29	339.4	335.6	329.8	329.3	337.4	351.3	29	290.9	286.4	281.4	280.8	287.6	299.1
30	346.1	342.6	361.1	361.7	349.6	334.5	30	316	324.1	336.4	338.1	327.3	313.9	30	269.3	276.3	287	288.7	279.9	268.8

Figur 15-1: Krefter i kablene for alle lasttilfeller



Figur 15-2: Krefter i kablene, linjediagram

15.2 Aksialkraft i buen

Ettersom 73 og 68 grader mot buen er avskrevet på grunn av relaksasjon i kablene i lasttilfelle 3, sees det videre kun på vinklingene 48, 53, 58 og 63 grader mot buen.. Aksialkraften som oppstår i buen kommer fra kreftene til kablene, da kablernes kraftkomponenter gir aksial- og momentkrefter. En kan derfor anta at høye aksialkrefter i buen vil resultere i lavere momenter.

For lasttilfelle 1 er aksialkreftene både lavest og jevnest for tilfellet der kablene er satt med 63 grader mot buen. For den spisseste vinkelen, 48 grader mot buen, er ikke aksialkreftene like jevnt fordelt, men høyere på midten. Dette er i tråd med hvordan kreftene vil kunne dekomponeres langs buen, da det ved brattere vinkel vil være større endringer i aksialkrefter langs buen grunnet mer krefter fra kablene, i motsetning til buttere vinkler som ikke vil gi like store endringer. Vi kan derfor anta at det vil være mindre moment ved spissere vinkler, og vi kan derfor se det som fordelaktig med høyere aksialkraft, dersom dette betyr mindre moment.

For lasttilfelle 2 og 3 er fordelingen av aksialkreftene i buen relativt like. Det velges derfor å se på disse to lasttilfelle sammen. For begge disse lasttilfellene har tilfellet med kabler 48 grader mot buen høyere aksialkrefter over en større del av buen enn de tre resterende modellene. Tilfellet med kablene 53 grader mot buen har lavere maksimal aksialkraft og høyere aksialkrefter over en kortere del av buen. Denne utviklingen gjelder også for 58 grader og for 63 grader - maksimal aksialkraft blir lavere og det er en kortere utstrekning av de høyere aksialkreftene. For aksialkreftene ser det dermed ut som at 48 og 53 grader mot buen er en god vinkling av kablene da det er høyere aksialkrefter og en større utstrekning av disse.

Lasttilfelle 1 - bue - aksialkraft				
	48	53	58	63
1	-7800,7	-7720,5	-7653,2	-7619,8
2	-8028	-7921,5	-7838,3	-7777
3	-7789,1	-7712	-7657,8	-7622,4
4	-8092,9	-7960,9	-7853,1	-7773,2
5	-7833,1	-7731,4	-7649,1	-7595,8
6	-8175,2	-7993,2	-7853,8	-7751,6
7	-7927,2	-7767,5	-7665,2	-7596,8
8	-8298,5	-8043,8	-7879,5	-7760,5
9	-8067,7	-7836,9	-7698,5	-7604,7
10	-8453,8	-8133,3	-7925,3	-7779,9
11	-8212,9	-7930	-7752,2	-7637,6
12	-8597,8	-8223,9	-7981,5	-7821,6
13	-8343,8	-8003,3	-7800,3	-7677
14	-8704,3	-8283,9	-8028,2	-7853,6
15	-8410,7	-8051,1	-7837,6	-7694,9
16	-8737	-8314,5	-8045,6	-7859
17	-8410,7	-8051,1	-7837,6	-7694,9
18	-8704,3	-8283,9	-8028,2	-7853,6
19	-8343,8	-8003,3	-7800,3	-7677
20	-8597,8	-8223,9	-7981,5	-7821,6
21	-8212,9	-7930	-7752,2	-7637,6
22	-8453,8	-8133,3	-7925,3	-7779,9
23	-8067,7	-7836,9	-7698,5	-7604,7
24	-8298,5	-8043,8	-7879,5	-7760,5
25	-7927,2	-7767,5	-7665,2	-7596,8
26	-8175,2	-7993,2	-7853,8	-7751,6
27	-7833,1	-7731,4	-7649,1	-7595,8
28	-8092,9	-7960,9	-7853,1	-7773,2
29	-7789,1	-7712	-7657,8	-7622,4
30	-8028	-7921,5	-7838,3	-7777
31	-7800,7	-7720,5	-7653,2	-7619,8

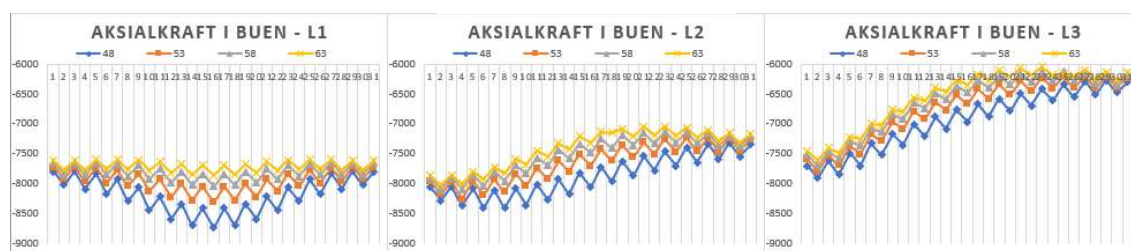
Figur 15-4: Aksialkraft i buen, L1

Lasttilfelle 2 - bue - aksialkraft				
	48	53	58	63
1	-8062,4	-7969,6	-7904,9	-7865,2
2	-8282,1	-8176,9	-8092,8	-8025,6
3	-8053,9	-7954,5	-7898,1	-7857,2
4	-8367,3	-8269,7	-8090,7	-8001,1
5	-8085,8	-7957,8	-7862,7	-7799,3
6	-8411,8	-8200,1	-8044,2	-7929,2
7	-8107,8	-7923,6	-7805,8	-7724,5
8	-8406,7	-8135,7	-7957,5	-7827
9	-8083,5	-7842,8	-7693,7	-7592,5
10	-8359,7	-8039,4	-7829	-7682,3
11	-8010	-7739,2	-7567,2	-7455,9
12	-8271,5	-7923,4	-7697,4	-7547,3
13	-7925,9	-7616,9	-7436,3	-7327,8
14	-8175,6	-7800,1	-7574,8	-7423,6
15	-7821,7	-7513,9	-7333,2	-7214,8
16	-8064,6	-7706,1	-7478,3	-7320,7
17	-7721,8	-7425,4	-7250,2	-7134,1
18	-7966,9	-7618,4	-7404,5	-7157,8
19	-7629,4	-7354,4	-7186,7	-7083,5
20	-7867,8	-7560,3	-7353,6	-7214,6
21	-7537,1	-7304	-7150,7	-7051
22	-7784,3	-7508,5	-7322,5	-7192,3
23	-7463,1	-7257,7	-7129,4	-7044
24	-7706,1	-7469,6	-7314,6	-7204,1
25	-7392,1	-7232,9	-7134,3	-7069,9
26	-7646,7	-7461,6	-7328	-7231,4
27	-7340,2	-7233,3	-7155,3	-7104
28	-7597,5	-7468,7	-7362,8	-7286
29	-7319,8	-7244,1	-7195,4	-7158
30	-7553,7	-7452,9	-7376	-7314,3
31	-7347	-7263,7	-7204,4	-7168,2

Figur 15-5: Aksialkraft i buen, L2

Lasttilfelle 3 - bue - aksialkraft				
	48	53	58	63
1	-7700,2	-7596,9	-7518,4	-7460,9
2	-7909,9	-7787,2	-7692,1	-7609
3	-7621	-7526,7	-7461,9	-7408
4	-7846,9	-7697,6	-7581,2	-7488,5
5	-7495,9	-7378,4	-7288,5	-7225,1
6	-7701,2	-7510,5	-7368,9	-7263,1
7	-7330,9	-7172,2	-7071,5	-7002,4
8	-7520,6	-7288,1	-7136,4	-7026,3
9	-7170	-6968,1	-6845,1	-6763,9
10	-7359,1	-7091,6	-6917,7	-6797,4
11	-7011	-6790,7	-6652,5	-6562,7
12	-7206,3	-6922,2	-6737,5	-6613,6
13	-6885	-6636	-6488,8	-6399,4
14	-7084,6	-6778,3	-6591	-6464
15	-6770	-6518,2	-6367,2	-6267,8
16	-6971,5	-6673,2	-6480,1	-6346,3
17	-6671,5	-6422,5	-6272,7	-6173,7
18	-6877,1	-6580,1	-6395,9	-6270,2
19	-6582,5	-6344,8	-6200,2	-6111,8
20	-6781,5	-6513,6	-6335,6	-6216,9
21	-6491,3	-6286,4	-6154,9	-6070,1
22	-6696,2	-6455,1	-6296,3	-6185,5
23	-6413,6	-6235,1	-6126,3	-6053,7
24	-6614,9	-6411,7	-6280,3	-6186,5
25	-6341,2	-6206,7	-6123,5	-6168,8
26	-6554,2	-6399,1	-6286,1	-6204
27	-6292,2	-6203,6	-6137,5	-6094
28	-6511,4	-6399,4	-6313,3	-6248,1
29	-6277,3	-6212,8	-6171,3	-6139,5
30	-6478,8	-6392,1	-6326,3	-6273,8
31	-6303,8	-6231,9	-6181,1	-6150,2

Figur 15-3: Aksialkraft i buen, L3



Figur 15-6: Aksialkraft i buen, linjediagram

15.3 Moment i buen

Ved å se på momentene i buen kan igjen virkningen av kablernes vinkling mot buen sees. Det kommer tydelig frem for lasttilfelle 2 og 3 at kabelkreftene i tilfellene med buttere vinkling mot buen i større grad er blitt tatt opp som moment (og skjær). Ved spissere vinkling er det tydelig at kraftkomponentene i større grad går langs buen fremfor vinkelrett på den. Momentene som oppstår er derfor langt mindre ved spiss vinkling av kablene mot buen.

Av figurene sees for lasttilfelle 2 og 3 en jevn økning i maksimalt moment ettersom vinklene blir buttere. For lasttilfelle 3 øker maksimalverdiene (dersom vi ser bort fra verdiene i buendene) fra 142 kNm for tilfellet med 48 grader mot buen, til 362,7 kNm for tilfellet med 63 grader mot buen. Økningen er jevn, men noe mindre ved spissere vinkler. Altså er det noe mindre økning i momentet fra 48 til 53 grader, sammenlignet med 53 til 58 og 58 til 63.

De høye verdiene ved buendene kan trolig sees bort fra da nettverksbuebrua som oftest er forsterket i buendene, i sammenføyning bue og spennbånd. Dette vil føre til økt momentkapasitet, og høye verdier ved buendene er dermed uviktige.

For kabler vinklet 63 grader mot buen i lasttilfelle 3 ser en at momentene i buen er høye i den enden av brua hvor lasta er påført, og avtar betraktelig mot motsatt ende. Dette kan vitne om en konsentrert last på buen, og derav en ustabil bue som følge av ugunstig kabelgeometri. Dette kan gi et tilfelle som i figur 4-4, som sees som svært ugunstig for konstruksjonen. Lignende tendenser kan også sees for 58, 53 og 48 graders vinkling av kablene, men i synkende grad.

Gjennomsnitt av absoluttverdiene for 48, 53, 58 og 63 graders vinkling av kablene mot buen for lasttilfelle 3 er henholdsvis 187,3 kNm, 57,0 kNm, 49 kNm og 145,0 kNm. Dette gir at 48 grader i lasttilfelle 3 har et over tre ganger så høyt gjennomsnitt sammenlignet med 53 og 58 grader. 58 grader vil ha det laveste gjennomsnittet og 53 grader det nest laveste gjennomsnittet.

Det kommer frem at tilfellet med kabler 48 grader mot buen er det med jevnest fordelte moment ved lasttilfelle 3, men til gjengjeld har høyere momenter enn samtlige andre tilfeller ved lasttilfelle 1. Dette vitner om at en for spiss vinkel mot buen virker mot sin hensikt, og fører til høyere momenter. Dette er i tråd med Per Tveits arbeid.

Lasttilfelle 1 - buen - moment				
	48	53	58	63
1	935,4	182,2	215,2	172,6
2	-111	57,1	99,7	124,3
3	-111	-41,4	43	71,1
4	-74,7	-9,1	54,1	94,2
5	-74,4	54,1	72	94,2
6	40,6	54,1	72	65,7
7	118,5	87,4	73	53,7
8	118,5	87,4	73	53,7
9	144,3	107,7	77,9	67,7
10	144,3	107,7	77,9	67,7
11	136,5	106,3	85,1	83,5
12	136,5	106,3	85,1	83,5
13	96,1	87,6	92,9	78,9
14	96,1	87,6	92,9	78,9
15	60,7	71,1	58,8	59,2
16	63,6	74,1	61,8	60,8
17	60,7	71,1	58,8	59,2
18	96,1	87,6	92,9	78,9
19	96,1	87,6	92,9	78,9
20	136,5	106,3	85,1	83,5
21	136,5	106,3	85,1	83,5
22	144,3	107,7	77,9	67,7
23	144,3	107,7	77,9	67,7
24	118,5	87,4	73	53,7
25	118,5	87,4	73	53,7
26	40,6	54,1	72	65,7
27	-74,7	54,1	72	94,2
28	-74,7	-9,1	54,1	94,2
29	-111	-41,4	43	71,1
30	-111	57,1	99,7	124,3
31	935,4	182,2	215,2	172,6

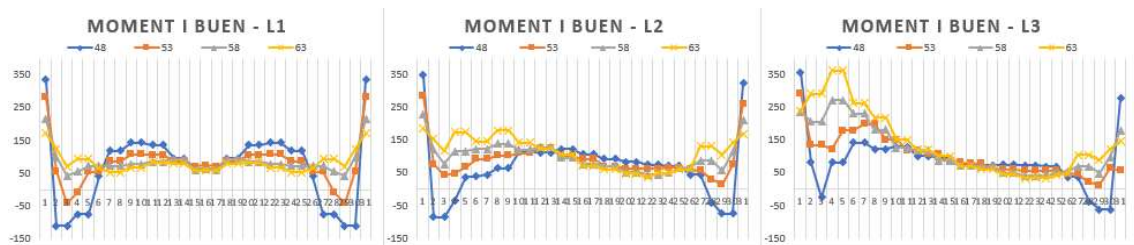
Figur 15-9: Moment i buen, L1

Lasttilfelle 2 - buen - moment				
	48	53	58	63
1	248,2	284,7	228,4	184,5
2	-85,1	76	120,5	152,3
3	-85,1	43,8	77,3	116,8
4	-35,7	48,8	116,1	174
5	37,8	67,5	116,1	174
6	39	92,5	123,3	146,3
7	44,9	92,5	123,3	146,3
8	65	102,9	139	179,6
9	65	102,9	139	179,6
10	114,1	111	120,5	142,6
11	114,1	111	120,5	142,6
12	113,1	126,2	128	125
13	113,1	126,2	128	125
14	123,6	99,5	96,9	107,5
15	123,6	99,5	96,9	107,5
16	106,5	93,5	76,2	71,9
17	106,5	93,5	76,2	71,9
18	92,9	69,1	72,3	61,5
19	92,9	69,1	72,3	61,5
20	84,6	62,6	51,4	48,3
21	84,6	62,6	51,4	48,3
22	75,3	62,2	44,8	35,7
23	75,3	62,2	45,4	50,6
24	71,9	66,3	50,7	50,6
25	71,9	66,7	63,7	60,5
26	44,9	60,2	66,7	61,7
27	44,9	57	86,9	131,6
28	-40	29,9	86,9	131,6
29	-73,8	14,8	57	105,5
30	-73,8	74,4	114,1	142
31	223,5	262,2	209,5	169,2

Figur 15-8: Moment i buen, L2

Lasttilfelle 3 - buen - moment				
	48	53	58	63
1	257,8	292,8	236,2	239,7
2	81,7	135,3	206,7	291,7
3	-23,6	135,3	206,7	291,7
4	82,8	122,6	271,6	362,7
5	82,8	180,4	271,6	362,7
6	142	180,4	231,4	263,6
7	142	198,6	231,4	263,6
8	122,2	198,6	181,5	219
9	122,2	150,7	181,5	219
10	130,3	150,7	126,4	150,6
11	130,3	120,1	126,4	150,6
12	100,9	120,1	117,1	120,7
13	100,9	109,5	117,1	120,7
14	94,9	109,5	87,8	101,1
15	94,9	82,4	87,8	101,1
16	79,2	82,4	71,3	71
17	79,2	79,4	71,3	71
18	73,7	79,4	68,3	60,2
19	73,7	64,1	68,3	60,2
20	75,5	60,5	49,7	46,7
21	75,5	60,5	49,7	46,7
22	73,3	57,8	41,5	34,1
23	73,3	57,8	41,5	36,9
24	68,9	57	44	34,4
25	68,9	57	49,8	43,5
26	38,6	48,6	54	48,1
27	38,6	47,1	69,4	105,7
28	-36,9	22,6	69,4	105,7
29	-62,1	12,5	49,1	89,7
30	-62,1	64,6	98,4	122,2
31	278	56,4	180,1	145,6

Figur 15-7: Moment i buen, L3



Figur 15-10: Moment i buen, linjediagram

15.4 Von Mises i buen

Det kommer tydelig frem av diagrammene under at det er benyttet ulike tverrsnitt langs buen. For å gi et best mulig sammenligningsgrunnlag burde det vært benyttet likt tverrsnitt hele veien. Dette ville gitt en tydeligere sammenheng mellom utnyttelsesgraden og hvordan den utviklet seg over buen.

Ved å se på utnyttelsesgraden i buen kommer virkningen av skjevfordelt last på buen tydelig frem. Tas det utgangspunkt i element 4 for tilfellet der kablene har vinkler 63 grader mot buen er differansen mellom lasttilfelle 3 og 1 på 0,066. For 48 grader er tilsvarende differanse på kun 0,006. Dette vitner om at en større andel av lasten blir konsentrert over en mindre del av buen for tilfellet der kablene er vinklet med 63 grader mot buen, sammenlignet med 48 grader.

Utnyttelsesgraden er tydelig jevnest for tilfellet der kablene er vinklet med 48 grader mot buen i alle tre lasttilfeller. Dette viser at spiss vinkling av kablene fordeler laster fra dekket godt over hele buen. På tross av dette kan 48 grader allikevel vise seg å være en for bratt vinkling av kablene

da det i lasttilfelle 1 har gitt en langt høyere utnyttelsesgrad enn hva de noe buttere vinklingene har gitt. Dersom en ser på differansen mellom maksimalverdiene for utnyttelsesgraden i lasttilfelle 1 for vinklingene 63, 58, 53 og 48 grader, fås henholdsvis differansene: 0,019; 0,021; og 0,046. Av disse kan en se en eksponentiell vekst ettersom vinklene spisses. Altså vil en for spiss vinkling av kablene gi en uhensiktsmessig stor økning i påkjenning på tverrsnittet, uten at gevinsten kan sees å være like stor. Det bør derfor finnes et best mulig kompromiss mellom økt påkjenning av tverrsnittet, og fordeling av laster i det.

Av linjediagrammene finnes element 4 å være det elementet med størst variasjoner i mellom de fire kabelgeometrienes utnyttelsesgrad i lasttilfelle 3. Differansene mellom utnyttelsesgradene for de ulike kabelgeometriene, 63, 58, 53 og 48, er i dette elementet henholdsvis: 0,024; 0,022; og 0,02. Veksten er i dette punktet lineær fra lavest for 48 grader, til høyest for 63 grader.

Med bakgrunn i at det verken er ønskelig med for høy utnyttelsesgrad på bakgrunn av for spiss vinkling av kablene, eller på bakgrunn av konsentrerte laster på buen, kan en ta utgangspunkt i at verken 48 grader eller 63 grader er ideelle vinklinger av kablene mot buen. Dette gjøres på bakgrunn av argumentasjonen over. Graden av økning ved spissere eller buttere vinkling enn 53 og 58 grader kan vitne om at det er nådd et ideelt krysningspunkt mellom grad av påkjenning av tverrsnittet, og grad av fordeling av lastene utover buen. Tas gjennomsnittene av utnyttelsesgradene for de to kabelgeometriene finner en at det for 58 grader er lavere i alle tre lasttilfeller. En ser da en reduksjon på henholdsvis 6,4, 3,8 og 0,6 prosent for lasttilfelle 1, 2 og 3. Differansen er liten ved lasttilfelle 3, men den er allikevel til fordel for tilfellet med 58 grader. Siden spissere vinkler er antatt å være bedre til å ta skjevfordelte laster, som lasttilfelle 3, kunne det vært forventet at tilfellet med 53 grader burde hatt lavere gjennomsnittlig utnyttelsesgrad enn tilfellet med 58 grader. Siden resultatene likevel viser det motsatte, vitner dette om at 53 grader er en for spiss vinkel for den valgte utformingen av brua. 58 graders vinkling av kablene mot buen sees derfor som best av de valgte kabelgeometriene, for den valgte utformingen av brua.

Lasttilfelle 1 - buen - Von Mises				
	48	53	58	63
1	0,22	0,2	0,177	0,164
2	0,163	0,145	0,153	0,157
3	0,154	0,133	0,132	0,138
4	0,155	0,134	0,141	0,149
5	0,146	0,137	0,139	0,143
6	0,149	0,146	0,146	0,141
7	0,161	0,147	0,14	0,133
8	0,347	0,311	0,292	0,275
9	0,343	0,307	0,282	0,271
10	0,373	0,328	0,298	0,283
11	0,35	0,313	0,29	0,281
12	0,38	0,334	0,306	0,294
13	0,338	0,308	0,297	0,281
14	0,365	0,329	0,313	0,293
15	0,324	0,303	0,282	0,273
16	0,35	0,324	0,298	0,285
17	0,324	0,303	0,282	0,273
18	0,365	0,329	0,313	0,293
19	0,338	0,308	0,297	0,281
20	0,38	0,334	0,306	0,294
21	0,35	0,313	0,29	0,281
22	0,373	0,328	0,298	0,283
23	0,343	0,307	0,282	0,271
24	0,347	0,311	0,292	0,275
25	0,161	0,147	0,14	0,133
26	0,149	0,146	0,146	0,141
27	0,146	0,137	0,139	0,143
28	0,155	0,134	0,141	0,149
29	0,154	0,133	0,132	0,138
30	0,163	0,145	0,153	0,157
31	0,22	0,2	0,177	0,164

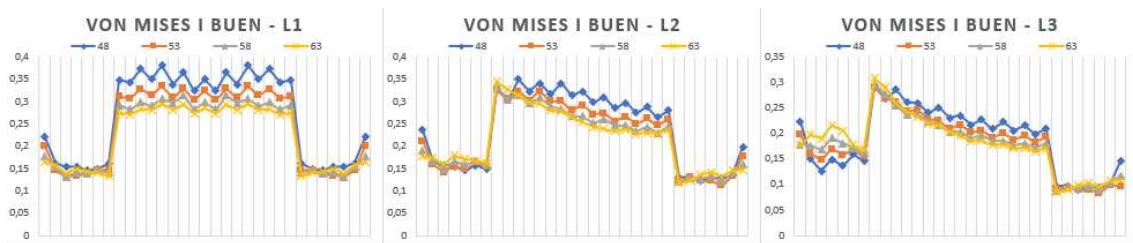
Figur 15-13: Von Mises i buen, L1

Lasttilfelle 2 - buen - Von Mises				
	48	53	58	63
1	0,236	0,211	0,191	0,177
2	0,165	0,159	0,167	0,174
3	0,157	0,142	0,149	0,158
4	0,155	0,155	0,166	0,179
5	0,145	0,148	0,158	0,171
6	0,157	0,164	0,166	0,168
7	0,148	0,154	0,158	0,161
8	0,325	0,326	0,332	0,344
9	0,303	0,305	0,304	0,327
10	0,348	0,323	0,313	0,314
11	0,323	0,302	0,295	0,298
12	0,341	0,323	0,308	0,296
13	0,316	0,301	0,289	0,28
14	0,34	0,3	0,283	0,278
15	0,314	0,28	0,267	0,264
16	0,323	0,291	0,267	0,254
17	0,298	0,271	0,252	0,242
18	0,309	0,273	0,26	0,239
19	0,285	0,255	0,246	0,234
20	0,297	0,266	0,247	0,237
21	0,275	0,249	0,234	0,227
22	0,287	0,262	0,242	0,23
23	0,265	0,246	0,23	0,227
24	0,28	0,261	0,244	0,237
25	0,13	0,124	0,12	0,117
26	0,132	0,13	0,127	0,123
27	0,122	0,122	0,126	0,135
28	0,129	0,123	0,133	0,142
29	0,128	0,112	0,12	0,131
30	0,136	0,133	0,14	0,145
31	0,198	0,176	0,159	0,147

Figur 15-12: Von Mises i buen, L2

Lasttilfelle 3 - buen - Von Mises				
	48	53	58	63
1	0,223	0,198	0,178	0,177
2	0,15	0,16	0,176	0,198
3	0,126	0,148	0,168	0,19
4	0,149	0,169	0,191	0,215
5	0,137	0,158	0,18	0,205
6	0,159	0,168	0,171	0,177
7	0,146	0,155	0,161	0,168
8	0,292	0,29	0,296	0,308
9	0,268	0,269	0,275	0,29
10	0,285	0,262	0,254	0,258
11	0,261	0,243	0,237	0,243
12	0,26	0,246	0,238	0,232
13	0,24	0,228	0,223	0,219
14	0,25	0,225	0,216	0,215
15	0,23	0,209	0,203	0,203
16	0,235	0,217	0,203	0,195
17	0,217	0,202	0,191	0,185
18	0,227	0,205	0,196	0,186
19	0,209	0,192	0,185	0,177
20	0,222	0,2	0,185	0,178
21	0,205	0,187	0,176	0,17
22	0,216	0,195	0,18	0,171
23	0,199	0,183	0,171	0,165
24	0,209	0,193	0,18	0,171
25	0,097	0,091	0,087	0,085
26	0,097	0,095	0,093	0,089
27	0,09	0,089	0,092	0,098
28	0,096	0,089	0,097	0,103
29	0,094	0,083	0,089	0,096
30	0,1	0,098	0,103	0,107
31	0,146	0,097	0,117	0,108

Figur 15-11: Von Mises i buen, L3



Figur 15-14: Von Mises i buen, linjediagram

15.5 Von Mises i spennbåndet

Utnyttelsesgraden er tydelig jevn langs hele spennbåndet, med unntak av direkte under der trafikklastens punktlaster er satt på. Virkningen av tverrbærerne ellers kan også sees i de noe mørkere feltene fordelt utover spennbåndet i figurene.

Forskjellene mellom de ulike kabelgeometriene er liten når det gjelder utnyttelsesgraden i spennbåndet. Dersom det sees på gjennomsnittene kan en derimot skimte en tendens til lavere utnyttelsesgrad ved spissere vinkel mot buen. Forskjellen mellom disse gjennomsnittene er uansett på sitt største på cirka 0,015, og det kan dermed sees som nærmest neglisjerbart.

Maksimalverdiene for utnyttelsesgrad i spennbåndet for de ulike kabelgeometriene er svært uregelmessig for de ulike lasttilfellene. For lasttilfelle 1 har tilfellet med 48 grader mot buen den høyeste utnyttelsesgraden, mens for lasttilfelle 2 og 3 har tilfellet med 63 grader mot buen det høyest utnyttede spennbåndet. Dette har trolig mest med tilfeldigheter å gjøre, ettersom plasseringen av tverrbærerne og innfestningspunktene for kablene varierer i forhold til hverandre.

For eksempel kan en tverrbærer i et tilfelle der kablene er plassert med 48 grader mot buen havne midt mellom to innfestningspunkter for kablene, mens den samme tverrbæreren ville havnet direkte under et innfestningspunkt i et annet tilfelle av kabelgeometri. I det ene av disse tilfellene vil da momentarmene mellom tverrbæreren og kablens innfestningspunkter bli på sitt maksimale, mens det for det andre tilfelle ikke vil bli noen momentarm. Dersom den samme lasten ble satt på en annen tverrbærer kunne tilfellet vært det stikk motsatte, der tverrbæreren nå lå direkte under innfestningspunktet for en kabel i tilfellet med kabler 48 grader mot buen. Det vil derfor være lite hensiktsmessig å velge bort en av kabelgeometriene på bakgrunn av maksimalverdiene resultatene her gir.

Lasttilfelle 1 - spennbånd - Von Mises				
	48	53	58	63
1	0.115	0.103	0.089	0.081
2	0.104	0.117	0.11	0.093
3	0.097	0.099	0.091	0.109
4	0.096	0.135	0.149	0.149
5	0.079	0.069	0.075	0.103
6	0.139	0.127	0.084	0.138
7	0.095	0.097	0.134	0.107
8	0.091	0.089	0.087	0.108
9	0.138	0.141	0.142	0.178
10	0.075	0.104	0.088	0.098
11	0.074	0.15	0.086	0.131
12	0.16	0.12	0.185	0.173
13	0.071	0.07	0.076	0.101
14	0.112	0.194	0.163	0.199
15	0.223	0.181	0.199	0.138
16	0.046	0.075	0.087	0.078
17	0.223	0.181	0.199	0.138
18	0.112	0.194	0.163	0.199
19	0.071	0.07	0.076	0.101
20	0.16	0.12	0.185	0.173
21	0.074	0.15	0.086	0.131
22	0.075	0.104	0.088	0.098
23	0.138	0.141	0.142	0.178
24	0.091	0.089	0.087	0.108
25	0.095	0.097	0.134	0.107
26	0.139	0.127	0.084	0.138
27	0.079	0.069	0.075	0.103
28	0.096	0.135	0.149	0.149
29	0.097	0.099	0.091	0.109
30	0.104	0.117	0.11	0.093
31	0.115	0.103	0.089	0.081

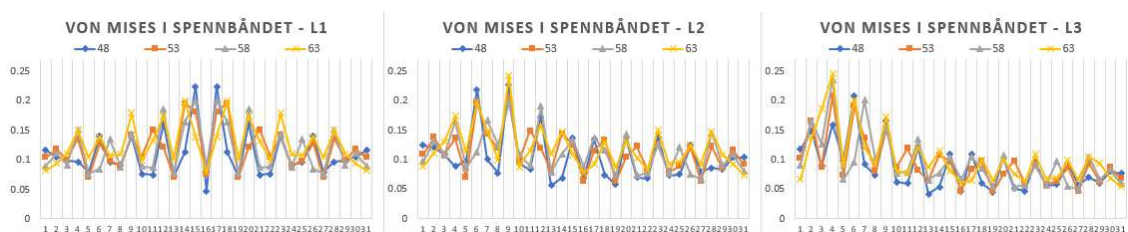
Figur 15-17: Von Mises i spennbåndet, L1

Lasttilfelle 2 - spennbånd - Von Mises				
	48	53	58	63
1	0.123	0.108	0.096	0.088
2	0.12	0.137	0.13	0.111
3	0.108	0.107	0.106	0.129
4	0.088	0.135	0.164	0.173
5	0.097	0.07	0.086	0.112
6	0.218	0.196	0.112	0.197
7	0.1	0.142	0.166	0.148
8	0.077	0.118	0.124	0.099
9	0.226	0.202	0.197	0.244
10	0.093	0.097	0.108	0.087
11	0.083	0.148	0.089	0.114
12	0.172	0.118	0.19	0.157
13	0.055	0.081	0.078	0.108
14	0.068	0.143	0.109	0.146
15	0.135	0.124	0.132	0.107
16	0.067	0.062	0.087	0.077
17	0.134	0.114	0.136	0.091
18	0.073	0.133	0.115	0.129
19	0.057	0.062	0.072	0.086
20	0.137	0.103	0.143	0.13
21	0.069	0.122	0.072	0.102
22	0.067	0.08	0.077	0.083
23	0.138	0.124	0.125	0.15
24	0.072	0.079	0.077	0.092
25	0.074	0.088	0.12	0.095
26	0.123	0.119	0.074	0.123
27	0.078	0.063	0.066	0.09
28	0.085	0.122	0.145	0.146
29	0.083	0.084	0.089	0.107
30	0.103	0.116	0.108	0.092
31	0.103	0.091	0.08	0.073

Figur 15-16: Von Mises i spennbåndet, L2

Lasttilfelle 3 - spennbånd - Von Mises				
	48	53	58	63
1	0.117	0.102	0.09	0.066
2	0.148	0.165	0.165	0.137
3	0.088	0.087	0.126	0.185
4	0.158	0.207	0.235	0.244
5	0.099	0.072	0.066	0.09
6	0.207	0.19	0.095	0.201
7	0.091	0.135	0.2	0.119
8	0.072	0.08	0.1	0.092
9	0.165	0.151	0.152	0.172
10	0.061	0.086	0.077	0.08
11	0.059	0.118	0.078	0.076
12	0.119	0.081	0.134	0.119
13	0.041	0.064	0.065	0.086
14	0.053	0.107	0.077	0.113
15	0.108	0.095	0.103	0.08
16	0.045	0.046	0.066	0.06
17	0.109	0.083	0.104	0.064
18	0.059	0.096	0.084	0.099
19	0.044	0.045	0.054	0.064
20	0.102	0.074	0.106	0.099
21	0.05	0.097	0.053	0.075
22	0.046	0.059	0.056	0.062
23	0.095	0.091	0.089	0.108
24	0.055	0.057	0.056	0.067
25	0.057	0.063	0.097	0.068
26	0.094	0.086	0.054	0.098
27	0.056	0.046	0.049	0.066
28	0.069	0.092	0.104	0.104
29	0.06	0.061	0.066	0.093
30	0.079	0.086	0.083	0.068
31	0.076	0.067	0.059	0.054

Figur 15-15: Von Mises i spennbåndet, L3



Figur 15-18: Von Mises i spennbåndet, linjediagram

15.6 Oppsummering av diskusjon

Av resultatene funnet i denne rapporten er det vist å være en tydelig sammenheng mellom vinklingen av kablene og fordelingen av krefter i buen. Det er funnet at en for spiss vinkel mot buen vil gi en lite hensiktsmessig økning i påkjenningen på buen sett i forhold til gevinstene dette gir. En for butt vinkel mot buen ble funnet å gi lavere aksialkrefter ved jevnt fordelt last, men ga større momenter i buen ved skjevfordelte laster.

Av tilfellene av kabelgeometrier det i denne oppgaven er gjort beregninger og analyser rundt kunne nettverksbuene med buttest vinkling av kablene mot buen, 68 og 73 grader, avskrives tidlig. Dette hadde bakgrunn i at det oppstod relaksasjon i noen av kablene, noe som er sterkt uønsket da dette kan gi ugunstige påkjenninger på konstruksjonen. Ved en vinkel på 63 grader mot buen ble det funnet at kablene var nær relaksasjon. Med bakgrunn i at det trolig finnes et verre lasttilfelle enn hva som ble benyttet i disse analysene, er det sannsynlig at også dette tilfellet av kabelgeometri kan gi relaksasjon i kablene. Tilfellet ga også et høyere moment i buen ved skjevfordelt last, som har potensiale for å gi en ustabil bue. 63 grader mot buen ble derfor avskrevet som ideell kabelgeometri. Den spisseste av vinklingene, 48 grader, ble funnet å gi en uhenktsmessig høy påkjenning på buen sammenlignet med de gunstige effektene som fulgte. Denne vinklingen ble derfor bestemt å være ugunstig. For de resterende kabelgeometriene, 53 og 58 grader, er det kun nyanser som skiller dem. Det kan likevel argumenteres for at en vinkel på 58 grader mot buen gir den beste balansen av oppstått aksialkraft mot redusert moment. Tilfellet er det første av de buttere vinklingene vi med større sikkerhet kan si at ikke vil få relaksasjon i kablene, og virker heller ikke å påføre buen unødige påkjenninger. En vinkling på 58 grader gir også en besparelse på 30 meter kabler i én nettverksbue, sammenlignet med 53 graders vinkling. Tas det da utgangspunkt i den totale mengden stål på Forra bru, tilsvarer dette en besparelse på ca. 0,75%.

En vinkling av kablene på 58 grader mot buen sees som den mest ideelle vinklingen av dem som er sett på i denne oppgaven. Dette er en noe buttere vinkling enn hva Per Tveit selv har konkludert med å være en ideell vinkel. Ulikheten kan ha grunn i at Forra bru, som er utgangspunktet for utformingen av bue og spennbånd som er brukt i våre analyser, er noe kortere, og har et noe større høyde-/lengdeforhold enn hva Per Tveit har gitt å være ideelt for en nettverksbuebru.

Sammenlignes en vinkling av kablene med 58 grader mot buen mot Forra bru, kommer det frem at Forra bru i de fleste tilfeller har lavere gjennomsnitt og maksimalverdi av utnyttelsesgrad. Det kan tenkes at Per Tveits metode for plassering av kablene i en nettverksbuebru ikke egner seg for brulengder under 80 meter, som er hva han selv anbefaler. Det antas likevel at forklaringen ligger

i at Forra bru er detaljprosjektert, i motsetning til våre modeller. Forskjellen mellom 58 grader og Forra bru er så liten at det kan tenkes at mindre justeringer av vinkling eller plassering i tilfellet med kabler 58 grader mot buen kunne redusert utnyttelsesgraden ytterligere.

16 Konklusjon

Det er av resultatene i dette prosjektet konkludert med at en vinkling av kablene mot buen på 58 grader gir en optimal kraftfordeling ut fra den valgte utformingen av bue og spennbånd. Vinklingen gir en god balanse mellom jevn fordeling av krefter over buen, samtidig som den ikke gir unødige påkjenninger utover dette. Dette resulterer i en lavere utnyttelsesgrad i konstruksjonen, og tverrsnittene kan reduseres. Dette gir mulighet for materialbesparelse i den allerede materialeffektive konstruksjonen nettverksbuebrua.

17 Videre arbeid

For å videre effektivisere materialbruken i nettverkbuebrua, samt gjøre den til et enda mer attraktivt valg for nye bruprosjekter, kunne det vært fordelaktig å etablere en ideell kabelgeometri for ulike brulengder. I denne oppgaven ble det sett på vinkler med utgangspunkt i utformingen av Forra bru, men det kunne vært fordelaktig å også undersøke hva som er optimalt for andre brulengder og høyde-/lengdeforhold.

Ytterligere arbeid vedrørende optimal vinkling av kablene for utformingen vi har sett å i denne oppgaven kan også gjøres. Det kunne vært sett på vinkler mellom 53 og 58 grader, hvor det i denne oppgaven var små nyanser som skilte. Dette kunne etablert et solid grunnlag for videre detaljprosjektering i det enkelte prosjekt.

Antall kunne vært interessant å se på. Det er allerede stor sannsynlighet for at kablene nærmest opplager i kabelgeometriene som er sett på i denne oppgaven må fjernes, dersom de skal være praktisk gjennomførbare. Utover dette kunne det være interessant å se på et større eller mindre antall kabler som er tettere eller mer spredt over. Tettere fordeling av kablene over buen kunne tenktes å gi mindre moment med bakgrunn i kortere momentarmer og mindre krefter i hver kabel. Det kan også tenkes at det ville vært større sannsynlighet for relaksasjon ved flere kabler.

Også torsjon kunne vært sett på ved senere arbeid. Det ble i denne oppgaven funnet å ha lite å si for konstruksjoner, men også her kan det være nyanseringer som kan gi muligheter for materialbesparelse.

Horisontale laster ble heller ikke tatt med i denne oppgaven. Prosjektgruppen antar at disse vil ha liten innvirkning på optimal vinkling av kablene, men det er allikevel mulig at det også her kan være nyanseringer som kan gi ytterligere materialbesparelse.

Samspillet mellom nettverksbuene på hver side av brudekket ble heller ikke sett på i denne oppgaven, og kunne vært av interesse ved senere arbeid.

Brudekkets innvirkning på kreftenes gang i konstruksjonen kunne vært videre undersøkt. Dekket kan ha mye å si for hvordan kreftene blir tatt opp i kablene, samt samspillet mellom buen og spennbåndet.

Det kunne vært gjort undersøkelser på om nettverkbuebrua nyter best av spennbånd i betong eller stål. Spennbånd i betong gitt stabilitet i buen, mens spennbånd i stål sørger for at konstruksjonen er lett, samtidig som byggeprosessen er effektiv.

Også hvilke profiler som blir valgt for bue og/eller spennbånd kunne vært interessant å se på. For eksempel kunne firkantede profiler vært bedre enn sirkulære, eller motsatt. I Håkkadalsbrua er det også benyttet trekantede profiler i buen.

18 Referanser

Bell, K., 2015. *Konstruksjonsmekanikk: Del II - Fasthetslære*. 1. red. Bergen: Fagbokforlaget.

Brochmann, O., 2020. *bue (arkitektur)*. [Internett]

Available at: https://snl.no/bue_-_arkitektur

[Funnet 10 April 2021].

BRR, 2009. *foto.brr.no*. [Internett]

Available at: <https://www.brr.no/cpg-galleri/displayimage.php?pid=1145>

[Funnet 17 mai 2021].

Dalen, B., 2006. *Brandangersundbrua lett og lekker nettverksbuebru*. [Internett]

Available at: <https://docplayer.me/5655301-Brandangersundbrua-lett-og-lekker-nettverksbuebru.html>

[Funnet 14 April 2021].

FN, 2021. *Ansvarlig forbruk og produksjon*. [Internett]

Available at: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal/ansvarlig-forbruk-og-produksjon>

[Funnet 12 Mai 2021].

FN, 2021. *FNs bærekraftsmål*. [Internett]

Available at: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal>

[Funnet 12 Mai 2021].

Grefstad, K. A., 2021. *Modulvogntoglaster som tillatt kjøretøy endrer ikke dimensjonerende last BK10/60* [Intervju] (24 mars 2021).

Hjelle, J., 2010. *Sjeldan bru løfta på plass*. s.l.:Bergens tidene.

Kongehuset, 2013. *Det Norske Kongehus*. [Internett]

Available at:

<https://www.kongehuset.no/tildelinger.html?tid=28028&sek=27995&person=&q=&aarstall=&type=27124&start=650>

[Funnet 10 April 2021].

Larsen, P. K., 2010. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. 3 red. s.l.:Vigmostad & Bjørke AS.

Larsen, P. K., Clausen, H. A. & Arne, A., 2003. *Stålkonstruksjoner: Profiler og formler*.

Bergen: Fagbokforlaget.

Lohne, O., 2020. *deformasjon (teknikk)*. [Internett]

Available at: https://snl.no/deformasjon_-_teknikk

[Funnet 2 Mai 2021].

Meccania, u.d. *Knekking Buckling*. [Internett]

Available at: <http://meccanica.no/fasthet/knekking.htm>

[Funnet 18 April 2021].

Meyer, W. R., 2019. *dynamisk last*. [Internett]

Available at: https://snl.no/dynamisk_last

[Funnet 5 Mai 2021].

Nikolaisen, P.-I., 2014. *TU*. [Internett]

Available at: <https://www.tu.no/artikler/putin-hyller-norsk-bruteknologi/232570>

[Funnet 10 April 2021].

Skoglund, J., 2019. *Svinesundbrua kan være nedbetalt allerede til neste år*. [Internett]
Available at: <https://www.veier24.no/artikler/svinesundbrua-kan-vaere-nedbetalt-allerede-til-neste-ar/466985>
[Funnet 12 April 2021].

Standard Norge, 2002. *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. s.l.:Standard Norge.

Standard Norge, 2003. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del2: Trafikklast på bruer*. s.l.:Standard Norge.

Standard Norge, 2005. *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger*. s.l.:Standard Online AS.

Standard Norge, 2006. *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 2: Bruer*. s.l.:Standard Norge.

Statens vegvesen, 2002. *Steinhvelvsruer*. [Internett]
Available at: <file:///C:/Users/hilhans/Downloads/HB-230-2002%20.pdf>
[Funnet 10 April 2021].

Statens vegvesen, 2014. *Bruklassifisering*, s.l.: Vegdirektoratet.

Statens vegvesen, 2015. *Bruprosjektering*. [Internett]
Available at: <https://drive.google.com/file/d/1Cg-uMibqYu7FLIUB-AG6i-ZV7Y a3T8aC/view>
[Funnet 16 Mars 2021].

Statens Vegvesen, 2019. *Om håndbøkene*. [Internett]
Available at: <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker/om-handbokene>
[Funnet 2 April 2021].

Statens vegvesen, 2019. *Veg- og gateutforming*, s.l.: Vegdirektoratet.

Statens vegvesen, 2020. *Vegkart*. [Internett]
Available at:
[https://vegkart.atlas.vegvesen.no/#kartlag:geodata/@309917,7042819,14/hva:~\(id~540\)/hvor:~\(vegssystemreferanse~\('E14~'EV14S3D1M3246\)\)/vegnett:~'geometri+~\(\)/valgt:86641116:540](https://vegkart.atlas.vegvesen.no/#kartlag:geodata/@309917,7042819,14/hva:~(id~540)/hvor:~(vegssystemreferanse~('E14~'EV14S3D1M3246))/vegnett:~'geometri+~()/valgt:86641116:540)
[Funnet 18 mai 2021].

Statens vegvesen, 2021. *Vegliste 2021: Modulvogntog: Riksveger*. [Internett]
Available at:
https://www.vegvesen.no/_attachment/2945426/binary/1393963?fast_title=Riksveg+-+vegliste+modulvgontog+-+april+2021.pdf
[Funnet 29 April 2021].

Støvneng, J. A., 2014. *Hookes lov*. [Internett]
Available at: https://snl.no/Hookes_lov
[Funnet 21 April 2021].

Tveit, P., 2012. *On Network Arches*. [Internett]
Available at:
<https://home.uia.no/pert/data/On%20Network%20Arches%20for%20Architects%20and%20planners25-10-14.pdf>

Tveit, P., 2013. *On Network Arches for Architects and Planners*. [Internett]

Available at:

<https://home.uia.no/pert/data/On%20Network%20Arches%20for%20Architects%20and%20planners25-10-14.pdf>

[Funnet 1 Mai 2021].

Tveit, P., 2014. *The Network Arch*.. [Internett]

Available at: <https://home.uia.no/pert/data/The%20Network%20Arch%2019-08-2014.pdf>

[Funnet 1 May 2021].

Yttervoll, P. O., 2018. *Blackboard*. [Internett]

Available at: <https://learn-eu-central-1-prod-fleet01-xythos.learn.cloudflare.blackboardcdn.com/5def77a38a2f7/2479288?X-Blackboard-Expiration=1621436400000&X-Blackboard-Signature=70FLL%2BtvmQYWxueBkMvIKQItsCF%2BrTrsdGnBB12Tg%3D&X-Blackboard-Client-Id=303508&response->

[Expiration=1621436400000&X-Blackboard-Signature=70FLL%2BtvmQYWxueBkMvIKQItsCF%2BrTrsdGnBB12Tg%3D&X-Blackboard-Client-Id=303508&response-](https://learn-eu-central-1-prod-fleet01-xythos.learn.cloudflare.blackboardcdn.com/5def77a38a2f7/2479288?X-Blackboard-Expiration=1621436400000&X-Blackboard-Signature=70FLL%2BtvmQYWxueBkMvIKQItsCF%2BrTrsdGnBB12Tg%3D&X-Blackboard-Client-Id=303508&response-)

[Funnet 19 mai 2021].

Aas-Jakobsen, 2010. *Aas-Jakobsen*. [Internett]

Available at: <https://www.aaj.no/referanse/brandangersundbrua/>

[Funnet 15 April 2021].

19 Vedlegg

Vedlegg A

- Vedlegg A1: Artikkel
- Vedlegg A2: Plakat A4

Vedlegg B

- Vedlegg B1: Resultater
- Vedlegg B2: Avvik i oppgaven

Vedlegg C

- Vedlegg C1: Tegning K001 av Forra bru av Johs Holt AS
- Vedlegg C2: Tegning K030 av Forra bru av Johs Holt AS
- Vedlegg C3: Tegning K031 av Forra bru av Johs Holt AS
- Vedlegg C4: Tegning K032 av Forra bru av Johs Holt AS
- Vedlegg C5: Tegning K033 av Forra bru av Johs Holt AS
- Vedlegg C6: Tegning K034 av Forra bru av Johs Holt AS
- Vedlegg C7: Tegning K035 av Forra bru av Johs Holt AS
- Vedlegg C8: Tegning K036 av Forra bru av Johs Holt AS
- Vedlegg C9: Tegning K038 av Forra bru av Johs Holt AS
- Vedlegg C10: Tegning K039 av Forra bru av Johs Holt AS
- Vedlegg C11: Sluttrapport av Forra Bru av Johs Holt AS
- Vedlegg C12: Utklipp fra beregningsrapporten til Johs Holt AS

Vedlegg D

- Vedlegg D1: Beregning av bjelkebru
- Vedlegg D2: Torsjonsberegning
- Vedlegg D3: Knekking i buen og portal
- Vedlegg D4: Eksempel på Von Mises
- Vedlegg D5: Kontroll av trafikklastmodell
- Vedlegg D6: Kontroll av modeller med bue
- Vedlegg D7: Knekking om sterk akse

Vedlegg E

- Vedlegg E1: Forra bru, lasttilfelle 1
- Vedlegg E2: Nielsen-Lohse bru, lasttilfelle 1
- Vedlegg E3: Loddrette kabler, lasttilfelle 1
- Vedlegg E4: 48 grader mot buen, lasttilfelle 1
- Vedlegg E5: 53 grader mot buen, lasttilfelle 1
- Vedlegg E6: 58 grader mot buen, lasttilfelle 1

- Vedlegg E7: 63 grader mot buen, lasttilfelle 1
- Vedlegg E8: 68 grader mot buen, lasttilfelle 1
- Vedlegg E9: 73 grader mot buen, lasttilfelle 1

Vedlegg F

- Vedlegg F1: Forra bru, lasttilfelle 2
- Vedlegg F2: Nielsen-Lohse bru, lasttilfelle 2
- Vedlegg F3: Loddrette kabler, lasttilfelle 2
- Vedlegg F4: 48 grader mot buen, lasttilfelle 2
- Vedlegg F5: 53 grader mot buen, lasttilfelle 2
- Vedlegg F6: 58 grader mot buen, lasttilfelle 2
- Vedlegg F7: 63 grader mot buen, lasttilfelle 2
- Vedlegg F8: 68 grader mot buen, lasttilfelle 2
- Vedlegg F9: 73 grader mot buen, lasttilfelle 2

Vedlegg G

- Vedlegg G1: Forra bru, lasttilfelle 3
- Vedlegg G2: Nielsen-Lohse bru, lasttilfelle 3
- Vedlegg G3: Loddrette kabler, lasttilfelle 3
- Vedlegg G4: 48 grader mot buen, lasttilfelle 3
- Vedlegg G5: 53 grader mot buen, lasttilfelle 3
- Vedlegg G6: 58 grader mot buen, lasttilfelle 3
- Vedlegg G7: 63 grader mot buen, lasttilfelle 3
- Vedlegg G8: 68 grader mot buen, lasttilfelle 3
- Vedlegg G9: 73 grader mot buen, lasttilfelle 3



Optimalisering av kablens vinkling i en nettverksbuebru

Av Hilde Hansen og Steinar Valbø

Nettverksbuebrua er en materialeffektiv brukonstruksjon. Da konseptet ble introdusert av sivilingeniør Per Tveit på 50-tallet, ble den ikke bare tatt varmt imot. I dag, er derimot materialbesparelse blitt et av de viktigste temaene i byggebransjen, noe som kan gi nettverksbuebrua ny vind i seilene.

En nettverksbuebru består av en bue, et spennbånd og kabler som spenner mellom disse. Det som skiller en nettverksbuebru fra en annen buebru er at noen av kablene krysser hverandre minst to ganger. Dette er med på å redusere momentene i buen, og å fordelen kreftene fra brudekket i større grad over buen.

Moment er ikke ønsket i en bue da det vil føre til en lite hensiktsmessig økning i utnyttelsesgraden i tverrsnittet. Ved moment vil vi få en fordeling av spenninger over tverrsnittet der spenningstoppene befinner seg mot utkanten av tverrsnittet. Kun aksialkraft vil derimot gi en jevn spenningsfordeling, og det blir mulig å utnytte

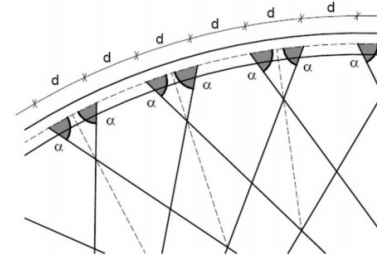
materialets flytspenning over hele tverrsnittet.

De siste årene har nettverksbuebrua fått et bedre fotfeste som en habil brukonstruksjon, og det er i dag flere bruer av denne typen å finne over hele landet. Mye av grunnen til at den velges over andre er, blant annet materialbesparelse, men også at det er en konstruksjon med høy stivhet, samtidig som den er en estetisk flott.

I prosjektet ble det sett på muligheten for å gjøre nettverksbuebrua til en enda mer materialbesparende konstruksjon ved å endre vinklingen av kablene. Tanken bak dette var at en spissere vinkling av kablene mot buen vil sørge for at mer av lasten kablene bærer fra brudekket vil bli tatt opp som aksialkraft i buen. Per Tveit fant uansett at en for spiss vinkel mellom kablene og buen kunne føre til økt moment i buen, noe som ikke er ønskelig.

Oppgaven gikk derfor ut på å finne et godt samspill mellom de før nevnte kreftene som gav en lavest mulig utnyttelsesgrad, og dermed

muligheter for materialbesparelse. Vinkelen det er sakk om er gitt som α i figuren under.



Det ble funnet at 58 graders vinkling av kablene mot buen ga den laveste utnyttelsen av tverrsnittene i nettverksbuen av kabelgeometrien som ble sett på. Dette ga allikevel en høyere utnyttelsesgrad enn kabelgeometrien i Forra bru ga, som vi hadde tatt utgangspunkt i.

Bakgrunnen for at oppgavens beste tilfelle ga høyere utnyttelsesgrad enn Forra bru antas å ha bakgrunn i at Forra bru er detaljprosjektert, og optimalisert for sin lengde. Dersom mer arbeid blir lagt ned i å finne den eksakte vinkelen i området rundt 58 grader, vil dette trolig bli et godt utgangspunkt for prosjektering av fremtidige nettverksbuebruer.

Optimalisering av kablens vinkling i en nettverksbuebru *Optimization of Cable Angles in a Network Arch Bridge*

Prosjektnr 2021-08:
Intern veileder:

Hilde Hansen, Steinar Valbø
Jomar Tørset



STIKKORD:

- Nettverksbuebru
- Kabelvinkling
- Stål
- Forra bru
- Materialbesparelse
- Trafikklast
- Fordeling av krefter

ANALYSER:

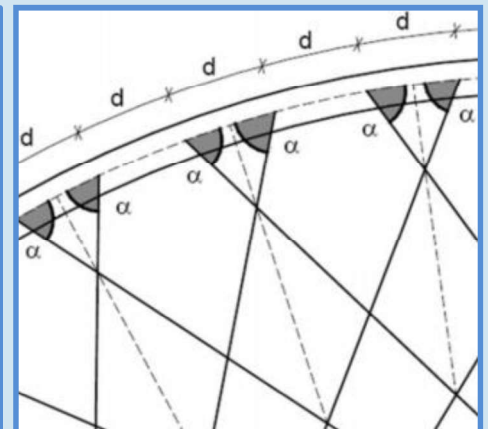
- SAP2000
- Mathcad
- Bevis av konsept
- Vinkling av kabler
 - o $\alpha = 48, 53, 58, 63, 68, 73$

RESULTATER:

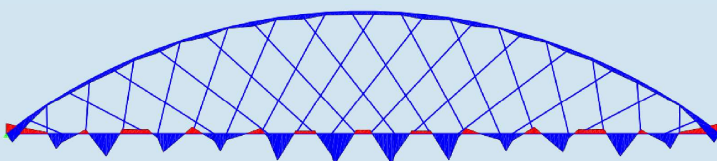
- Vinklet 58 grader mot buen
 - o Optimal kraftfordeling
 - o Ingen unødige påkjenninger
 - o Lav utnyttelsesgrad
 - o Redusere tverrsnittet
 - Materialbesparelse

OPPGAVEN:

Oppgaven omhandler å finne den optimale vinklingen av kablene i en nettverksbuebru. Kablens vinkling mot buen, som i figuren til høyre, ga lavest utnyttelse av tverrsnittet ved 58 grader. Med minimalt moment og lav utnyttelse av tverrsnittet kan man se videre på materialbesparelse ved å redusere tverrsnittet i buen.



NETTVERKSBUERU, $\alpha = 58^\circ$



LODDRETTE KABLER

