



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering:

Konstruksjoner og materialer /
byggkonstruksjoner

Vårsemesteret, 2012

Åpen

Forfatter:

Birgitte Gran

.....
(signatur forfatter)

Fagansvarlig:

Jasna Bogunovic Jakobsen

Veileder:

Jasna Bogunovic Jakobsen

Tittel på masteroppgaven:

Konstruksjonsanalyse av en hengebro

Engelsk tittel:

Structural analysis of a suspension bridge

Studiepoeng: 30

Emneord:

Hengebro
Lysefjordbroa
Abaqus
Vindlaster
Kabelbrudd
Statisk analyse
Dynamisk analyse

Sidetall: 78

+ *vedlegg:* 126

Stavanger, 15.06.2012

MASTEROPPGAVE

Konstruksjoner og materialer - byggkonstruksjoner

Konstruksjonsanalyse av en hengebro



BIRGITTE GRAN

VÅREN 2012

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Side III
---------------	-------------------------------------	----------

SAMMENDRAG

Denne rapporten omhandler en konstruksjonsanalyse av Lysefjordbroa i Rogaland. Broa er en hengebro med et hovedspenn på 446 meter. Den ble åpnet i desember 1997 og det er siden den gang per 20. oktober 2010 observert 1403 brudd i kablene som følge av dårlig produksjonskvalitet.

Oppgaven går ut på:

- Å undersøke om det er en sammenheng mellom bruddene og ulike værforhold.
- Å gjøre en fordypning i vindlaster og broas oppførsel på grunn av vind.
- Utføre analyser av broa i elementmetodeprogrammet Abaqus.

For å kunne utføre dette er det hentet ut værdata fra lokale værstasjoner ved bruddtidspunktene. Det er også gjort erfaringer med en tidligere laget modell i Abaqus for å kunne utføre analysene. En sammenligning av disse resultatene og resultater fra en tilsvarende modell i programmet Alvsat er gjort og formler er beregnet for å kontrollere disse.

Oppgaven konkluderes med:

- At lave temperaturer og vibrasjoner grunnet regn kombinert med vind trigger kabelbrudd.
- At ved økende kraftpåføring på broas hovedkomponenter vil forskyvningen være ikke-lineær, da den effektive stivheten øker og forskyvningen avtar.
- At brobjelken ved håndberegnete vertikale svingeformer er stivere ved opplagrene enn ved svingeformene beregnet av programmene Abaqus og Alvsat.
- At torsjonsstivhet gir et betydelig bidrag til egenfrekvensene og svingeformene.

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Side IV
---------------	-------------------------------------	---------

FORORD

Dette er en avsluttende oppgave på et masterstudie ved Universitetet i Stavanger innen byggkonstruksjoner. Oppgaven er utført våren 2012 og omhandler konstruksjonsanalyse av en hengebro, nærmere bestemt Lysefjordbroa i Rogaland. Siden broas åpning i 1997 er det oppdaget flere bruddtilfeller på broas hovedkabler. En fordypning av vindlaster og vindens påvirkning på hengebroer er gjort. Utgangspunktet for analysene er en elementmodell av broa i Abaqus. De dynamiske analysene ble sammenlignet med frekvenser og svingeformer fra håndberegninger og en tilsvarende bromodell i Alvsat.

Det har vært både spennende og utfordrende å arbeide med denne oppgaven. Jeg har lært en hel del om hengebroers oppbygging og oppførsel, og satt meg godt inn i Linux-systemet og elementprogrammet Abaqus, samt programmene Matlab og Mathcad.

Jeg vil gjerne takke min veileder ved Universitetet i Stavanger, Jasna Bogunovic Jakobsen, for hjelp og veiledning, samt mine medstudenter, Jan Tveiten, for gode råd og hjelp med bromodellen i Abaqus, og Gunnar Gudmundsen for hjelp med Matlab.

Jeg vil også få takke min familie og mine venner for all støtte gjennom mastergraden og for korrekturlesing av denne oppgaven, og mine medstudenter for fine og minnerike opplevelser i studietiden.

Stavanger, 15.06.2012

Birgitte Gran

INNHALDSFORTEGNELSE

SAMMENDRAG	III
FORORD	IV
INNHALDSFORTEGNELSE	V
FIGURLISTE	VII
TABELLISTE	X
FORKORTELSER OG DEFINISJONER	XI
1. INTRODUKSJON	1
1.1 FORMÅLET MED OPPGAVEN.....	1
1.2 OPPGAVEOVERSIKT	1
2. HENGEBROER	2
2.1 GENERELT	2
2.2 BROBJELKE	4
2.3 HOVEDKABLER	6
2.4 HENGEKABLER	9
2.5 ANKERFESTER.....	10
2.6 TÅRN	11
3. KABELBRUDD	12
3.1 GENERELT	12
3.2 TRÅDBRUDD	12
3.3 HOVEDÅRSAKEN.....	12
3.4 FUNN FRA VISUELLE INSPEKSJONER.....	14
3.5 FUNN FRA ADVITAMS AKUSTISKE MÅLERE	15
3.6 MULIGE PÅVIRKENDE ÅRSAKER.....	18
4. VINDLASTER	26
4.1 GENERELT	26
4.2 AERODYNAMISK RESPONS.....	26
4.3 STATISK VINDLAST	28
4.4 DYNAMISK VINDLAST.....	30
4.5 INSTABILITETSFENOMEN.....	37
5. STATISK ANALYSE	40
5.1 GENERELT	40
5.2 ABAQUS	40
5.3 BROMODELLEN.....	41
5.4 PÅSATTE VINDLASTER	41
6. DYNAMISK ANALYSE	43
6.1 GENERELT	43
6.2 EGENFREKVENSER FOR LYSEFJORDBROA	44
7. ANALYSERESULTATER OG DISKUSJON	50
7.1 GENERELT	50
7.2 RESULTATER FRA STATISK ANALYSE	50
7.3 RESULTATER FRA DYNAMISK ANALYSE.....	54
8. KONKLUSJON	67
REFERANSER	68

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Side VI
---------------	-------------------------------------	---------

VEDLEGG A – BEREGNINGER AV EGENFREKVENSER OG -SVINGEFORMER

VEDLEGG B – ANALYSERESULTATER

VEDLEGG C – INPUT-FILER

VEDLEGG D - TEGNINGER

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Side VII
---------------	-------------------------------------	----------

FIGURLISTE

Figur 2-1: Verdens lengste hengebro; Akashi Kaikyo-broen i Japan med et hovedspenn på 1991 m. Åpnet i 1998. (4).....	2
Figur 2-2: Verdens lengste skråstagsbro; Sutong bro i Kina med et hovedspenn på 1088 m. Åpnet i 2008. (5)(6)	2
Figur 2-3: Hengebroens hovedkomponenter.	3
Figur 2-4: Brobjelkens tverrsnitt på Lysefjordbroa.	4
Figur 2-5: Opplagerbetingelser for en typisk hengebro med tre spenn (7).	5
Figur 2-6: Bildene over viser opplagrene i nord-enden, altså på Oanes-siden. Her er brobjelken fri i lengderetningen. (Gran, 2012)	5
Figur 2-7: Bildet viser opplagrene i sør-enden, altså på Forsand-siden. (Gran, 2012).....	6
Figur 2-8: Hovedkablene i hovedspennet ligger parallelt i ett lag med seks kabler. (Gran, 2012)	7
Figur 2-9: Hovedkablene i sidespennene spredt i to lag med tre kabler i hvert. Sett mot ankerfestene på Forsand-siden (sørsiden). (Gran, 2012)	7
Figur 2-10: Tverrsnitt av hovedkabelen på Lysefjordbroa. (9)	8
Figur 2-11: En av hengekablene på Lysefjordbroa. (Gran, 2012)	9
Figur 2-12: Bildene viser hvordan hengekablene er festet til henholdsvis hovedkablene (venstre) og brobjelken (høyre) på Lysefjordbroa. (Gran, 2012)	9
Figur 2-13: Ankerfestene på Forsand-siden. (Gran, 2012)	10
Figur 2-14: Spredekammere på Hardangerbroa (Gran, 2011).	10
Figur 2-15: En tårnsadel à 13 tonn stål heises opp på tårnene på Hardangerbroa. (12).....	11
Figur 2-16: Tårnene trekkes tilbake (0,5 m for Hardangerbroa) før påføring av vekta fra brobjelken og slakkes underveis i montasjen inntil tårnene vil få sin naturlige vertikale posisjon. (11)	11
Figur 3-1: Skissen illustrerer de mange overflatefeilene funnet langs den ene Z-trådprøvens kant. (14)	13
Figur 3-2: Diagrammet viser bruddantallet fra de visuelle inspeksjonene per år i tillegg til en gjennomsnittslinje.....	14
Figur 3-3: Diagrammet viser hvor mange brudd som er blitt registrert fra visuell inspeksjon i hver av de 12 kablene.	15
Figur 3-4: 1 sensor per kabel ved hvert anker, til sammen 24 stk. (16)	15
Figur 3-5: 1 sensor per kabel ved tårnene på sidespenn-siden, til sammen 24 stk. (16).....	16

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Side VIII
---------------	-------------------------------------	-----------

Figur 3-6: 6 sensorer fordelt i hovedspennet på klemjernet til hengerne, til sammen 12 stk. (16)	16
Figur 3-7: Antall brudd per kabel som er blitt registrert av Advitams akustiske målere, hvor HS er hovedspennet. Gjelder perioden fra 1. oktober 2009 til 31. mars 2012.....	17
Figur 3-8: Diagrammet viser i hvilket spenn i begge kabelplanene bruddene har oppstått. .	17
Figur 3-9: Kartet viser beliggenheten til de to værstasjonene i forhold til Lysefjordbroa.(5)	18
Figur 3-10: Bruddantallet for hver måned SoundPrint har vært i bruk.	19
Figur 3-11: Diagrammet viser ved hvilke temperaturer bruddene (129 stk) har inntruffet. .	19
Figur 3-12: Diagrammet viser antallet trådbrudd som er oppstått ved forskjellige vindhastigheter.	20
Figur 3-13: Tegningen viser himmelretningene og broas aksedefinisjoner.	21
Figur 3-14: Figuren viser vindretningen ved bruddtidspunktene.	21
Figur 3-15: Rayleigh sannsynlighetstetthetsfunksjon.	22
Figur 3-16: Weibull sannsynlighetstetthetsfunksjon for $\bar{U}=7,5$ m/s.	24
Figur 3-17: Antall brudd som har oppstått ved regn og opphold i de ulike kabelspennene. .	25
Figur 4-1: Illustrasjon av en effektiv vindkraftkomponent. (24).....	27
Figur 4-2: Illustrasjon av negativ helning på løftkurve med hensyn på vindens angrepsvinkel. (24)	27
Figur 4-3: Vindkreftene på brobjelken satt i positive retninger, i tillegg til vindens innfallsvinkel, α	28
Figur 4-4: Vindprofil; illustrerer den gjennomsnittlige hastigheten som øker med høyden, og turbulenskomponenten som stadig varierer mellom positive og negative verdier. (26)	30
Figur 4-5: Dimensjonsløs spektral tetthetsfunksjon $S_L(f_L)$ med hensyn på frekvensen, f_L . (23)	32
Figur 4-6: Virvelavløsning rundt en brobjelke. (22)	33
Figur 4-7: Virvelavløsning rundt en sylinder. (27)	33
Figur 4-8: Illustrasjon av "lock-in"-fenomenet. (26)	34
Figur 4-9: Variasjon av aerodynamisk demping med USt/feD . De positive verdiene representerer en negativ aerodynamisk demping. Kurvene er testresultater i jevn vind med forskjellige Reynolds tall.(26)	35
Figur 4-10: Torsjonssvingninger av Tacoma Narrows Bridge like før sammenbrudd. (30) ...	38
Figur 5-1: Bromodellen med tilhørende aksedefinisjoner.	41
Figur 7-1: Brobjelkens horisontale forskyvning pga dragkraft fra vind.....	50

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Side IX
----------------------	--	----------------

Figur 7-2: Brobjelkens vertikale forskyvning pga dragkraft fra vind.	50
Figur 7-3: Brobjelkens stivhet ved økende dragkraft.	51
Figur 7-4: Illustrasjon av en typisk pendel utsatt for en kraft, F.	52
Figur 7-5: Hovedkablernes horisontale forskyvning pga dragkraft fra vind.	52
Figur 7-6: Hovedkablernes vertikale forskyvning pga dragkraft fra vind.	53
Figur 7-7: 1., 2. og 3. vertikale svingeform for asymmetriske svingninger.	55
Figur 7-8: VA1 og VA2 fra håndberegningene.	55
Figur 7-9: De tre første symmetriske vertikale svingeformene fra Abaqus og Alvsat for Lysefjordbro-modellen.	57
Figur 7-10: VS1 og VS2 fra håndberegningene.	57
Figur 7-11: De tre første torsjonssvingningene for symmetriske svingninger på Lysefjordbroa.	59
Figur 7-12: Første torsjonssvingning beregnet fra Bleich.	59
Figur 7-13: Første torsjonssvingning beregnet fra Steinman.	60
Figur 7-14: 1., 2. og 3. svingeform for asymmetrisk torsjonssvingning.	61
Figur 7-15: TA1 og TA2 fra Bleich og Steinman.	61
Figur 7-16: 1., 2. og 3. horisontale asymmetriske svingeform.	63
Figur 7-17: De horisontale svingeformene for symmetrisk svingning.	65

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Side X
---------------	-------------------------------------	--------

TABELLISTE

Tabell 3-1: Tallverdiene for form-, skaleringsfaktoren og standardavviket ved $\bar{U}=7,5$ m/s. .	23
Tabell 4-1: Kraftfaktorer for Lysefjordbroa.(25)	29
Tabell 4-2: Frekvenser og perioder tatt ut fra bromodellen i Abaqus for de ulike svingeformene. (Vedlegg C)	36
Tabell 4-3: Beregnet kritisk vindhastighet for samtlige svingeformer.	36
Tabell 7-1: En sammenligning av egenfrekvensene/-periodene til de vertikale asymmetriske svingningene.	54
Tabell 7-2: En sammenligning av egenfrekvensene/-periodene til de vertikale symmetriske svingningene.	56
Tabell 7-3: En sammenligning av egenfrekvensene/-periodene til de symmetriske torsjonssvingningene.	58
Tabell 7-4: En sammenligning av egenfrekvensene/-periodene til de asymmetriske torsjonssvingningene.	60
Tabell 7-5: En sammenligning av egenfrekvensene/-periodene til de horisontale asymmetriske svingningene.....	62
Tabell 7-6: En sammenligning av egenfrekvensene/-periodene til de horisontale symmetriske svingningene.	64

FORKORTELSER OG DEFINISJONER

Forkortelse	Definisjon
HA1, HA2, HA3	1., 2. og 3. horisontale asymmetriske svingeform
HS	Hovedspenn
HS1, HS2, HS3	1., 2. og 3. horisontale symmetriske svingeform
LWS	Lysefjord Weather Station
ST	Spektraltetthet
TA1, TA2, TA3	1., 2. og 3. asymmetriske torsjonssvingeform
TS1, TS2, TS3	1., 2. og 3. symmetriske torsjonssvingeform
VA1, VA2, VA3	1., 2. og 3. vertikale asymmetriske svingeform
VS1, VS2, VS3	1., 2. og 3. vertikale symmetriske svingeform
WU	Weather Underground
(..)	Kildehenvisning

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Side 1 av 69
---------------	-------------------------------------	--------------

1. INTRODUKSJON

Denne oppgaven skal ta for seg en konstruksjonsanalyse av en hengebro. Hengebroa det er tatt utgangspunkt i og som det gjennom hele oppgaven refereres til, er Lysefjordbroa som er lokalisert i Forsand kommune. Broa krysser den verdenskjente Lysefjorden på riksvei 13 mellom Oanes i nord og Forsand i sør. Den har et hovedspenn på 446 m og sidespenn på henholdsvis 34,5 m og 156,5 m, som vil utgjøre en totallengde på 637 m. Helt siden åpningen av broa, 18. desember 1997, er det registrert en rekke trådbrudd i broas hovedkabler. Antallet registrerte brudd er mye høyere enn det som registreres på andre broer. Dette er bekymringsverdig da kapasiteten svekkes og levetida reduseres.

1.1 FORMÅLET MED OPPGAVEN

Formålet med oppgaven er å få et generelt innblikk i hengebroers oppbygging og virkemåte. Virkemåten skal studeres gjennom fordypning av vindlaster på hengebroer og analyser, både en statisk vindanalyse og en dynamisk egen-analyse. Det skal også fremstilles og drøftes i hvilken grad ytre faktorer påvirker en produksjonsfeil på kablene.

Programvaren Abaqus og en tidligere laget bromodell skal benyttes til å utføre de statiske og dynamiske analysene. Formålet vil derfor også være å få erfaring med elementmetodeanalyser, slik som oppbygging av modellen, analyser og tolkning av resultater.

1.2 OPPGAVEOVERSIKT

Oppgaven er strukturert på følgende måte; den begynner med en introduserende del hvor bakgrunnen og generell fakta om Lysefjordbroa blir presentert. I denne delen blir også formålet med oppgaven definert, og en oversikt over oppgavens oppbygging og innhold blir presentert. Videre følger et kapittel om hengebroer generelt, hvordan de er bygd opp, hvordan lastbæringen virker og hvordan kraftoverføringen fungerer. Lysefjordbroas oppbygging blir også forklart. Deretter vil kabelbruddene og årsakene til dem bli belyst, og mulige påvirkninger fra vær og vind blir drøftet. Det er så gjort en fordypning av vindlaster, både statiske og dynamiske, og vindlasters virkning på hengebroer. Dermed er det utført en statisk analyse av Lysefjordbroa på grunn av forestilte statiske vindlaster. Videre er det også utført en dynamisk egen-analyse av bromodellen i Abaqus. Dynamiske egenskaper som egenfrekvenser og -svingeformer er så sammenlignet med en tilsvarende bromodell i Alvsat og forenklede formler fra Steinman og Bleich. Til slutt blir analyseresultatene diskutert og konklusjoner blir trukket.

Hvert kapittel åpner med en generell del om hva kapittelet handler om.

2. HENGEBROER

2.1 GENERELT

Hengebroer er den ene av to typer kabelbroer som finnes. Den andre typen er skråstagsbroer. Figur 2-1 viser verdens lengste hengebro, mens Figur 2-2 viser verdens lengste skråstagsbro, det vil si de to typene med lengst hengende spenn. Kabelbroer er broer hvor alt av laster som broa utsettes for er båret av fleksible kabler. Av alle brotyper er hengebroer den typen som tillater lengst spenn (1). Lysefjordbroa er av typen hengebro, og i Norge i dag finnes det rundt 200 stk av denne typen (2). Den lengste av dem, som også blir verdens 8. lengste, er Hardangerbroa som blir åpnet i juni 2013 (3). Denne vil ha et hovedspenn på 1310 m, mens Lysefjordbroa har et hovedspenn på 446 m.



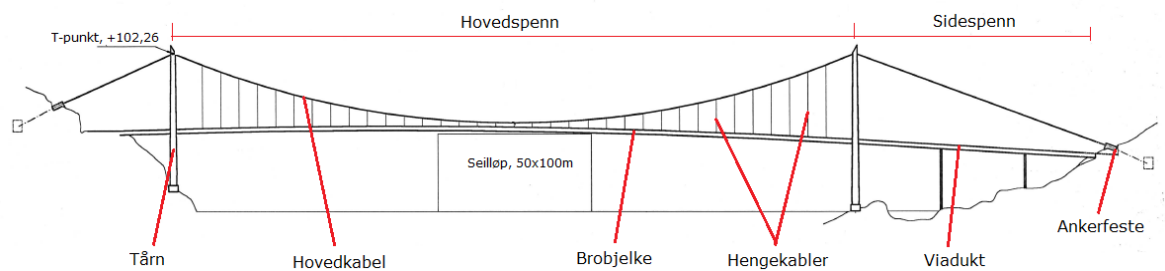
Figur 2-1: Verdens lengste hengebro; Akashi Kaikyo-broen i Japan med et hovedspenn på 1991 m. Åpnet i 1998. (4)



Figur 2-2: Verdens lengste skråstagsbro; Sutong bro i Kina med et hovedspenn på 1088 m. Åpnet i 2008. (5)(6)

Hengebroer kan deles inn i fem hovedkomponenter som vist i Figur 2-3. Disse blir beskrevet i de følgende kapitlene til sammenligning med Lysefjordbroas komponenter.

- Brobjelke
- Hovedkabel
- Hengekabler
- Ankerfester
- Tårn



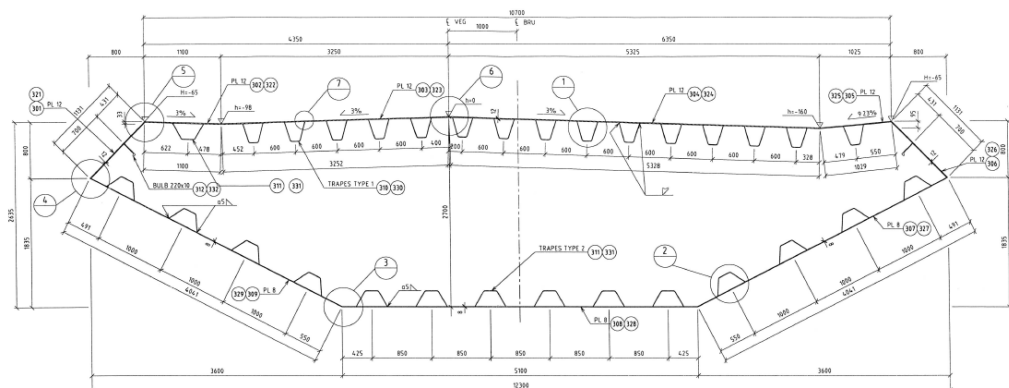
Figur 2-3: Hengebroens hovedkomponenter.

2.2 BROBJELKE

Brobjelken, også kalt avstivningsbjelken, er en lukket stålkasse som er sveist sammen av mange seksjoner. Denne bjelken som befinner seg i hovedspennet er den komponenten som blir holdt oppe av kabelsystemet. Sidespennene, som er de to spennene som går fra tårnene til fast land, kalles for viadukter og er i Norge oftest laget av betong og støttet opp av søyler på undersiden. Brobjelken er den komponenten som er utsatt for mesteparten av de ytre belastningene. Grunnen til dette er at all trafikklasten påføres direkte på dekket, og både egenvekten og vindarealet er større for brobjelken enn for kablene.

I hengebroer med vertikale hengekabler vil lasten fra avstivningsbjelken bli overført til hovedkablene uten å fremkalle aksialkrefter. Dette er i motsetning til skråstagsbroer, hvor avstivningsbjelken må overføre de horisontale kabelkomponentene med aksialt trykk eller strekk. Når det gjelder å overføre vertikale krefter, må brobjelken bære belastningen lokalt mellom hengekablene, bistå kabelsystemet i å bære lasten globalt og fordele konsentrerte krefter. Overføringen av sideveiskrefter fra vind på brobjelken og kabelsystemet medfører bøyning om den vertikale akse, z-aksen. Bjelkens torsjonsstivhet kommer an på hvordan kablene støtter bjelken. Når det gjelder Lysefjordbroa finnes det på denne to kabelplan, en på hver kant av bjelken, som bidrar vesentlig til torsjonsstivheten av bjelken. Det fører også til jevn fordeling av krefter mellom kabelplanene (7).

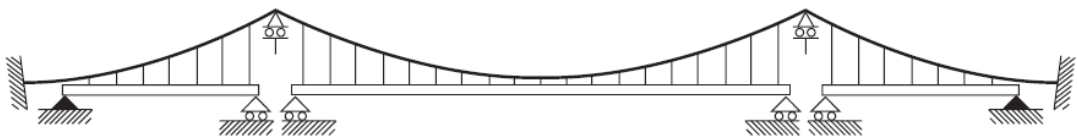
Bjelketverrsnittets utforming bestemmer ikke bare sin medvirkning i det totale brosystemet, men påvirker også størrelsen av den vertikale egenvekten og vindkreftene fra siden. Tverrsnittet har dermed en stor betydning med tanke på å oppnå aerodynamisk stabilitet (7). Aerodynamisk stabilitet er den egenskapen broa har for å kunne opprettholde sin tilstand, det vil si å motstå forskyvninger. Dersom den allerede er blitt forskjøvet vil det være evnen til å utvikle aerodynamiske krefter og momenter for å kunne gjenopprette sin opprinnelige tilstand(8). Lysefjordbroas tverrsnitt er illustrert i Figur 2-4. Dimensjonene av den, det vil si bredden og høyden, er henholdsvis 12,3 m og 2,76 m. For detaljert målsetting, se vedlegg D.



Figur 2-4: Brobjelkens tverrsnitt på Lysefjordbroa.

2.2.1 Opplagerbetingelser

Opplagerbetingelsene til brobjelken har en innvirkning på samspillet mellom brobjelken, kabelsystemet og tårnene ved overføring av vertikale og horisontale krefter. I en hengebro med tre spenn vil avstivningsbjelken oftest være tre individuelle bjelker som er fritt opplagt ved tårnene. Opplageret ved ankerfestene vil være fastholdt, slik at all bevegelse i lengderetningen vil skje i leddene ved tårnene, se Figur 2-5 for illustrasjon. Under temperaturendring er disse opplagerbetingelsene svært gunstige for deformasjonene, da den største forskyvningen av brobjelken vil oppstå der hengerne er lengst, som gjør at hellingen av hengekablene blir minst mulig (7).



Figur 2-5: Opplagerbetingelser for en typisk hengebro med tre spenn (7).

Opplagerbetingelsene på Lysefjordbroa som har kun ett hengende spenn er slik at begge endene av brobjelken er fastholdt sideveis og mot torsjon, mens kun enden i sør er fastholdt i lengderetningen (2). Grunnen til at brobjelken er fri i nord-enden er temperaturendringene som nevnt over. Nedenfor følger bilder (Figur 2-6 og Figur 2-7) av opplagrene i henholdsvis nord- og sør-enden av brobjelken, tatt ved besøk av broa i mars 2012. Se også vedlegg D for detaljerte tegninger av opplagrene.



Figur 2-6: Bildene over viser opplagrene i nord-enden, altså på Oanes-siden. Her er brobjelken fri i lengderetningen. (Gran, 2012)



Figur 2-7: Bildet viser opplagrene i sør-enden, altså på Forsand-siden. (Gran, 2012)

2.3 HOVEDKABLER

Brobjelken bæres av hovedkablene med hjelp fra hengekablene. Disse kablene er fleksible og tåler store strekkrefter. Hovedkablene strekker seg fra det ene ankerfestet, over tårnene, for så å bli festet i motsatt ankerfeste. Over tårnene passerer kablene en sadel som overfører lasten fra kablene til tårnene og som gjør at kablene kan gli ettersom hvilken side av tårnene lastene blir påført (7). Fra hovedkablene er det hengekabler som er koblet til brobjelken og som fører lastene fra den hengende brobjelken til hovedkablene. Hengekabler blir nærmere beskrevet i kapittel 2.4.

Kablenes gode strekkevne gjør at broa er sterk under vanlige trafikklaste, men sårbar når det kommer til vindlaste (1).

Lysefjordbroa består av 12 hovedkabler, 6 i hvert kabelplan. I hovedspennet ligger de parallelt, som i Figur 2-8, mens i sidespennene, fra tårnet til ankerfestet, sprer de seg til 2 lag med tre kabler (Figur 2-9).

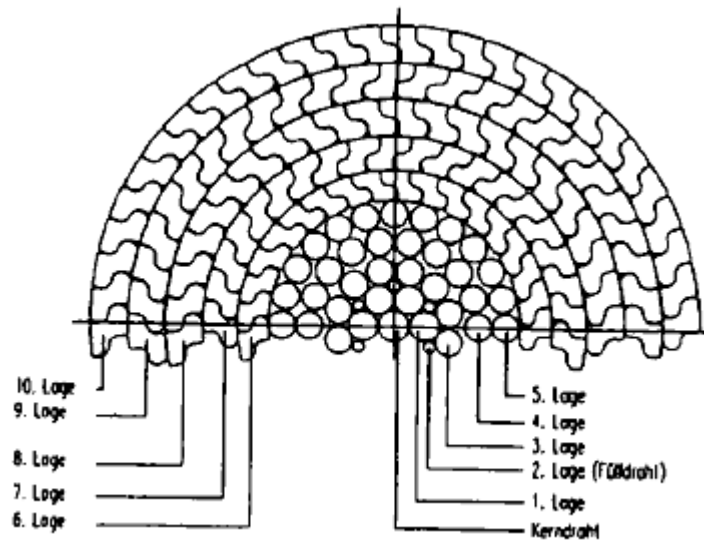


Figur 2-8: Hovedkablene i hovedspennet ligger parallelt i ett lag med seks kabler. (Gran, 2012)



Figur 2-9: Hovedkablene i sidespennene spredt i to lag med tre kabler i hvert. Sett mot ankerfestene på Forsand-siden (sørsiden). (Gran, 2012)

Bærekablene er av typen spiralslåtte lukkede kabler. Innenfra er disse oppbygd med en kjernetråd, som blir påspunnet 6 runde tråder. Slik fortsetter det i 10 lag, hvor de 5 ytterste lagene er Z-tråder som låses sammen. Tverrsnittet av kablene vises i Figur 2-10. Produksjonen av kablene beskrives i kapittel 2.3.1.



Figur 2-10: Tverrsnitt av hovedkabelen på Lysefjordbroa. (9)

Videre følger noen tekniske data for hovedkablene på Lysefjordbroa (10):

- Diameteren er 97 mm.
- Ståltverrsnittet er 6650 mm².
- Lengden er 713 m uten påført egenvekt fra brobjelke. Med egenvekten er lengden 720 m.
- Antall tråder per kabel er 279 stk.
- Vekten er 55,9 kg/m.
- Bruddfastheten til hovedkablene er 1570 MPa.
- Forlangt bruddlast er 9900 kN.
- Minste virkelige bruddlast som er garantert av produsenten er 9918 kN.

2.3.1 Produksjon av spiralslåtte lukkede kabler

Produksjonsprosessen av hovedkablene på Lysefjordbroa skjer på følgende måte:

Utgangspunktet for trådene er en stålblock av meget godt stål fra en "smelte". Denne gjennomgår så en valseprosess i flere trinn og ender til slutt opp som en stang med en diameter på rundt 10 mm. Stangen blir enten valset videre, trukket gjennom en dyse, eller en kombinasjon av disse, til riktig form og dimensjon. Sluttproduktet kan være en rund tråd med diameter fra 1 - 5 mm, eller en Z-formet tråd med høyde 4 - 6 mm. Ulike herdeprosesser kan også inngå i bearbeidingen, slik som oppvarming og bråkjøling. Trådene blir dermed varmgalvanisert, som vil innebære å rense trådene i ulike kjemiske bad, og påføre sink. Dette forebygger korrosjon av stålet. Deretter spoles trådene opp på sneller som monteres inn i en stor spinnemaskin, for så å spinnes på følgende måte: En Ø4,75 mm kjernetråd trekkes gjennom maskinen. Utenpå denne spinnes 6 Ø4,75 mm tråder som mates fra 6 sneller montert i en ramme som roterer rundt kjernetråden. Kabelen trekkes så

tilbake og de neste lagene blir spunnet på samme måte, men med flere og flere sneller. Det siste og 11. laget består av 6 mm Z-tråder som mates fra 54 sneller. Kabelen, som er produsert med en større lengde enn det som er nødvendig, blir så kuttet i riktig lengde som måles nøyaktig under et bestemt strekk, og påmonteres kabelhoder i hver ende. Produksjonslengden for Lysefjordbroa var på 1454 m, som er omtrent det dobbelte av kabellengden (10).

2.4 HENGEKABLER

Hengekablene er de komponentene som forbinder brobjelken og hovedkablene. Disse tar opp en mengde strekkspenninger og kan bevege seg i broas lengderetning. Avstanden mellom hengekablene på Lysefjordbroa er 10,25 m. Figur 2-11 og Figur 2-12 viser en hengekabel på Lysefjordbroa og dens feste til brobjelken og hovedkablene.



Figur 2-11: En av hengekablene på Lysefjordbroa. (Gran, 2012)



Figur 2-12: Bildene viser hvordan hengekablene er festet til henholdsvis hovedkablene (venstre) og brobjelken (høyre) på Lysefjordbroa. (Gran, 2012)

2.5 ANKERFESTER

Endene av hovedkablene forankres i ankerfestene. Et ankerfeste består av et spredkammer og et forankringskammer. Kablene på Lysefjordbroa festes i spredkammeret i 2 lag med 3 kabler, for så å spres ytterlige mot forankringskammeret, hvor de blir fastholdt. På hver side av fjorden er det to spredkammer og ett forankringskammer (11). I Figur 2-13 vises ankerfestene på Forsand-siden, mens i Figur 2-14 vises spredkammere for kablene på Hardangerbroa.



Figur 2-13: Ankerfestene på Forsand-siden. (Gran, 2012)



Figur 2-14: Spredkammere på Hardangerbroa (Gran, 2011).

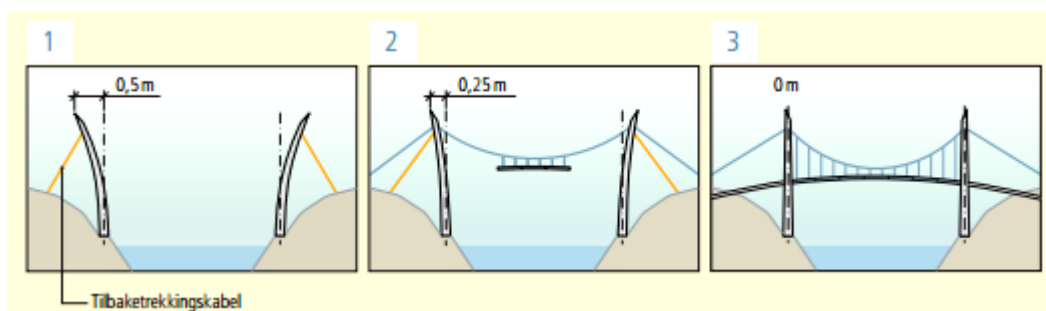
2.6 TÅRN

Brotårnene består av to betongsøyler forbundet med to tverrbjelker. De to tårnene står mellom viaduktene og hovedspennet. En tverrbjelke fungerer under enden av brobjelken og viaduktene som støtte for opplagrene. Den andre tverrbjelken forbinder toppen av søylene. Som nevnt i kapittel 2.3, blir bærekablene strukket over tårnene i toppen og hviler på såkalte tårnsadler som illustrert i Figur 2-15. Tårnene vil da kunne oppta de aksiale kreftene fra de vertikale komponentene av kreftene fra hovedkablene. Tårnsadlene er omgitt av et betonghus for å beskytte kablene og tårnsadlene. Tegninger av tårn og tårnhaus finnes i vedlegg D.



Figur 2-15: En tårnsadel à 13 tonn stål heises opp på tårnene på Hardangerbroa. (12)

Før kabelsystemet strekkes over tårnene, blir tårnene trukket tilbake i toppen. Etter hvert som brobjelken blir montert, slakkes tilbaketrekkingskabelen, og tårnene oppnår til slutt sin naturlige vertikale posisjon. Se Figur 2-16 for illustrasjon. (11)



Figur 2-16: Tårnene trekkes tilbake (0,5 m for Hardangerbroa) før påføring av vekta fra brobjelken og slakkes underveis i montasjen inntil tårnene vil få sin naturlige vertikale posisjon. (11)

3. KABELBRUDD

3.1 GENERELT

Helt siden Lysefjordbroa ble åpnet i 1997 er det oppdaget en rekke brudd i de 12 hovedkablernes tråder. På tilsvarende hengebroer i Norge er det i løpet av driftstiden ikke registrert i nærheten av like mange brudd. Fortsetter denne bruddutviklingen blir Statens Vegvesen nødt til å skifte ut samtlige kabler i løpet av broas levetid. Visuelle inspeksjoner er siden åpningen blitt utført av Statens Vegvesen, og antallet brudd som er blitt registrert per 20. oktober 2010 er 1403 stk. For en grundigere sjekk av både antall brudd og lokasjonen av disse, blir kablene overvåket ved hjelp av akustiske målere. Disse ble tatt i bruk 1. oktober 2009. Bruddantallet registrert av Advitams akustiske målere siden installasjonen er per 31. mars 2012, 150 stk. (13)

Siden bruddene registrert av de akustiske målerne er lokalisert både med tanke på tid og sted, er det i siste del av kapittelet drøftet mulige påvirkende årsaker til brudd på grunn av vær og vind ved de tidspunktene bruddene ble registrert.

3.2 TRÅDBRUDD

På Lysefjordbroa vil et trådbrudd svekke bæreevnen med 0,4 % per kabel. Dersom bruddene ligger i en viss avstand mellom hverandre (2 – 3 m), kan en kabel tåle mange brudd uten at svekkelsen øker betydelig. Grunnen til dette er kabelens oppbygging, med Z-tråder som låses i hverandre kombinert med at kabelen er spiralslått, altså spunnet på samme måte som et tau, som fører til at den tapte krafta gjenvinnes raskt.

Trådbruddene kan deles inn i to grupper:

- Første gruppen gjelder brudd som er tilfeldig fordelt langs kabelen, med en god avstand mellom hverandre dersom ikke omfanget er for stort. Disse bruddene er forårsaket av produksjonsfeil.
- Den andre gruppen gjelder brudd ved inngangen til kabelhode, tårnsadelkant, hengekabel feste eller kabelklemme. Disse er forårsaket av uheldig utformede detaljer eller utmatting ved at kabelen svinger og utsettes for ekstra belastning i disse områdene. Svekkelsen av kabelen på denne måten kan være alvorlig siden det ofte vil oppstå mange brudd i samme kabelsnitt.

Trådbrudd repareres ved å forsegle og overflatebehandle bruddet. Om det ligger flere brudd sammen som gjør at låsingen ikke fungerer, og trådene spretter ut, må trådene tvinges på plass igjen og bentsles med en bløt forsinket jerntråd. (10)

3.3 HOVEDÅRSAKEN

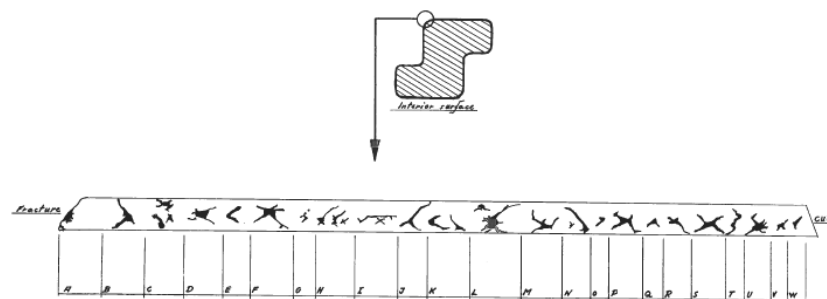
Årsaken til bruddene har vist seg å være produksjonsfeil fra produsentens side, som i dag er konkurs. Produksjonen av bærekablene ble beskrevet i kapittel 2.3.1.

Kabler av stål kan som kjent korrodere og forårsake brudd og svekkelse av kapasiteten. Dette er ikke tilfelle for Lysefjordbroa ettersom kablene er varmgalvanisert, som forebygger korrosjon. Kabelbruddene ligger jevnt fordelt langs

spennet av kablene og det er ikke forekommet konsentrasjoner av brudd ved kabelhoder/-klemmer eller andre fester. Dette indikerer at bruddene ikke oppstår som følge av utmatting ved kabelsvingninger, som beskrevet i kapittel 3.2.

I år 2000 utførte DNV (Det Norske Veritas) en analyse av brudd på Z-trådprøver av kablene på Lysefjordbroa(9). De konkluderte med følgende:

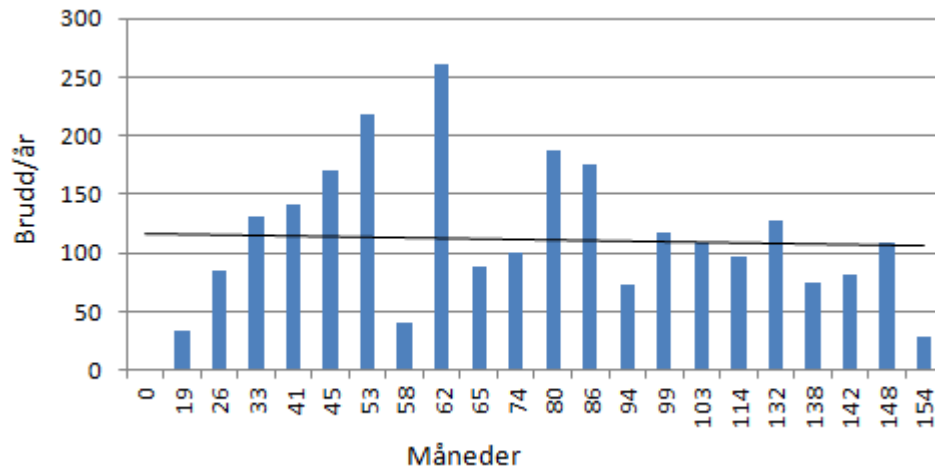
- o Produksjonsprosessen, det vil si valseprosessen, har skapt overflatefeil observert på Z-trådenes kanter. Illustrert i Figur 3-1.
- o Sprekker har blitt igangsatt og utviklet seg fra bunnen av overflatefeilene.
- o Z-trådene har mest sannsynlig hatt en strekkoverbelastning på grunn av reduksjonen av tverrsnittet.
- o Hydrogensprøhet kan ha bidratt til feilene som et resultat av renseprosessen som foregår før galvaniseringen.



Figur 3-1: Skissen illustrerer de mange overflatefeilene funnet langs den ene Z-trådprøvens kant. (14)

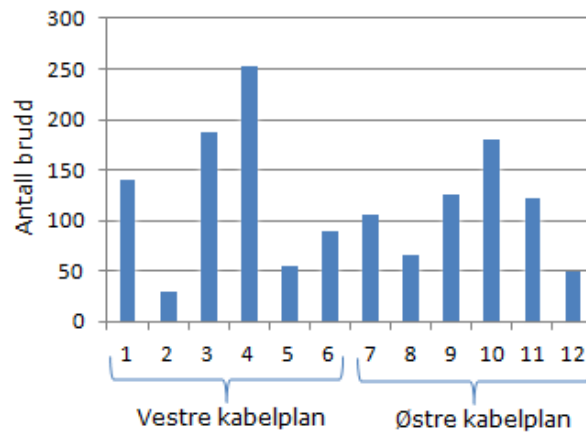
3.4 FUNN FRA VISUELLE INSPEKSJONER

De visuelle inspeksjonene som blir gjennomført går ut på å undersøke de 12 bærekablene for ytre trådbrudd. Som nevnt tidligere er det blitt registrert 1403 brudd siden åpningen av broa og frem til 20. oktober 2010.



Figur 3-2: Diagrammet viser bruddantallet fra de visuelle inspeksjonene per år i tillegg til en gjennomsnittslinje.

Figur 3-2 viser hvor mange brudd som oppstår i gjennomsnitt per år ettersom månedene går, oppdaget ved visuelle inspeksjoner. Figuren viser også at det ikke er en jevn høyde på stolpene, som betyr at det i noen perioder oppdages flere brudd enn i andre. Dette kan ha noe med hvilken tid på året det er, altså temperaturpåvirkning, eller andre ytre påvirkninger. Hvor nøyaktige og pålitelige inspeksjonsrundene er kan også være en tellende faktor, da de kan utføres av forskjellige personer fra gang til gang med ulik erfaring. Gjennomsnittslinjen i figuren viser en bruddfrekvens på omtrent 120 brudd per år, og heller svakt nedover. I og med at den heller så svakt, kan det antas at dette er en nedadgående trend, da kablens overflatefeil skapt under produksjonen har utviklet brudd på grunn av strekkbelastninger. Dermed kan det være at det gjenstår færre og færre skader ettersom de brytes opp, og at det til slutt ikke er flere skader igjen, slik at denne bruddutviklingen går til en "normal". Av Figur 3-3 kommer det frem i hvilken av kablene bruddene er registrert. En ser at flest oppstår i vestre kabelplan, med omtrent 750 stk, i forhold til østre kabelplan med omtrent 650 stk.



Figur 3-3: Diagrammet viser hvor mange brudd som er blitt registrert fra visuell inspeksjon i hver av de 12 kablene.

3.5 FUNN FRA ADVITAMS AKUSTISKE MÅLERE

3.5.1 SoundPrint akustisk måler

SoundPrint er en overvåkingsteknologi som kan oppdage og lokalisere brudd i kabler og tråder utsatt for høy strekkspenning ved hjelp av akustiske målere. SoundPrint har gitt overvåkningsløsninger siden 1994 til over 200 broer og konstruksjoner over hele verden. For å sikre lengst mulig levetid av broa er denne metoden effektiv, da den gir en pekepinn på når det er nødvendig med vedlikehold, reparasjoner, og en eventuell utskiftning av kablene. Måten den samler akustisk informasjon på er fra sensorer som er fordelt jevnt over kablene. Disse angir tid, lokasjon og frekvens av bruddene (15). SoundPrint ble installert på Lysefjordbroa av Advitam i oktober 2009.

Sensorene måler den dynamiske responsen forårsaket av energien som frigjøres når en tråd ryker. Responsen blir så overført til et data-behandlingscenter som analyserer og beregner når og hvor bruddet tok sted (15).

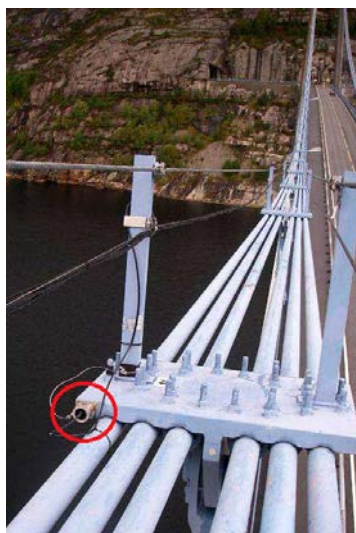
Det er blitt installert 60 sensorer fordelt på Lysefjordbroas 12 bærekabler (16). Se Figur 3-4, Figur 3-5 og Figur 3-6 for lokaliseringen av disse.



Figur 3-4: 1 sensor per kabel ved hvert anker, til sammen 24 stk. (16)



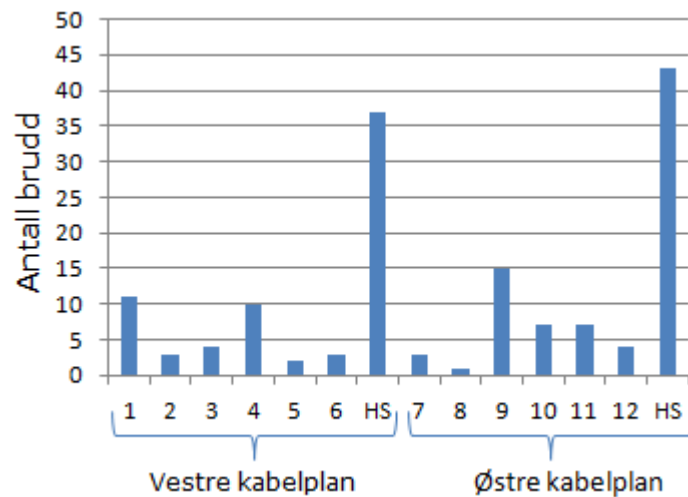
Figur 3-5: 1 sensor per kabel ved tårnene på sidespenn-siden, til sammen 24 stk. (16)



Figur 3-6: 6 sensorer fordelt i hovedspennet på klemjernet til hengerne, til sammen 12 stk. (16)

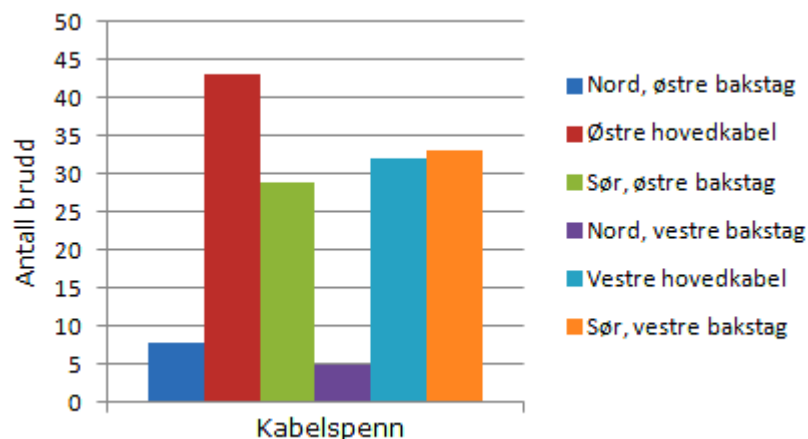
3.5.2 Funn

En overvåkingsrapport blir hver 3. måned sendt til Statens Vegvesen med nye registrerte brudd. Siden SoundPrint ble installert frem til 31. mars 2012 er det registrert 15 004 hendelser på de vestre kablene og 30 175 hendelser på de østre kablene, hvorav 150 av disse er mulige trådbrudd. Med hendelser menes all dynamisk respons registrert av sensorene som ikke behøver å være forårsaket av brudd. Lokasjonen av trådbruddene vises i Figur 3-7 og Figur 3-8.



Figur 3-7: Antall brudd per kabel som er blitt registrert av Advitams akustiske målere, hvor HS er hovedspennet. Gjelder perioden fra 1. oktober 2009 til 31. mars 2012.

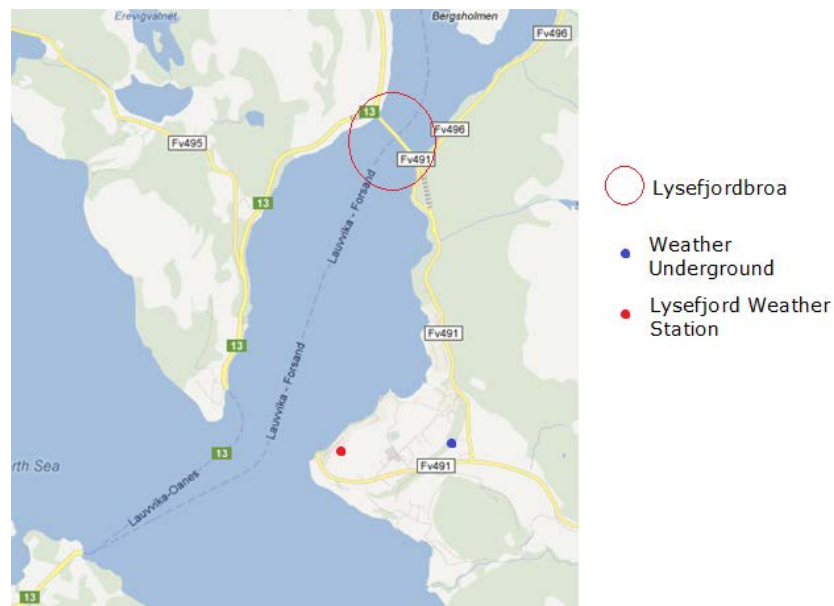
Figur 3-7 viser bruddantallet per kabel registrert av SoundPrint. Hvilken kabel i hovedspennet bruddet har oppstått kan ikke sensorene bestemme, da sensorene her er plassert på klemjernet til hengerne, som vist i Figur 3-6. Figur 3-8 viser i tillegg hvilket kabelspenn som opplever flest brudd i henholdsvis det østre og det vestre kabelplanet. En ser at bakstagene i nord opplever betraktelig færre brudd enn i de andre kabelspennene. Om dette kan ha noe med vinden og dens retning å gjøre drøftes i kapittel 3.6.2.



Figur 3-8: Diagrammet viser i hvilket spenn i begge kabelplanene bruddene har oppstått.

3.6 MULIGE PÅVIRKENDE ÅRSAKER

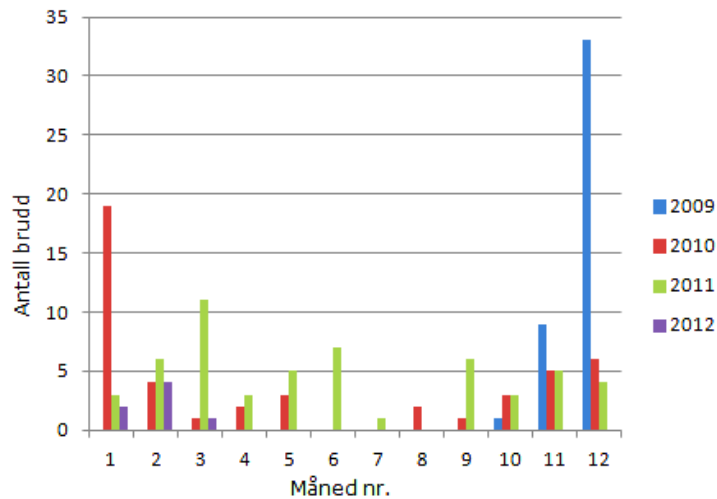
For å undersøke om det finnes noen sammenhenger mellom de registrerte bruddene og temperaturen, regn, vindhastighet og –retning er værdata hentet ut ved de aktuelle bruddtidspunktene. Værdataene inkluderer også duggpunkt, trykk og luftfuktighet, men er ikke nærmere studert i denne oppgaven. Værdata er hentet fra nettsiden til Lysefjord Weather Station (LWS) som er plassert sentralt i munningen av Lysefjorden i Forsand kommune. Se Figur 3-9 for værstasjonens beliggenhet. Denne oppdateres hvert 10. minutt (17). Ved feil og nedetid av værdata fra LWS, er det forsøkt å tabulere de gjenværende dataene fra Weather Underground (WU) (18). Denne stasjonen ligger i samme området som LWS, men verdiene vil nok avvike noe fra LWS som er neglisjert. WU oppdateres hvert 15. minutt. Det var også fra denne stasjonen enkelte tidspunkt det ikke var mulig å hente værdata for. Av 150 brudd, er det 21 brudd som ikke er tatt med i videre analyse, da disse mangler tilhørende værdata. Resten, 129 brudd, 72 i østre kabelplan og 57 i vestre, er hentet ut og analysert.



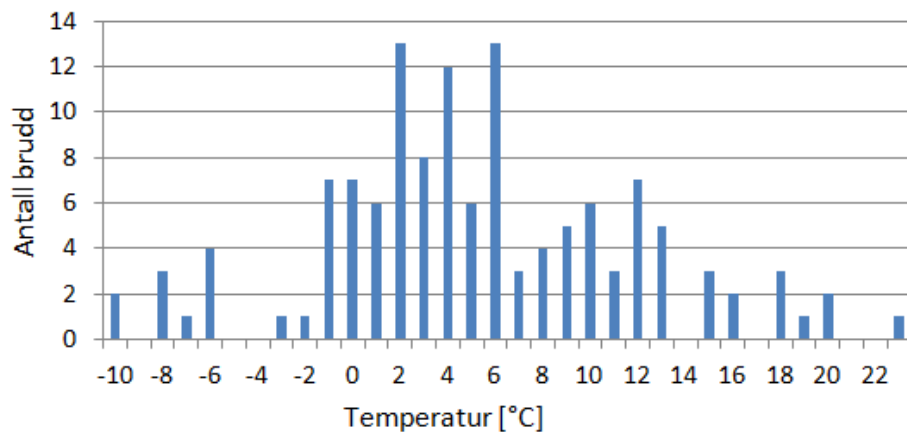
Figur 3-9: Kartet viser beliggenheten til de to værstasjonene i forhold til Lysefjordbroa.(5)

3.6.1 Brudd på grunn av temperatur

Temperaturen kan utgjøre en viktig faktor med tanke på brudd av kablene. Dette fordi stål tøyes etter hvor kaldt og varmt det er. Kulden får kablene til å trekke seg sammen, og store spenninger oppstår, mens varmen utvider stålet. En tanke var at flest brudd ville inntreffe om vinteren, da temperaturene som regel er lavest og kan påvirke overflatefeilene på kablene ved at kabeltrådene trekker seg sammen og "ryker". Figur 3-10 viser at dette er tilfelle. Om vinteren, spesielt i 2009/2010, ble det registrert en rekke brudd, og en ser at antallet minker fra år til år.



Figur 3-10: Bruddantallet for hver måned SoundPrint har vært i bruk.



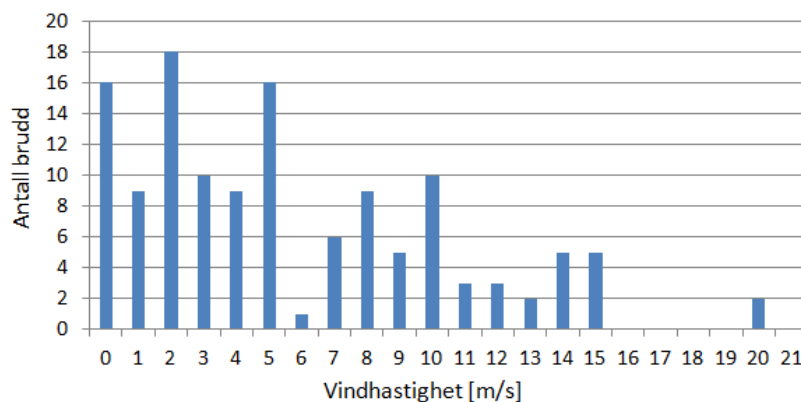
Figur 3-11: Diagrammet viser ved hvilke temperaturer bruddene (129 stk) har inntruffet.

Av Figur 3-11 kommer det frem at temperaturen der flest av bruddene har oppstått, er alt fra $-1\text{ }^{\circ}\text{C}$ til $12\text{ }^{\circ}\text{C}$, men det har også vært tilfeller ned i $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ og opp til $23\text{ }^{\circ}\text{C}$. Forventningene til denne analysen var som nevnt over at bruddene ville inntreffe ved de aller laveste temperaturene, altså temperaturer rundt $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ og lavere. I og med at de manglende temperaturene fra 21 brudd ikke er med i diagrammet og disse, alle unntatt to, er inntruffet i januar 2010 (første røde stolpe i Figur 3-10), vil en kunne anta at temperaturene ligger på omtrent samme nivå som året før. Stolpene i midten og mot venstre vil med denne forutsetningen derfor være noe høyere og en kan gå ut fra at de lave temperaturene trigger kabelbruddene.

3.6.2 Brudd på grunn av vind

En annen faktor som kan spille inn på trådbruddhendelsene er vind. Vinden setter broa i bevegelse og kablene vibrerer og oppnår nye posisjoner som gjør at brudd lettere oppstår. Det kan også være at kablene vibrerer og svinger over lengre tid som kan føre til utmatting av kablene. Utmattingen vil da skje ved kabelfester, men som nevnt i kapittel 3.3 er ikke dette tilfelle da bruddene er så spredt og ikke spesielt lokalisert ved festene.

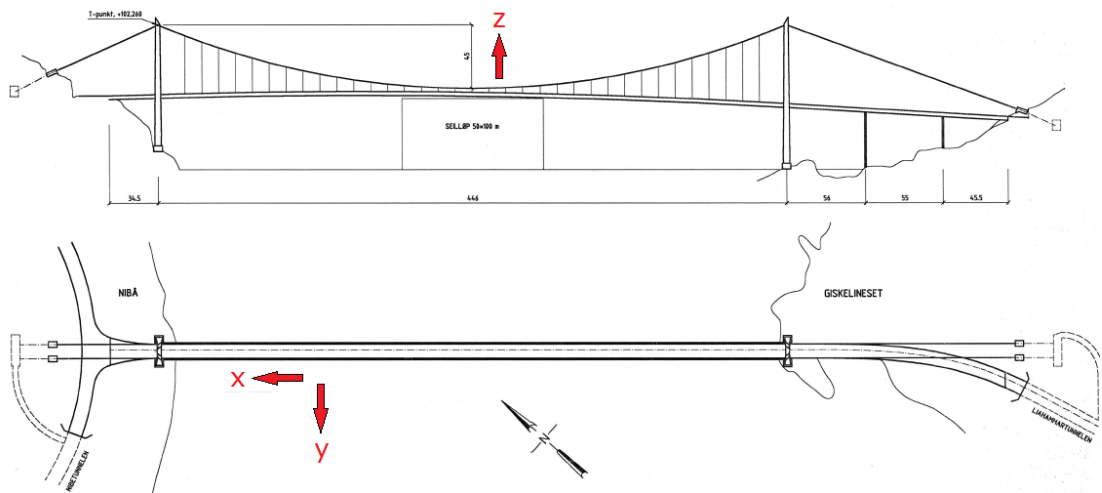
For å studere brudd på grunn av vind er vinddata hentet ut ved de registrerte bruddtidspunktene. Dette til tross for at det før enkelte brudd har vært en økning eller reduksjon av hastighetene som kunne vært utslagsgivende for bruddet. Det ble også ved noen tidspunkt registrert svært varierende hastigheter på grunn av turbulens, slik at det var vanskelig å se hvilken verdi som stemte overens med tidspunktet. Det er derfor gjort antakelser, oftest ved å ta ut 10 min gjennomsnittlig vindhastighet. Av Figur 3-12 ser en ved hvilke vindhastigheter bruddene fra de akustiske målingene har oppstått. Gjennomsnittet av hastighetene ved bruddtidspunktene er omtrent 7 m/s.



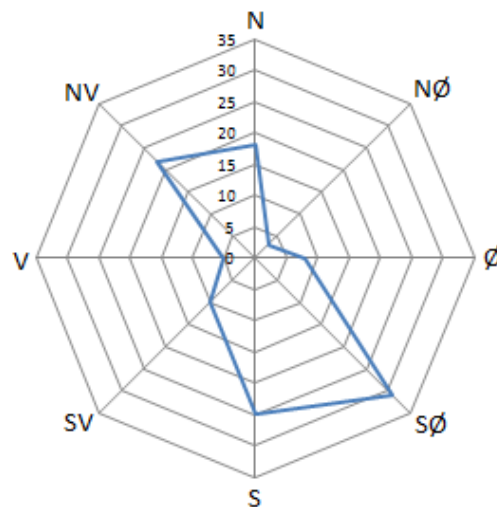
Figur 3-12: Diagrammet viser antallet trådbrudd som er oppstått ved forskjellige vindhastigheter.

Det antas at vinden kan ha hatt en påvirkning på noen av bruddene, da de kritiske vindhastighetene for virvelavløsning, spesielt for vertikal svingning er på 7,6 m/s (beregnet i kapittel 4.4.4). Dersom en ser for seg en kombinasjon av lave temperaturer og sterk vind, kan en tenke seg at vinden vil bidra til å tørke ut kablene og dermed forårsake sprøbrudd.

Ved å kjenne til broas retninger (Figur 3-13) kan en av Figur 3-14 se at vindretningen som oftest har opptrådt ved bruddtidspunktene er nord og nordvest og sør og sørøst. Dette er de retningene som går langs med broa i x-retning. Dette kan være en av grunnene til bruddene, eller det kan være i de retningene som vinden oftest blåser ved målestasjonene.



Figur 3-13: Tegningen viser himmelretningene og broas aksedefinisjoner.



Figur 3-14: Figuren viser vindretningen ved bruddtidspunktene.

For å studere sannsynligheten for at hastigheter langt over den gjennomsnittlige hastigheten oppstår ved forskjellige gjennomsnittlige hastigheter, er det utført analyser med to forskjellige fordelingsfunksjoner av vinden ved hjelp av formler fra J. F. Maxwell og J. G. McGowan (19). Disse kalles kumulative fordelingsfunksjoner, $F(U)$, og representerer tidsfraksjonen eller sannsynligheten for at vindhastigheten er mindre eller lik en gitt vindhastighet, U . Altså:

$$F(U) = \text{Sannsynligheten for } (U' \leq U) \quad \text{F 3-1}$$

hvor U' er en dummyvariabel. F 3-1 kan uttrykkes ved:

$$F(U) = \int_0^U p(U') dU' \quad \text{F 3-2}$$

Den deriverte av den kumulative fordelingsfunksjonen, F 3-2, er lik sannsynlighetstetthetsfunksjonen:

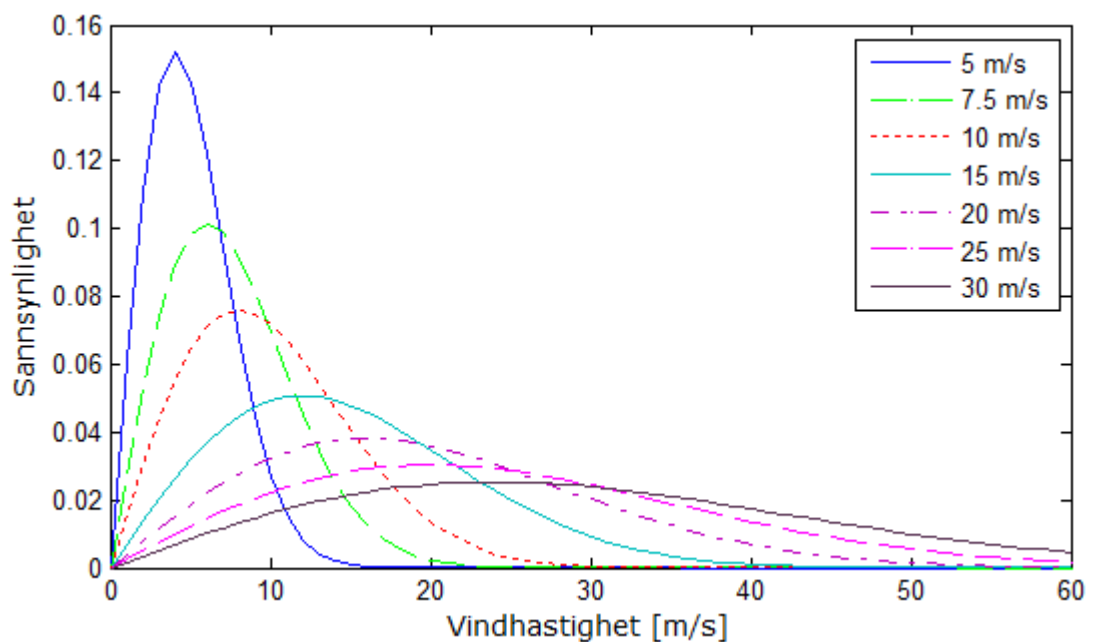
$$p(U) = \frac{dF(U)}{dU} \quad \text{F 3-3}$$

De to sannsynlighetsfordelingene som oftest er benyttet ved analysering av vinddata er Rayleigh og Weibull. Rayleigh-fordelingen benytter kun den gjennomsnittlige vindhastigheten, \bar{U} , som parameter, mens Weibull-fordelingen baserer seg på to parametre, og kan dermed bedre representere et bredere utvalg av vindhastigheter. Begge fordelingene kalles for "skjeve" fordelinger, da de kun er definert for verdier større enn 0. Sannsynlighetstetthetsfunksjonen og den kumulative fordelingen for Rayleigh-fordelingen er gitt som:

$$p(U) = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{U}{\bar{U}^2} \cdot \exp\left[-\frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{U}{\bar{U}}\right)^2\right] \quad \text{F 3-4}$$

$$F(U) = 1 - \exp\left[-\frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{U}{\bar{U}}\right)^2\right] \quad \text{F 3-5}$$

Figur 3-15 illustrerer Rayleigh sannsynlighetstetthetsfunksjon plottet i Matlab for forskjellige \bar{U} . Som en ser, ved større verdi av \bar{U} , øker sannsynligheten for høyere vindhastigheter.



Figur 3-15: Rayleigh sannsynlighetstetthetsfunksjon.

De to parametrene en må kjenne til når det gjelder Weibull-fordelingen er formfaktoren, k , og skaleringsfaktoren, c . Begge disse er funksjoner av \bar{U} og standardavviket, σ_U . Sannsynlighetstetthetsfunksjonen og den kumulative fordelingen for Weibull-fordelingen er gitt som:

$$p(U) = \left(\frac{k}{c}\right) \cdot \left(\frac{U}{c}\right)^{k-1} \cdot \exp\left[-\left(\frac{U}{c}\right)^k\right] \quad \text{F 3-6}$$

$$F(U) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{U}{c}\right)^k\right] \quad \text{F 3-7}$$

hvor k , c og σ_U er henholdsvis:

$$k = \left(\frac{\sigma_U}{\bar{U}}\right)^{-1.086} \quad \text{for } 1 \leq k < 10 \quad \text{F 3-8}$$

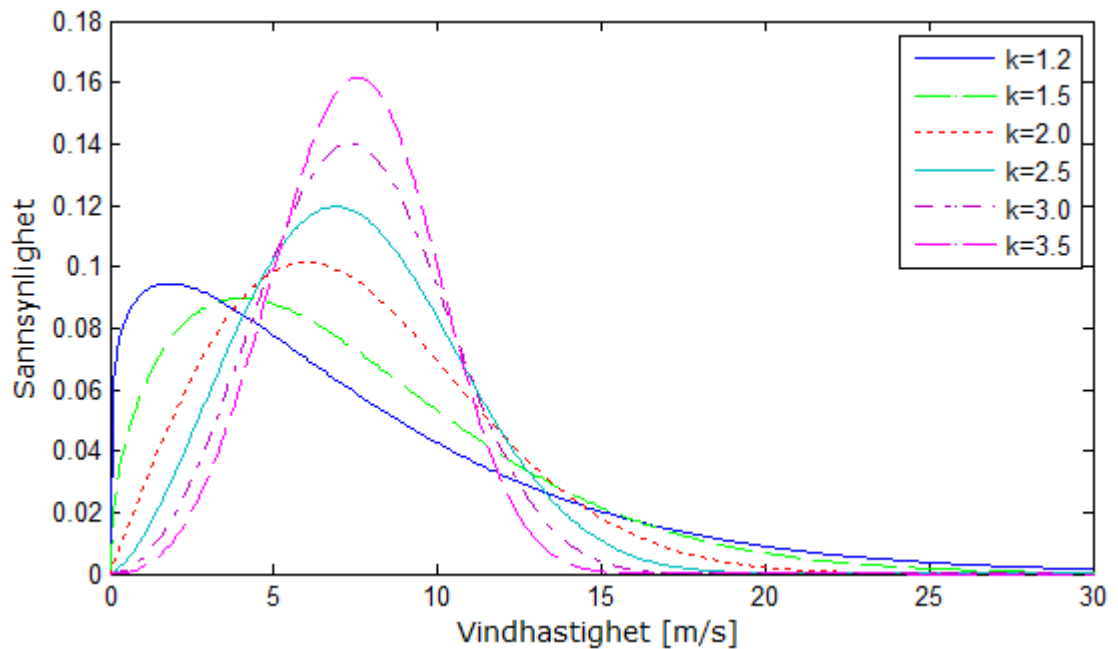
$$c = \bar{U} \cdot \left(0,568 + \frac{0,433}{k}\right)^{-\frac{1}{k}} \quad \text{F 3-9}$$

$$\sigma_U = \frac{\bar{U}}{1,086\sqrt{k}} \quad \text{omskrevet fra F 38} \quad \text{F 3-10}$$

Den gjennomsnittlige vindhastigheten ved brudd er 7 m/s. Benytter derfor $\bar{U}=7,5$ m/s for Weibull-fordeling og finner verdiene for k , c og σ_U når $\bar{U}=7,5$ m/s. Se Tabell 3-1 for verdiene av disse og Figur 3-16 for en illustrasjon av hvordan kurvene vil se ut. Som en ser av illustrasjonen så vil, ettersom verdien av k øker, kurven ha en spissere topp, som dermed indikerer at det er mindre variasjon av vindhastighetene. Det er også interessant å se på Weibull-fordelingen når $k=2,0$, på grunn av at den tilsvarer Rayleigh-fordelingen ved samme gjennomsnittlige vindhastighet, som i dette tilfellet er $\bar{U}=7,5$ m/s.

Tabell 3-1: Tallverdiene for form-, skaleringsfaktoren og standardavviket ved $\bar{U}=7,5$ m/s.

k	c	σ_U
1,2	7,976	6,341
1,5	8,315	5,163
2,0	8,468	3,962
2,5	8,454	3,226
3,0	8,398	2,727
3,5	8,333	2,366



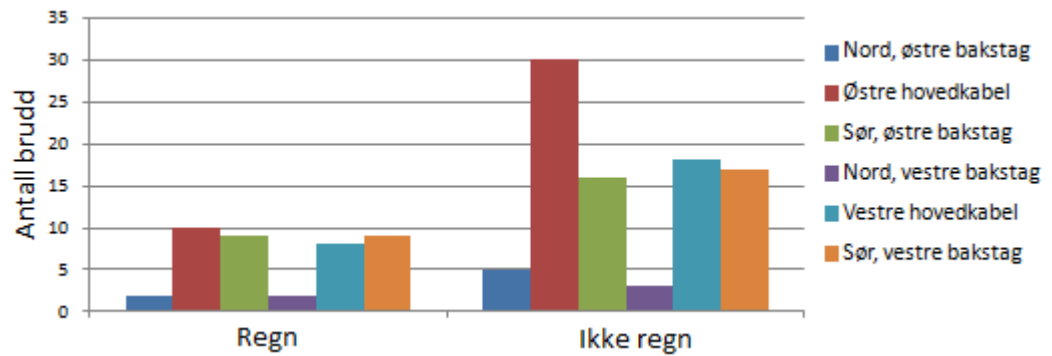
Figur 3-16: Weibull sannsynlighetstetthetsfunksjon for $\bar{U} = 7,5$ m/s.

3.6.3 Brudd på grunn av regn-vind vibrasjoner

Regn-vind vibrasjoner forårsaker rundt 95 % av rapporterte vibrasjonsproblemer i kabelbroer. Kabelvibrasjoner har blitt et større problem ettersom kabelbroers spenn har økt, og kablene har blitt lenger. En svært interessant eksitasjonsmekanisme vil da være vibrasjoner grunnet regn-vind. Den første forekomsten av vindindusert kabelvibrasjon hvor tilstedeværelsen av regn var vesentlig, ble observert under byggingen av Meiko-Nishi Bridge i Japan, i 1984. Over en periode på 5 måneder ble det observert lavfrekvensvibrasjoner (1 – 3 Hz) av noen av kablene, med doble amplituder opp til 300 mm. Vibrasjonene oppsto ved vindhastigheter mellom 7 og 14 m/s, som overskred de kritiske vindhastighetene for virvelavløsning ved de lave frekvensene som var observert. Vindtunneltester ble gjennomført både med og uten simulert regn, og det ble klarlagt at dråpene var nødvendig for å indusere vibrasjoner innenfor et definert område med vindhastigheter. Bevegelsene ble indusert av vanddråper som svingte i omkretsposisjon med kabelbevegelsen. Dette på grunn av usymmetri av kabelvernsnittet, og dermed variasjoner av aerodynamiske krefter på kabelen. Ved lave hastigheter ble en dråpe dannet på undersiden av kabelen, mens bevegelser ble igangsatt av høyere hastigheter når en ny dråpe ble dannet på oversiden. Dråpene fungerer som triggerpunkter for å fremme strømningsseparasjon på den vibrerende kabelen. (20) (21)

For å undersøke mulighetene for at bruddene kan ha oppstått ved tilstedeværelse av regndråper, er regn ved bruddtidspunktet hentet ut fra LWS og WU. Siden dataene er hentet ut akkurat ved bruddtidspunktet, vil ikke diagrammet (Figur 3-17) egentlig få frem om kablene er dekket med regndråper fra tidligere nedbør. Regndråpene kan være på kablene i lang tid etter at det har sluttet å regne, alt etter hvor kraftig vinden er, luftfuktigheten, duggpunktet, osv. Selv om flest brudd har oppstått når

det ikke har regnet, er det fullt mulig at regndråper på kablene har hatt en påvirkende faktor i kombinasjon med vind.



Figur 3-17: Antall brudd som har oppstått ved regn og opphold i de ulike kabelspennene.

4. VINDLASTER

4.1 GENERELT

En av de mest dimensjonerende lastene en hengebro er utsatt for, er laster fra vind. Dette er ikke bare på grunn av hastigheten vinden treffer broa med, men også hvordan konstruksjonen er utformet. Opp igjennom årene har vindlaster, i tillegg til jordskjelv, stått for store ødeleggelser av ulike konstruksjoner, deriblant hengebroer, og det forskes stadig videre på om noe kan forbedres med konstruksjonens form. En hengebro er utsatt for både gjennomsnittlige og fluktuerende vindkrefter, henholdsvis statiske og dynamiske vindlaster (7) som vil bli beskrevet nærmere i de følgende kapitlene.

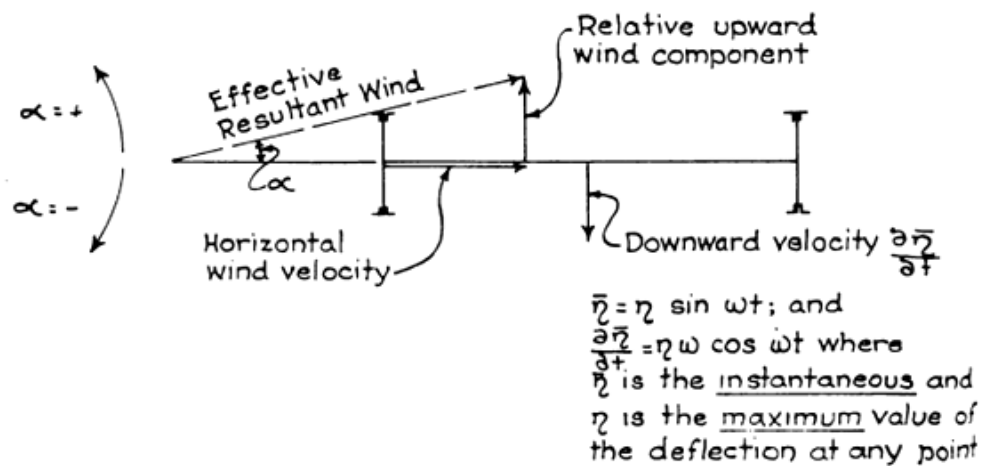
4.2 AERODYNAMISK RESPONS

For en bedre forståelse av de videre kapitlene er det viktig å vite hva respons er. Aerodynamisk respons kan deles inn i to deler:

- *Kvasistatisk respons*, som betyr at lasten virker på en tilnærmet statisk måte, det vil si at forskyvninger, krefter og spenninger i konstruksjonen styres primært av konstruksjonens stivhet. Dette er tilfelle når lastfrekvenser er betydelig lavere enn konstruksjonens egenfrekvenser, altså når lasten endrer seg for langsomt til å kunne sette konstruksjonen i resonans. Slik som turbulens (4.4.2), er denne responsen bredbåndet.
- *Resonant respons* er respons grunnet laster med frekvenser nær konstruksjonens egenfrekvenser, forårsaket av vesentlig dynamisk forsterkning. Når disse frekvensene sammenfaller vil svingningene øke og sette konstruksjonen i resonans. Resonant respons bestemmes i en modal analyse hvor konstruksjonens egenfrekvens, egensvingeform og modale demping er parametre (22).

For en stiv konstruksjon med egenfrekvenser større enn 5 Hz, er det nok å redegjøre for kvasistatisk respons. (23)

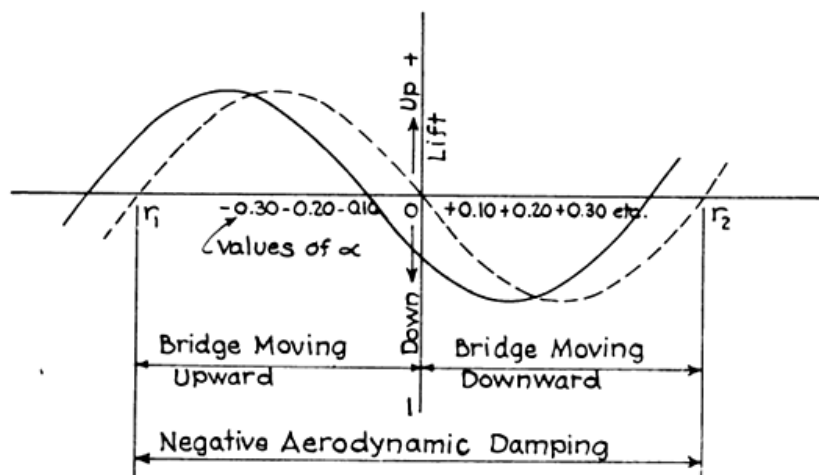
Demping og aerodynamisk demping er en viktig parameter for respons. Dersom en hengebro som allerede er satt i bevegelse, blir utsatt for en horisontal vind, vil det bli generert en effektiv vindkraftkomponent vinkelrett på bevegelsen. Se Figur 4-1 for illustrasjon. Vanligvis vil en nedadgående hastighet generere en oppadgående vindreaksjon, slik at vindens effekt blir å dempe bevegelsen. Dette kalles positiv aerodynamisk demping. For aerodynamiske ustabile konstruksjoner er det motsatte tilfelle, og effekten av vindkomponenten blir å forsterke bevegelsen. Effekten kalles da negativ aerodynamisk demping.



Figur 4-1: Illustrasjon av en effektiv vindkraftkomponent. (24)

I tillegg vil en horisontal vind utvikle et statisk løft uavhengig av bevegelse. Disse betingelsene er fremstilt av vindtunneltester på en bromodell av den originale Tacoma Narrows Bridge (4.5.3), hvor følgende fakta ble funnet:

- o For en horisontal vind, $\alpha=0$, var det et negativt løft, altså en nedadgående kraft på broa.
- o Ettersom vinkelen, α , økte i positiv retning, økte løftet i negativ retning. Altså, når broa bevegde seg nedover underveis av sin svingning, var den genererte kraften i samme retning. Dette gjaldt også ved oppadgående bevegelser, slik at for hver fase av bevegelse (opp og ned) var den genererte vindkraften i den retningen som fikk svingeamplituden til å øke. Dermed kan en si at den aerodynamiske dempingeffekten var negativ.
- o Betingelsen over gjelder bare for et begrenset område med verdier. Utover dette området, fra r_1 til r_2 i Figur 4-2, ble den aerodynamiske dempingen positiv. Verdiene i dette området gikk fra $\alpha=-0,3$ til $\alpha=0,3$.(24)



Figur 4-2: Illustrasjon av negativ helning på løftkurve med hensyn på vindens angrepsvinkel. (24)

4.3 STATISK VINDLAST

4.3.1 Generelt

Før en kan kalkulere seg frem til broas oppførsel under vindpåvirkning, må en ha kjennskap til hvordan vindforholdene er i området der broa befinner seg. Statisk vindlast beregnes ut fra den gjennomsnittlige vindhastigheten, som er gitt som en referansehastighet for det bestemte området. Effekter som påvirker verdien av referansehastigheten er lokale topografiske effekter, høyden over terrenget/havoverflaten, sesongmessige variasjoner, vindretning, årlig sannsynlighet for overskridelse og terrengruheten. Referansehastigheten er angitt som den gjennomsnittlige vindhastigheten over 10 minutter ved 10 meter over terrenget/havoverflaten med terrengkategori II og med en årlig sannsynlighet for overskridelse på $p=0,02$, det vil si 50-års vind. Ruhetslengden for terrengkategori II er $z_{0,II}=0,05$ m. R. Steigen har i sin masteroppgave (2) beregnet den gjennomsnittlige vindhastigheten på Lysefjordbroa til å være $U=38$ m/s. Hun benyttet da brohøyden over havoverflaten som er $z=50$ m, og terrengkategori I som gjelder for innsjøer eller områder med lite vegetasjon og uten hindringer. Denne terrengkategorien har en tilhørende ruhetshøyde på $z_0=0,01$ m, slik at terrengruhetsfaktoren beregnes til $k_T=0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07}=0,17$. (23)

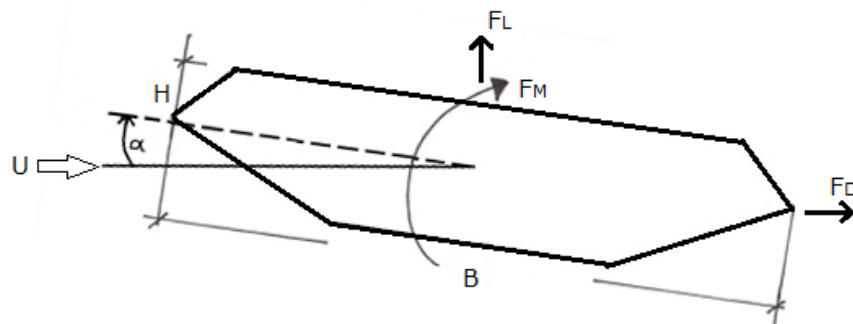
Vindkreftene (gjennomsnittlige) som broa opplever er dragkraft, løftkraft og veltemoment. Dragkraften, F_D , virker i vindens retning, løftkraften, F_L , virker i vindens tverretning, mens veltemomentet, F_M , virker om broas skjærsenter. Se Figur 4-3 for illustrasjon. For å beregne disse kreftene gjelder formlene:

$$F_D = 0,5\rho \cdot U^2 \cdot H \cdot C_D \quad \text{F 4-1}$$

$$F_L = 0,5\rho \cdot U^2 \cdot B \cdot C_L \quad \text{F 4-2}$$

$$F_M = 0,5\rho \cdot U^2 \cdot B^2 \cdot C_M \quad \text{F 4-3}$$

hvor ρ er lufttettheten, U er den gjennomsnittlige vindhastigheten, B er brobjelkens bredde, H er brobjelkens høyde og C_D , C_L og C_M er kraftfaktorene.



Figur 4-3: Vindkreftene på brobjelken satt i positive retninger, i tillegg til vindens innfallsvinkel, α .

Kraftfaktorene er dimensjonsløse og uttrykker vindkreftene som er målt fra eksperimentelle forsøk i vindtunnel. Disse er påvirket av tverrsnittets form og i noen tilfeller av Reynolds tall (kapittel 4.4.3). (22) Kraftfaktorene kan bestemmes ved hjelp av:

$$C_D = \frac{F_D}{0,5\rho \cdot U^2 \cdot H \cdot l} \quad \text{F 4-4}$$

$$C_L = \frac{F_L}{0,5\rho \cdot U^2 \cdot B \cdot l} \quad \text{F 4-5}$$

$$C_M = \frac{F_M}{0,5\rho \cdot U^2 \cdot B^2 \cdot l} \quad \text{F 4-6}$$

Dersom vinden treffer broa med en viss angrepsvinkel (se Figur 4-3), kan en erstatte formlene over med:

$$F_D(\alpha) = 0,5\rho \cdot U^2 \cdot H \cdot (C_D(\alpha = 0) + \alpha \cdot C'_D(\alpha = 0)) \quad \text{F 4-7}$$

$$F_L(\alpha) = 0,5\rho \cdot U^2 \cdot B \cdot (C_L(\alpha = 0) + \alpha \cdot C'_L(\alpha = 0)) \quad \text{F 4-8}$$

$$F_M(\alpha) = 0,5\rho \cdot U^2 \cdot B^2 \cdot (C_M(\alpha = 0) + \alpha \cdot C'_M(\alpha = 0)) \quad \text{F 4-9}$$

For Lysefjordbroa er disse kraftfaktorene vist i Tabell 4-1:

Tabell 4-1: Kraftfaktorer for Lysefjordbroa. (25)

Dragfaktor	
C_D	1,0
C'_D	0,0
Løftfaktor	
C_L	0,1
C'_L	3,0
Momentfaktor	
C_M	0,02
C'_M	1,12
Kabeldragfaktor	
C_C	1,5

4.4 DYNAMISK VINDLAST

4.4.1 Generelt

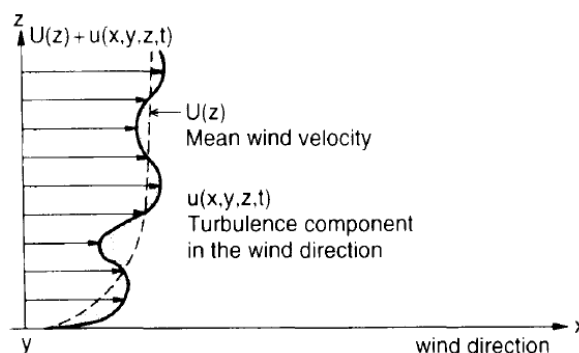
Dynamiske vindlaster er vindlaster som varierer med tid og sted, og er svært vanskelig å definere korrekt. Vindkrefter vil være kilden til bevegelse, forutsatt at kraften er tilstrekkelig stor og forårsaker resonans ved egenfrekvensene til broa.

4.4.2 Turbulens

En vindstrøm er turbulent på grunn av friksjonen ved passering av en ru overflate, og eller på grunn av temperaturforskjeller i luften i høyden. Turbulens er en tredimensjonal strøm som varierer på en komplisert og tilfeldig måte i både tid og rom. Den øyeblikkelige vindhastigheten blir beskrevet som summen av den gjennomsnittlige vindhastigheten og de fluktuerende (turbulente) komponentene. Disse vindhastighetene ved en gitt tid, t , er:

- I vindretningen: $U(z) + u(x, y, z, t)$
- I tverr-retningen: $v(x, y, z, t)$
- I vertikal retning: $w(x, y, z, t)$

Som en kan se av funksjonene over varierer U kun med høyden, z , mens de fluktuerende komponentene er funksjoner av tid og sted med en gjennomsnittsverdi lik null. Denne variasjonen av gjennomsnittlig vindhastighet med høyde kalles en vindprofil og er illustrert i Figur 4-4 (26). Turbulens blir dessuten sett på som bredbåndet respons, det vil si at det er mange ulike frekvenser i vindens variasjon. Den virker også reduserende på negativ aerodynamisk demping.



Figur 4-4: Vindprofil; illustrerer den gjennomsnittlige hastigheten som øker med høyden, og turbulenskomponenten som stadig varierer mellom positive og negative verdier. (26)

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Side 31 av 69
---------------	-------------------------------------	---------------

Turbulens kan karakteriseres ved hjelp av fire parametre:

- Turbulensintensitet
- Spektraltetthet
- Tidsskala og integrert lengdeskala
- Ko-koherens / todimensjonal spektraltetthet

Turbulensintensitet: Dersom en antar jevn turbulens i horisontalplanet, vil de statiske turbulensegenskapene kun variere med høyden. Turbulensintensiteten til hver av komponentene er:

$$I_u = \frac{\sigma_u(z)}{U(z)} \quad \text{F 4-10}$$

$$I_v = \frac{\sigma_v(z)}{U(z)} \quad \text{F 4-11}$$

$$I_w = \frac{\sigma_w(z)}{U(z)} \quad \text{F 4-12}$$

hvor σ er standardavviket av turbulenskomponentene u , v og w i forhold til vindhastigheten, U .

Mest avgjørende er turbulenskomponenten, u , i vindretningen, fordi den kan variere fra 3 % over en kald vannoverflate til 40 % over et røft terreng (7). Turbulensintensiteten reduseres gradvis med høyden, og for flatt terreng er intensiteten satt til:

$$I_u(z) = \frac{1}{\ln(z/z_0)} \quad \text{F 4-13}$$

hvor z_0 er ruhetslengden. Se kapittel 4.3.1. For høyder opptil 100 - 200 m over jevnt terreng er $\sigma_v \approx 0,75\sigma_u$ og $\sigma_w \approx 0,5\sigma_u$. (22)

Spektraltetthet (ST) gir et mål på energifordelingen av vinden som en funksjon av frekvensen (7). Det dreier seg om å trekke ut amplituder, A_i og B_i , fra tilfeldige signaler. Amplitudene tas ut fra periodiske funksjoner, $A_i \cdot \sin(\omega_i \cdot t + \phi_{si})$ og $B_i \cdot \cos(\omega_i \cdot t + \phi_{ci})$, og da vil ST være direkte proporsjonal med summen av amplitudene kvadrert ved disse frekvensene; $S(f_i) \approx A_i^2 + B_i^2$. (22) Spektraltettheten for turbulenskomponenten, u , er gitt som (23):

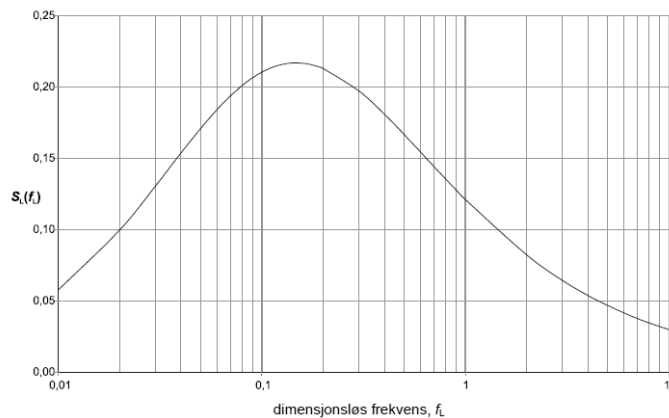
$$S_L(z, f) = \frac{f \cdot S_u(z, f)}{\sigma_u^2} = \frac{6,8 \cdot f_L(z, f)}{\left(1 + 10,2 \cdot f_L(z, f)^{\frac{5}{3}}\right)} \quad \text{F 4-14}$$

$$f_L(z, f) = \frac{f \cdot L(z)}{U(z)}$$

F 4-15

hvor $S_u(z, f)$ er variansspektrumet for u , $f_L(z, f)$ er en dimensjonsløs frekvens bestemt av egenfrekvensen for brosvingning i vindretningen, turbulenslengdeskalaen, $L(z)$, og den gjennomsnittlige vindhastigheten, $U(z)$.

Spektral tetthetsfunksjon som funksjon av den dimensjonsløse frekvensen, f_L , er illustrert i Figur 4-5.



Figur 4-5: Dimensjonsløs spektral tetthetsfunksjon $S_L(f_L)$ med hensyn på frekvensen, f_L . (23)

Tidsskala og integral lengdeskala: Produktet av en tidsskala og den gjennomsnittlige vindhastigheten kan sees på som en lengdeskala av den turbulensen som finnes i vindretningen. Tidsskalaen er gitt som integralet av korrelasjonskoeffisienten, $\rho_u(\tau)$, av turbulenskomponenten, u (22):

$$\int_0^{\infty} \rho_u(\tau) d\tau$$

F 4-16

Todimensjonal spektraltetthet kan forklares ved at korrelasjonen av turbulensen er uttrykt i form av kryss-spektraltettheten, som er en Fourierending av kryss-kovariansfunksjonen. Siden kryss-kovariansen ikke er symmetrisk med hensyn på $\tau=0$, er kryss-spektraltettheten en komplisert funksjon (22).

4.4.3 Virvelinduserte svingninger og virvelavløsning

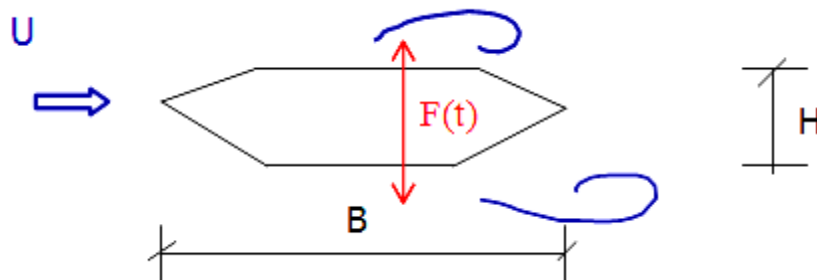
Når en vindstrøm, enten den er jevn eller turbulent, passerer brobjelken eller andre hindringer, blir virvler vekselvis avløst fra øvre og nedre overflate. På grunn av denne vekslende dannelsen av virvler, vil de tilhørende fluktuerende kreftene

primært være i vindens tverr-retning (23). Se Figur 4-6. Virvelavløsning vil i mange tilfeller forekomme for rolige vindhastigheter, og både vertikale og torsjonelle bevegelser kan oppstå (7). Frekvensen av avløsninger er gitt av formelen:

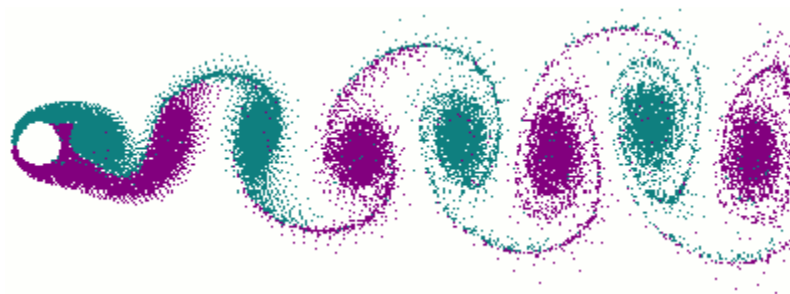
$$f_s = \frac{St \cdot U}{D} \quad \text{F 4-17}$$

hvor S_t er Strouhals tall, U er vindhastigheten og D er referansedimensjonen B eller H , henholdsvis bredde og høyde.

For en brobjelke med et B/H -forhold rundt 4,5, vil Strouhals tall være 0,11 ved bruk av høyden, H , for D , og 0,48 ved bruk av bredden, B , for D , mens for en sylinder er $S_t=0,18$ (23) (22). For Lysefjordbroen er $B/H=12,3/2,76=4,46$, som er tilnærmet lik 4,5.



Figur 4-6: Virvelavløsning rundt en brobjelke. (22)



Figur 4-7: Virvelavløsning rundt en sylinder. (27)

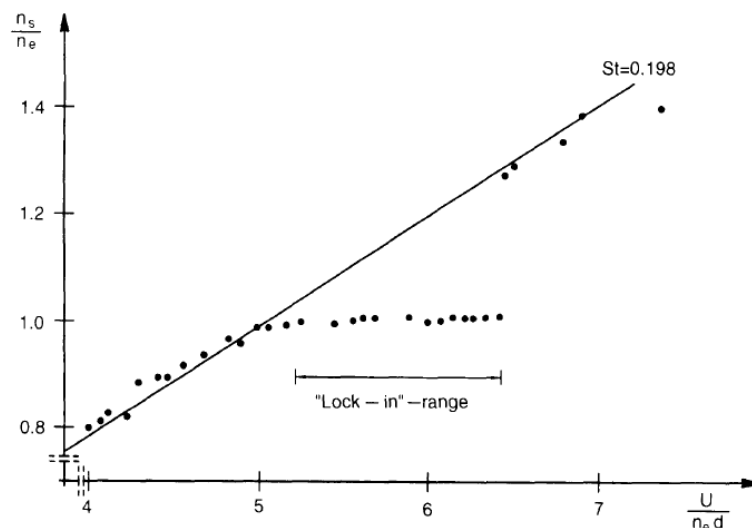
Reynolds tall beskriver vindstrømmen som stabil eller turbulent. Stabiliteten avtar med økende Reynolds tall. Skarpe kanter på en hindring, slik som på brobjelken, har en stor påvirkning på strømningsmønsteret uansett hva Reynolds tall skulle være. I motsetning til dette vil strømmen rundt sylinderer og kabler (Figur 4-7) avhenge sterkt av Reynolds tall, Re (23):

$$Re = \frac{U \cdot D}{\nu}$$

F 4-18

hvor U er vindhastigheten, D er diameteren, og ν er den kinematiske viskositeten til luft, $1,51E-10$.

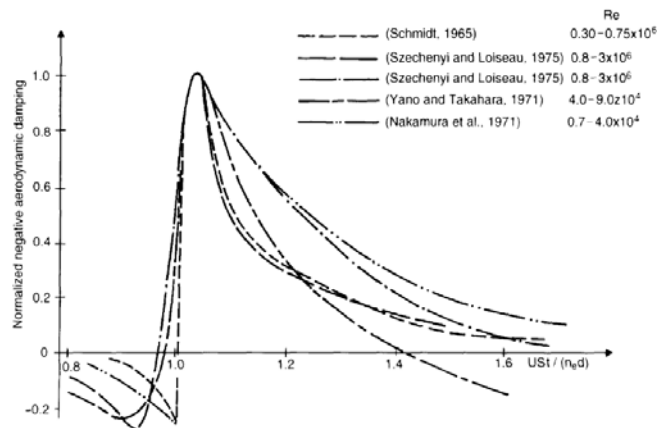
Ettersom virvelfrekvensen oppnår broas egenfrekvens, vil broa starte å svinge, og en samvirkning mellom virvelstrømmen og broa vil utvikles (resonant respons). En videre økning av vindhastigheten vil normalt gi en økning av virvelfrekvensen, men innen et visst område av vindhastigheter, vil virvelfrekvensen være låst til frekvensene til konstruksjonens bevegelser (22). Dette fenomenet kalles "lock-in" og er illustrert i Figur 4-8.



Figur 4-8: Illustrasjon av "lock-in"-fenomenet. (26)

Virvelinduserte svingninger er selvdempende på den måten at svingninger ikke vokser ubegrenset, men begrenses til en viss verdi. Små svingninger blir stimulert til en større bevegelse, mens store amplituder blir dempet ettersom samspillet mellom virvlene og konstruksjonen ved store amplituder blir brutt. Dette ligner en ikke-lineær, amplitudeavhengig aerodynamisk demping, hvor det er stor negativ aerodynamisk demping ved små amplituder og omvendt. Figur 4-9 viser variasjonen av negativ aerodynamisk demping med $US_t/f_e D$. (26)

Av Eurocode 1, del 1-4(23) består responsen som følge av virvelavløsning av bredbåndet respons som oppstår uansett om broa er i bevegelse eller ikke. Smalbåndet respons oppstår fra vindlast som følge av bevegelsen.



Figur 4-9: Variasjon av aerodynamisk demping med USt/feD . De positive verdiene representerer en negativ aerodynamisk demping. Kurvene er testresultater i jevn vind med forskjellige Reynolds tall. (26)

Faren for vibrasjoner avhenger av konstruksjonens demping og av forholdet mellom konstruksjonens masse og luftens masse. Dette avhenger av Scrutons tall. Dersom Scrutons tall øker, er det mindre fare for virvelinduserte svingninger. (23):

$$S_c = 2 \frac{\delta_s \cdot m_e}{\rho_a \cdot D^2} \quad \text{F 4-19}$$

hvor δ_s er den strukturelle dempingen, m_e er den ekvivalente konstruksjonsmassen per lengdeenhet, mens ρ_a er luftens tetthet.

Effekten turbulens har på virvelavløsningsprosessen er å forstyrre den, gjøre den mer bredbåndet og redusere dens spennvise korrelasjon (22).

Fra formelen for Strouhals tall, F 4-17, og kravet $f_s = f_e$, er kritisk vindhastighet for virvelinduserte svingninger:

$$U_{cr} = \frac{f_e \cdot D}{St} \quad \text{F 4-20}$$

For å unngå virvelinduserte svingninger kan en sjekke om intervallet for resonante svingninger er over de hastighetene som broa sannsynligvis vil oppleve. Eksempel på et slikt intervall kan være fra $0,85U_{cr}$ til $1,15U_{cr}$. Et annet unngåelseskriterie er at Scrutons tall skal være større enn 16 og at Reynolds tall som samsvarer med $0,8 \cdot U_{cr}$ er høyere enn $5 \cdot 10^5$ (28) (22).

Siden virvelinduserte svingninger er selv-dempende kan ikke disse direkte forårsake sammenbrudd av broa, men kan bidra til utmatting og ubehag for brukerne. Tiltak som kan gjøres for å undertrykke virvelinduserte svingninger kan være å øke konstruksjonsstivheten eller modifisere designet slik at den relevante egenfrekvensen og dermed den kritiske vindhastigheten for virvelinduserte svingninger økes til over U_{max} (maksimal vindhastighet for broa). En kan også forstyrre virvelforplantningen ved hjelp av ledeskovler under på brobjelken, eller benytte dempingsenheter (22).

4.4.4 Beregning av kritisk vindhastighet

For å kunne bestemme den kritiske vindhastigheten for virvelavløsning, benyttes formel F 4-20, hvor $St=0.11$ (kapittel 4.4.3), f_s er gitt av Tabell 4-2, mens D er referansedimensjonen som her velges til å være høyden av brobjelken, $H=2,76$ m.

Tabell 4-2: Frekvenser og perioder tatt ut fra bromodellen i Abaqus for de ulike svingeformene. (Vedlegg B)

Abaqus	1. svingeform			2. svingeform			3. svingeform		
	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]
HS	0,804	0,1280	7,813	3,336	0,5309	1,884	5,202	0,8279	1,208
HA	2,716	0,4322	2,314	3,660	0,5825	1,717	6,134	0,9762	1,024
VS	1,901	0,3026	3,305	2,553	0,4063	2,461	5,354	0,8521	1,174
VA	1,342	0,2136	4,682	3,662	0,5828	1,716	7,473	1,1893	0,841
TS	6,532	1,0396	0,962	17,415	2,7716	0,361	27,494	4,3758	0,229
TA	11,888	1,8921	0,529	22,33	3,5540	0,281	31,521	5,0168	0,199

Det velges å beregne den laveste kritiske vindhastigheten for alle svingeformene, altså 1. svingeform, slik at en ser hvilke som vil inntreffe først ved stigende vindhastighet.

Tabell 4-3: Beregnet kritisk vindhastighet for samtlige svingeformer.

Svingeform	U_{cr} [m/s]
HS1	3.2
HA1	10.8
VS1	7.6
VA1	5.4
TS1	26.1
TA1	47.5

Resultatene i Tabell 4-3 viser at den horisontale symmetriske svingeformen vil opptre først, men ikke like intenst som de vertikale formene. Det er derfor den kritiske vindhastigheten for de vertikale svingeformene som er interessante. Torsjonsformene inntreffer ikke med det første, da disse vindhastighetene er opp i storm og orkan styrke.

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Side 37 av 69
---------------	-------------------------------------	---------------

4.5 INSTABILITETSFENOMEN

4.5.1 Generelt

Instabilitet beskriver en oppdiktet grense for kritisk vindhastighet, U_{cr} , hvor broas totale demping eller stivhet er lik null. Når vindhastigheten nærmer seg U_{cr} er broas oppførsel påvirket av betydelige forskyvninger som skyldes samspillet mellom vindstrømmen og broas statiske og dynamiske respons (29). I de videre kapitlene forklares de viktigste fenomenene.

4.5.2 Galoppering

Galoppering er et instabilitetsfenomen som inntreffer slanke konstruksjoner med en tverrsnittsform hvor løftfaktorens helning, C_L' , er negativ med hensyn på broas vertikale bevegelse. Fenomenet er karakterisert som svingninger i vindens tverretning (z-retning) og inntreffer når frekvensen samsvarer med broas egenfrekvens, altså negativ aerodynamisk demping. Den kritiske vindhastigheten for galoppering er gitt av formel i Statens Vegvesens Håndbok 185 om broprosjektering. (29)

4.5.3 Torsjonsinstabilitet og flutter

Torsjonsinstabilitet og flutter er instabiliteter av spesiell bekymring, da de kan resultere i konstruksjonssammenbrudd. Det er derfor viktig å bestemme den kritiske vindhastigheten for disse instabilitetene for å sikre at disse er godt over den hastigheten broa er designet for.

Flutter skyldes bevegelsesinduserte krefter i vindens tverretning i kombinasjon med tverrsnittsvridning. Dette vil inntreffe dersom de naturlige frekvensene av de vertikale og torsjonale svingningene er nærme. Et eksempel er hvis den torsjonale frekvensen er mindre enn 50 % høyere enn den vertikale frekvensen. Ved forskjeller større enn 2 - 3 mellom egenfrekvensene vil ikke kobling kunne oppstå. Da vil den kritiske svingningen bli ren torsjonsinstabilitet. Vindturbulensen vil i de fleste tilfeller øke den kritiske vindhastigheten for torsjonsinstabilitet og flutter, og ved høye turbulensintensiteter kan disse også bli ekskludert (7) (22).

Det mest kjente eksempelet på en aerodynamisk ustabil bro utsatt for torsjonsinstabilitet og flutter, er Tacoma Narrows Bridge i Washington. Denne hengebroa ble åpnet 1. juli 1940 og er designet for en statisk vindlast på 44 m/s. Broa hadde et hovedspenn på 850 m, og var den 3. lengste på den tiden. Den hadde en relativt smal veibane, slik at lengde/bredde-forholdet mellom hengekablene var betydelig større enn for noen annen lik konstruksjon. Helt siden begynnelsen viste broa tegn til instabilitet, og visse tiltak ble gjort før broa ble åpnet for trafikk. Hydrauliske buffere ble installert på tårnene og diagonale kabelfester ble plassert midt på spennet for å koble hovedkabelen til avstivningsbjelken, som dermed kunne bære spenningene med langsgående komponenter. Til tross for disse tiltakene fortsatte broen å svinge, selv ved svært små vindhastigheter. Den 7. november 1940 var det en nokså sterk vind som satte broa i bevegelse, først vertikale svingninger, for så å ende opp med torsjonssvingninger ved en vindhastighet på 19m/s (Figur 4-10). Broa motsto disse rullende og vridende bevegelsene i en time

med mindre skader, men måtte til slutt gi etter og en stor del av brobjelken på midten av hovedspennet røk. I et øyeblikk ble bevegelsen redusert, men ble raskt bygget opp igjen, og resten av hovedspennet ble revet vekk fra kablene og ned i vannet. Resultatet ble da at kablene i hovedspennet hevet seg, sidespennene sèg betraktelig, og tårnene bøyd seg mot land.

Naturen hadde dermed ødelagt denne store konstruksjonen ved å påføre den laster den ikke var designet for å stå i mot. (24)



Figur 4-10: Torsjonssvingninger av Tacoma Narrows Bridge like før sammenbrudd. (30)

4.5.4 Statisk divergens

Statisk divergens kan beskrives som statisk instabilitet i torsjonsretningen. Dette er et instabilitetsfenomen som skyldes negative bidrag fra bevegelsesinduserte vridningskrefter til broas totale torsjonsstivhet. (29)

4.5.5 Beregning av kritisk vindhastighet

Svingninger på grunn av virvelavløsning oppstår generelt for mye lavere vindhastigheter enn instabilitetsfenomenene beskrevet i de fire foregående kapitlene, men av disse er, ifølge Statens Vegvesens globale analyser av Hardangerbroa (31), flutter den mekanismen som vil oppstå ved lavest vindhastighet. Denne er det derfor relevant å beregne verdien på for å kontrollere at den gjennomsnittlige vindhastigheten for Lysefjordbroa, $U=38\text{m/s}$, ikke er høyere. Prosjekteringsregler stiller dessuten krav til at kritisk vindhastighet er:

$$U_{cr} = 1,5 \cdot U = 1,5 \cdot 38 = 57 \text{ m/s}$$

F 4-21

Selbergs formel for kritisk vindhastighet ved flutter (29):

$$U_{cr} = 3.7 \cdot B \cdot f_{\theta} \sqrt{\left[1 - \left(\frac{f_z}{f_{\theta}}\right)^2\right] \cdot \frac{m_z \cdot r}{\rho \cdot B^3}} \quad \text{F 4-22}$$

$$r = \sqrt{\frac{m_{\phi}}{m_z}} \quad \text{F 4-23}$$

hvor B er bredden av brobjelken (12,3 m), f_{θ} og f_z er henholdsvis frekvens ved torsjonssvingning og vertikal svingning, m_z er jevnt fordelt ekvivalent modal translasjonsmasse, ρ er lufttettheten ($1,25 \text{ kg/m}^3$), r er treghetsradien til tverrsnittet og m_{ϕ} er jevnt fordelt ekvivalent modal rotasjonsmasse (massetregghetsmomentet). (29)

Fra Tabell 4-2 og vedlegg A, side 1, er det gitt at:

$$f_z = f_{VS1} = 0.3026 \text{ Hz}$$

$$f_{\theta} = f_{TS1} = 1.0396 \text{ Hz}$$

$$m_{\theta} = I_m = 82\,430 \text{ kgm}^2/\text{m}$$

mens m_z er gitt av formelen:

$$m_z = \frac{\int_0^L m_{z0}(x) \cdot \phi_z^2(x) ds}{\int_0^L \phi_z^2(x) ds} \quad \text{F 4-24}$$

hvor \int er integralet fra 0 til L (lengden av hovedspennet), $m_{z0}(x)$ er translasjonsmasse per lengdeenheter i vilkårlig posisjon x , $\phi_z^2(x)$ er egensvingeformen med tilhørende egenfrekvens f_z , kvadrert.

Translasjonsmassen, m_{z0} , som er massen av hovedspennet per meter, bestemmes til å være jevnt fordelt over bro lengden. Derfor kan m_z settes lik m_{z0} :

$$m_z = m_{z0} = w = 6166 \text{ kg/m}$$

Med alle nødvendige konstanter funnet, er kritisk vindhastighet for flutter beregnet til å være 141 m/s. Dette er langt over Lysefjordbroas dimensjonerende vindhastighet og en urealistisk verdi, det vil si at flutter eller andre instabilitetsfenomen ikke vil oppstå. Det er grunn til å anta at beregningsfeil har oppstått underveis.

5. STATISK ANALYSE

5.1 GENERELT

En statistisk analyse av brobjelken og hovedkablene er utført for å få en bedre forståelse av broas oppførsel under statisk last. En hengebro som et system er slik at den effektive stivheten avhenger av forskyvningen, det vil si at dersom brobjelken blir strekkbelastet vil den effektive bøyestivheten øke, som forårsaker mindre forskyvning. Programmet som er benyttet til statistiske analyser er Abaqus, beskrevet i neste kapittel, og utgangspunktet for analysen er en bromodell av Lysefjordbroa utarbeidet våren 2011 (2).

5.2 ABAQUS

Abaqus er en elementmetodeprogramvare som blir benyttet til å utføre avanserte analyser av ikke-lineære problemer. En input-fil med modellens tekniske data, slik som geometrien, materialegenskapene, massen, stivheten, opplagerbetingelsene og andre betydelige karakteristikker for broa, beregnes i programmet. Dermed vil en resultatfil (dat-fil) tabulere de resultatene en er ute etter, det være seg forskyvninger, spenninger og krefter i de ulike nodene (knutepunktene), modellens frekvenser og svingninger, osv. En statistisk (lineær) analyse er en analyse hvor den påførte kraften virker momentant på broa, eller en kan velge å la den øke lineært over et visst tidsinkrement, men med samme resultat. Abaqus oppdaterer stivhetsmatrisen kontinuerlig, som gjør det mulig å utføre dynamiske (ikke-lineære) problemer, da slike analyser er tidssimuleringer av varierende laster som trenger lastinkremitter og likevektsiterasjoner for å komme frem til en løsning. Det kommer av at stivhetsmatrisen og lastmatrisen er funksjoner av forskyvningene (32). Dette illustreres ved formel F 5-1 og F 5-2.

$$K = \frac{F}{x} \quad \text{F 5-1}$$

$$K(x) = \frac{F(x)}{x} \quad \text{F 5-2}$$

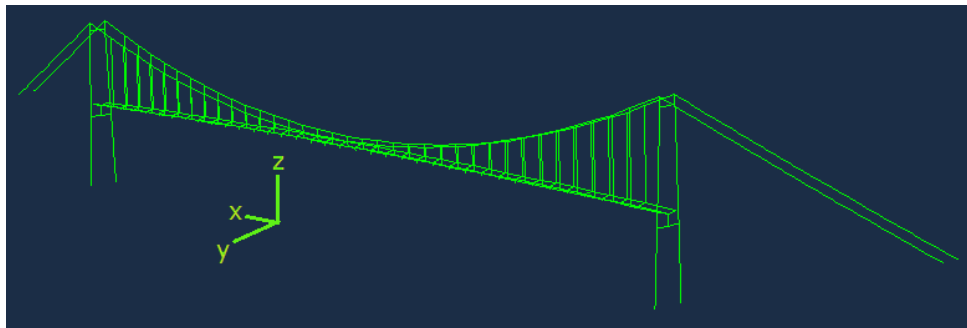
hvor K er stivheten, F er kraften og x er forskyvning.

En må være bevisst på at programmet kan analysere filen på en annen måte enn det en regner med, og dermed forårsake feil i resultatene. Abaqus-versjonen benyttet i denne oppgaven for både statiske og dynamiske analyser er Abaqus/CAE 6.10 fra 2010 (33).

5.3 BROMODELLEN

Ragnhild Steigen utformet våren 2011 en elementmodell av Lysefjordbroa, som er utgangspunktet for analysene i denne oppgaven. En konstruksjonsmodell i Abaqus er bygd opp av noder (knutepunkter) og elementer. Elementene som finnes mellom nodene, blir gitt de dimensjoner, stivheter og masser som svarer til de realistiske verdiene. Se input-fil av modellen i vedlegg C, side 1. Målet med bromodellen og analyseringen av den er å danne seg mer inngående kunnskap om hvordan broa oppfører seg, både med og uten påsatte laster. Noen små endringer av bromodellen er gjort, slik som at kablene i bakstagene ikke lenger er ett enkelt element, men delt opp i flere elementer for å oppnå den fleksibiliteten kablene i virkeligheten har. En annen endring som er gjort er en oppretting av en ubetydelig feil, slik som at det siste elementet av hovedkabelen mot tårnene heller for mye. Grunnen til dette er at node nr 1001, 1037, 2001 og 2037 er 0,11 m feil i x-retningen.

En tilsvarende modell av Lysefjordbroa er utarbeidet av Statens Vegvesen i programmet Alvsat fra Sintef. Resultatene fra Alvsat-analysene er benyttet og presentert i den dynamiske analysen av Lysefjordbroa i kapittel 7.3.



Figur 5-1: Bromodellen med tilhørende aksedefinisjoner.

5.4 PÅSATTE VINDLASTER

Statiske laster som er påført broa vinkelrett fra sida i positiv y-retning (nordøst) skal forestille vindens dragkrefter. For å kunne påføre brobjelken statiske dragkrefter, er dummyelementer laget. Disse elementene har et neglisjerbart stivhetsbidrag og ingen masse, som gjør at de ikke påvirker brobjelkeegenskapene. Elementene er kalt Dummy4 i input-filen vedlagt i vedlegg C. Dragkreftene er påført jevnt fordelt over brobjelken og hovedkablene i hovedspennet og starter med en verdi på 0 kN/m, og avslutter med en verdi på 600 kN/m, med et intervall på 10 kN/m. Dette tilsvarer urealistiske vindhastigheter på henholdsvis 605 m/s og 78 m/s. Orkan styrke er til opplysning ved 32,7 m/s. Grunnen til slike høye verdier for analyse, er for lettere å kunne se hvordan forskyvningen av spesielt bjelken utvikler seg. 61 analyser er dermed gjennomført og deformasjonsverdien i y-retning og z-retning er hentet ut fra resultatfilen for midtnoden og kvartnoden på henholdsvis brobjelken og hovedkablene. Siden kreftene er økt lineært fra 0 kN/m til 600 kN/m, er det derfor interessant å studere om også broa vil ha en lineær forskyvning i horisontal og vertikal retning, eller om den vil få en økt effektiv bøyestivhet som beskrevet

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Side 42 av 69
----------------------	--	----------------------

tidligere. For å ta hensyn til ikke-lineære geometriske effekter i Abaqus er funksjonen NLGEOM benyttet.

Et eksempel på en input-fil som viser påføring av dragkrefter fra vind finnes i vedlegg C på side 20.

Resultatene fra analysen presenteres i kapittel 7.2.

6. DYNAMISK ANALYSE

6.1 GENERELT

En egen-analyse av bromodellen er også utført i programmet Abaqus. Dette vil være en dynamisk analyse av broa og vil omfatte å studere de tre første svingeformene med tilhørende egenfrekvenser. Uten ytre belastninger er det kun konstruksjonsmassen og -stivheten som har en påvirkning på størrelsen av disse egensvingningene. Disse svingeformene sammenlignes med svingeformene fra Alvsat. For å kontrollere resultatene fra Abaqus og Alvsat, er egenfrekvensene og svingeformene i tillegg sammenlignet med håndberegnete egenfrekvenser og svingeformer. Resultatene fra analysene, og sammenligningen med håndberegnete frekvenser og former er oversiktlig presentert i kapittel 7.3. Lagt til grunn for håndberegninger er følgende verdier:

- Spennlengde: $l=446$ m
- Pilhøyde: $f=45$ m
- Bredde, brobjelke: $b=12,3$ m
- Høyde, brobjelke: $h=2,76$ m
- Avstand mellom hengere: $l_h=10,25$ m
- Tykkelse, plater i brobjelken: $t=(8\text{mm}+12\text{mm})/2=0,01$ m
- Elastsitetsmodul: $E=2,1\cdot 10^{11}$ N/m²
- Elastisitetsmodul, kabel: $E_c=1,8\cdot 10^{11}$ N/m²
- Areal, hovedkabel: $A_c=0,05$ m²
- Tregghetsmoment: $I=0,429$ m⁴
- Vekt av brobjelke per meter: $w_{bk}=5350$ kg/m
- Vekt av kabel per meter: $w_c=408$ kg/m
- Vekt av hovedspenn per meter: $w=6166$ kg/m
- Massetregghetsmoment: $I_m=82430$ kgm²/m

For flere verdier, se detaljerte beregninger i vedlegg A.

6.2 EGENFREKVENSER FOR LYSEFJORDBROA

Formler fra Bleich (24) og Steinman (34) er benyttet for å beregne torsjonsfrekvenser og vertikale frekvenser. Disse resultatene blir så sammenlignet med resultater fra Abaqus og Alvsat i kapittel 7.3. Se vedlegg A for detaljerte beregninger. For detaljerte utledninger av benyttede formler henvises det til Bleich og Steinman. Både symmetriske og asymmetriske former langs spennet er analysert og beregnet.

Ved beregning av torsjonsfrekvenser, er det fra Bleich ikke inkludert torsjonsstivheten. Vanligvis er torsjonsstivheten av et hengende spenn relativt ubetydelig (34). Derfor er det interessant å inkludere denne i formlene fra Steinman, for å kunne se hvor ubetydelig den er.

6.2.1 Egenfrekvenser for vertikale asymmetriske svingninger

Vertikale svingninger er de forskyvninger en kan observere i z-retning. Egenfrekvensene for vertikale svingninger, både de asymmetriske og symmetriske, er beregnet ut fra Bleichs og Steinmans definisjoner og formler. Egenfrekvensenes tilhørende svingformer er kalt henholdsvis VA1, VA2 og VA3.

Bleichs teori baserer seg på antagelser som at:

- Svingeamplitudene er små og tillegget fra kabelens horisontalkraft grunnet treghetskrefter er lite sammenlignet med horisontalkraften på grunn av egenvekten. Denne antagelsen gjør at en kan basere teorien på denne lineære differensialligningen (F 6-1):

$$\frac{w}{g} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 \eta}{\partial x^4} - H_w \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + \frac{w}{H_w} h = 0$$

- Egenvekten og treghetsmomentet er konstant gjennom hele spennet, men kan variere i ulike spenn.
- Den totale massen til broa er antatt å være konsentrert langs senterlinjen til brobjelken, som er festet i en ende. Horisontale komponenter av treghetskreftene neglisjeres.
- Hengekablene blir ansett å være udeformerbare. Det vil si at kabelens og brobjelkens vertikale deformasjon antas å være identisk.

Differensialligningen under er benyttet for å utlede frekvensligningen F 6-2:

$$\frac{w}{g} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 \eta}{\partial x^4} - H_w \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + \frac{w}{H_w} h = 0 \quad \text{F 6-1}$$

hvor w er vekten av hovedspennet per lengdemeter, g er gravitasjonsakselerasjonen, E er elastisitetsmodulen for avstivningsbjelken, I er treghetsmoment om svak akse, η er amplitude ved avstand x fra avstivningsbjelkens venstre opplager ved tiden t , H_w er horisontal kabelkraft grunnet egenvekt, og h er tillegg i kabelens horisontalkraft grunnet treghetskrefter som funksjon av tiden, t .

Den vertikale asymmetriske frekvensligningen til Bleich er utledet fra F 6-1. Utledningen vises i Bleich.:

$$\omega(n) = \frac{n\pi}{l} \sqrt{\frac{g}{w} (H_w + n^2\lambda)} \quad \text{F 6-2}$$

hvor n er antall halvbølger langs bjelkespennet ($n=2, 4, 6, 8\dots$), l er lengden av hovedspennet, og $\lambda = (\pi^2 EI)/l^2$.

Steinman benytter samme ligningen for svingefrekvens, bare skrevet på en annen form. Se F 6-3 og F 6-4.

$$K(n) = \frac{n^2 \pi^2}{l^2} H_w + \frac{\pi^4 n^4}{l^4} EI \quad \text{F 6-3}$$

$$\omega(n) = \sqrt{\frac{K(n)}{\frac{w}{g}}} \quad \text{F 6-4}$$

hvor $K(n)$ kan forklares som stivhetskoeffisienten for systemet. Denne er viktig når det gjelder aerodynamisk stabilitet og deformasjoner ellers.

6.2.2 Egenfrekvenser for vertikale symmetriske svingninger

De vertikale symmetriske svingeformene er kalt henholdsvis VS1, VS2 og VS3. Energiligningen for hengebroer med ett hengende spenn er utgangspunktet til Bleich når formelen for vertikal symmetrisk svingefrekvens skal utledes:

$$T - V = \frac{1}{2} \left[\frac{w}{g} \omega^2 \int_0^1 \eta^2 dx - EI \int_0^1 \eta''^2 dx + H_w \int_0^1 \eta' \eta dx - \frac{8f}{l^2} h \int_0^1 \eta dx \right] \quad \text{F 6-5}$$

$$\frac{8f}{l^2} \int_0^1 \eta dx - \frac{L_E h}{E_c A_c} = 0 \quad \text{F 6-6}$$

hvor T er maksimal kinetisk energi i konstruksjonen og V er total potensiell energi i konstruksjonen ved største utsving. Både T og V er funksjoner av svingeamplituden η . L_E er lengden av hovedkabelen fra ankerfeste til ankerfeste, E_c er kabelens elastisitetsmodul, og A_c er kabelens tverrsnittsareal.

Frekvensligningene F 6-7 og F 6-13 utledes fra F 6-5 og F 6-6, hvor ligning F 6-13 gjelder for høyere symmetriske svingefrekvenser ($n > 3$):

$$A \cdot k + 9 \cdot B \cdot (k - A \cdot p) = 0 \quad \text{F 6-7}$$

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Side 46 av 69
---------------	-------------------------------------	---------------

hvor variablene A og B er henholdsvis:

$$A = s \cdot \omega^2 - H_w - \lambda \quad \text{F 6-8}$$

$$B = s \cdot \omega^2 - 9H_w - 81\lambda \quad \text{F 6-9}$$

og k, p og s er:

$$k = \frac{32f}{\pi^3} \quad \text{F 6-10}$$

$$p = \frac{\pi \cdot l}{16f} \cdot \frac{L_E}{E_c A_c} \quad \text{F 6-11}$$

$$s = \frac{w \cdot l^2}{\pi^2 \cdot g} \quad \text{F 6-12}$$

$$\omega(n) = \sqrt{\frac{1}{s} \left(n^2 \cdot H_w + n^4 \cdot \lambda + \frac{k}{n^2 \cdot p} \right)} \quad \text{F 6-13}$$

hvor $n=5, 7, 9\dots$

Videre følger formlene fra Steinman:

$$\sum_{n=1,3,5\dots} \frac{1}{n^2} \cdot \frac{C \cdot \frac{f}{l}}{K - K(n)} = 1 \quad \text{F 6-14}$$

hvor $K(n)$ er den samme som F 6-3, K er ligningens ukjente og skal løses ut, og C er F 6-15.

$$C = \frac{512}{\pi^2} \cdot \frac{f}{l^2} \cdot \frac{E_c \cdot A_c}{L_E} \quad \text{F 6-15}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{K}{\frac{w}{g}}} \quad \text{F 6-16}$$

6.2.3 Egenfrekvenser for symmetriske torsjonssvingninger

Torsjonssvingning avviker fra vertikale svingninger ved at kablene er 180° ute av fase med hensyn på tiden, altså er det en vridning av brobjelken om sin egen akse, x-aksen. Dersom torsjonsstivheten blir neglisjert vil en enkelt kunne bestemme frekvensene og svingeformene. (24)

Både de asymmetriske og de symmetriske egenfrekvensene for torsjonssvingninger, er beregnet ut fra Steinmans og Bleichs definisjoner og formler. Kun de to første symmetriske torsjonssvingeformene fra Bleich er beregnet og kalles TS1 og TS2. Formlene fra Bleich neglisjerer torsjonsstivheten og er forenklet ved at avstivningsbjelken, som for Lysefjordbroa er sekskantet, antas å være en tynnvegget og lukket rektangulær kasse. Denne blir ytterligere forenklet, da den blir omgjort til et fagverk.

Vanligvis er torsjonsstivheten av et hengende spenn relativt ubetydelig (34). Da formler fra Steinman lar oss inkludere denne, har vi muligheten til å se hvor "små" forskjellene er. Her er også svingeform TS3 beregnet.

I det følgende presenteres formler fra Bleich. 1. og 2. svingefrekvens løses ut fra følgende frekvensligning:

$$B \cdot (A - K) - \frac{A \cdot K}{9} = 0 \quad \text{F 6-17}$$

hvor variablene A og B er:

$$A = s \cdot \omega^2 - \Lambda - R \quad \text{F 6-18}$$

$$B = s \cdot \omega^2 - 81\Lambda - 9R \quad \text{F 6-19}$$

og:

$$K = \frac{E_c A_c}{L_E} \cdot \frac{64f^2 \cdot l_h^2}{\pi^2 \cdot l^2} \quad \text{F 6-20}$$

$$\Lambda = E \cdot Y \cdot \frac{\pi^4}{2 \cdot l^3} \quad \text{F 6-21}$$

$$R = (E \cdot \beta \cdot l_h \cdot h + H_w \cdot \frac{l_h^2}{4}) \cdot \frac{\pi^2}{2 \cdot l} \quad \text{F 6-22}$$

$$s = M \cdot \frac{1}{4} \quad \text{F 6-23}$$

$$Y = I_v \cdot \varepsilon v^2 + I_h \cdot \varepsilon h^2 \quad \text{F 6-24}$$

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Side 48 av 69
---------------	-------------------------------------	---------------

$$\beta = \frac{l_h \cdot h}{\frac{\mu v \cdot h^2}{A_v} + \frac{\mu h \cdot b^2}{A_h}}$$
F 6-25

$$M = \frac{1}{g} \left(r^2 \cdot wa + \frac{l_h^2}{4} \cdot wc \right)$$
F 6-26

$$\varepsilon v = \frac{b}{2} - \frac{\mu v}{A_v} \cdot \beta \cdot h$$
F 6-27

$$\varepsilon h = \frac{h}{2} - \frac{\mu h}{A_h} \cdot \beta \cdot b$$
F 6-28

hvor h er avstivningsbjelkens høyde, l_h er avstanden mellom hengekablene, μv og μh settes lik $2\sqrt{2}$, b er avstivningsbjelkens bredde, $A_v = 1,09th$, $A_h = 1,09tb$, t er tykkelsen på avstivningsbjelkens stålplater, og l_h og l_v er arealtregghetsmomenter for avstivningsbjelken.

Steinmans formler for egenfrekvenser baserer seg på stivheten og frekvensene funnet for vertikale symmetriske egenfrekvenser. Verdiene for disse, K og ω , multiplisert med enkle dimensjonskonstanter, gir med tilstrekkelig nøyaktighet de tilsvarende verdiene for torsjonssvingninger. Torsjonsstivheten er gitt av:

$$K_t = \left(\frac{b}{2}\right)^2 \cdot K = (mr^2)\omega_t^2$$
F 6-29

hvor K_t er torsjonsstivheten av brobjelken, b er bredden av bjelken, K er stivheten funnet for vertikale symmetriske svingninger, m er massen av hovedspennet, r er tregghetsradien til tverrsnittet gitt av formelen F 4-23, og ω_t er egenfrekvensen ved torsjon.

Egenfrekvensene finnes fra:

$$N_t = \frac{b}{2r} \cdot N$$
F 6-30

$$2\pi \cdot N_t = \omega_t = \frac{b}{2r} \cdot \omega$$
F 6-31

hvor N_t og N er henholdsvis torsjonsfrekvensen og frekvensen for vertikal symmetrisk svingning i Hertz.

6.2.4 Egenfrekvenser for asymmetriske torsjonssvingninger

TA1, TA2 og TA3 kalles de tre første asymmetriske torsjonssvingningene. Også for disse neglisjerer Bleich torsjonsstivheten, mens Steinman inkluderer den. Gjeldende formler fra Steinman er F 6-29 til F 6-31. Bleichs frekvensligning for asymmetrisk torsjon når $n=2, 4, 6, 8\dots$ er:

$$\omega(n) = \sqrt{\frac{n^2}{s} (n^2 \cdot \Lambda + R)}$$

F 6-32

hvor Λ er F 6-21 og R kan beregnes ut i fra F 6-22.

7. ANALYSERESULTATER OG DISKUSJON

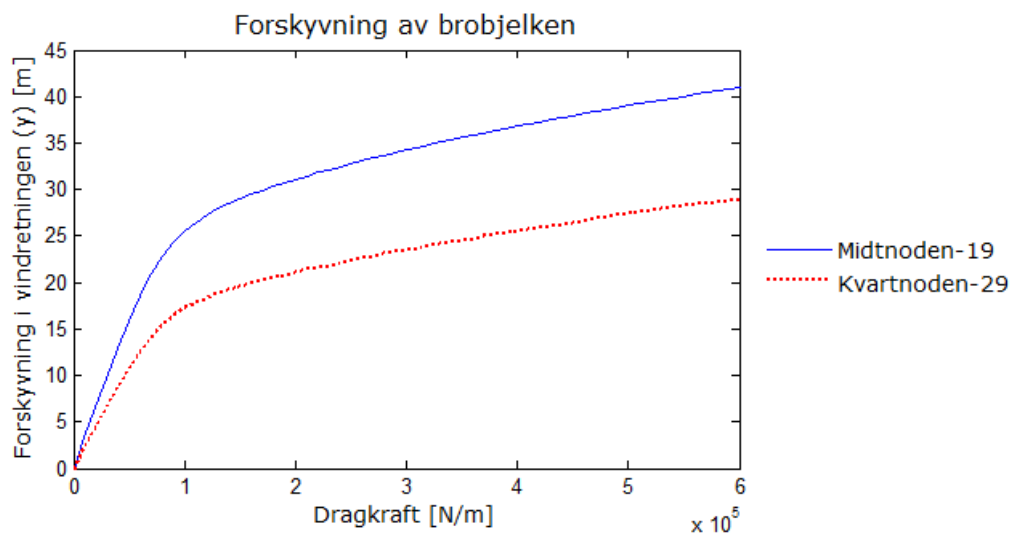
7.1 GENERELT

I dette kapittelet presenteres resultater fra de statiske og de dynamiske analysene. Etter at resultatene fra hver analyse er presentert følger en samlet diskusjon som oppsummerer resultatene.

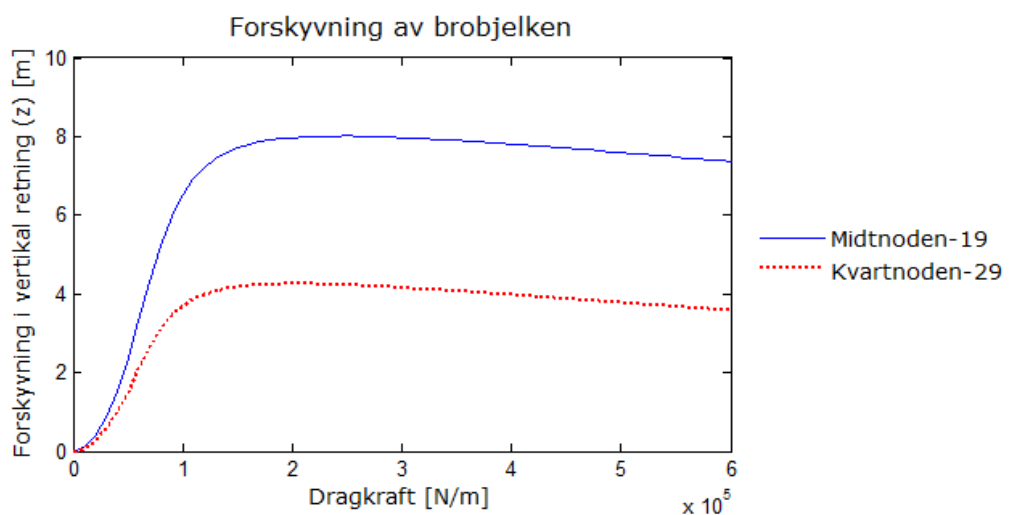
7.2 RESULTATER FRA STATISK ANALYSE

7.2.1 Brobjelken

Figur 7-1 og Figur 7-2 viser den horisontale og den vertikale forskyvningen av brobjelken.



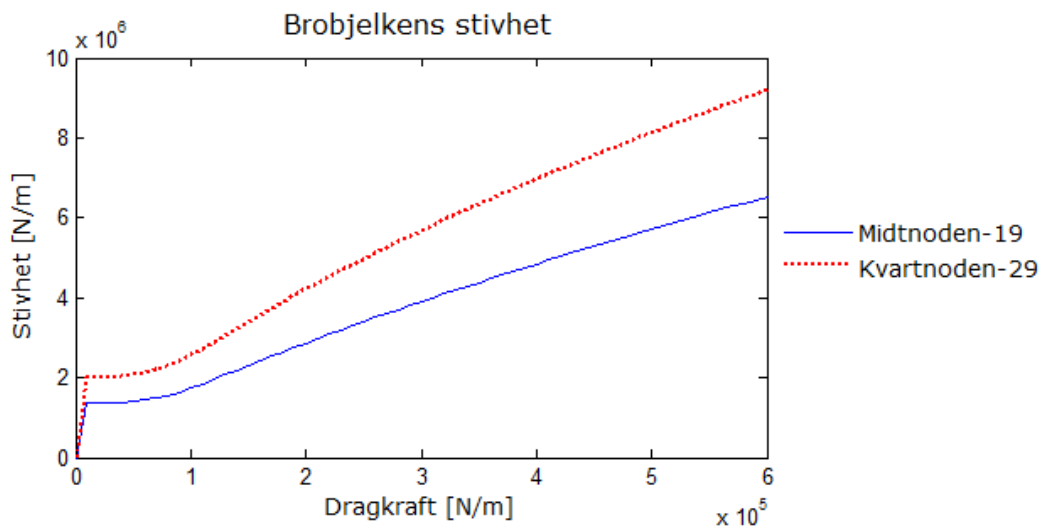
Figur 7-1: Brobjelkens horisontale forskyvning pga dragkraft fra vind.



Figur 7-2: Brobjelkens vertikale forskyvning pga dragkraft fra vind.

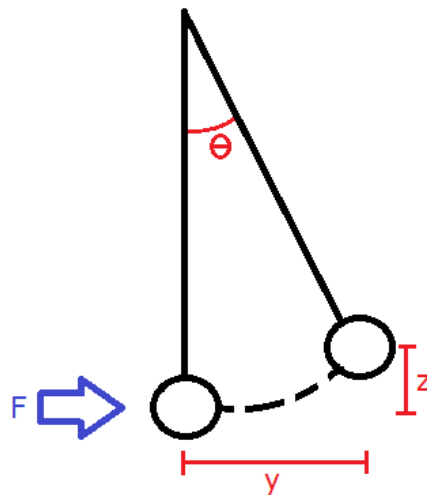
Ut fra disse figurene kan en se at kvartnoden får som forventet en mindre forskyvning enn midtnoden. Dette fordi brobjelken er stivere jo lenger mot opplagrene nodene befinner seg.

Forskyvningen i horisontal retning øker lineært til å begynne med, for så å avta når kraften blir større. Grunnen til denne utviklingen er at brobjelken får en høyere effektiv stivhet og dermed lavere fleksibilitet. En kan derfor si at forskyvningen av brobjelken er ikke-lineær. Det at stivheten er stabil der forskyvningskurven er så og si lineær, og øker når kurvene flater ut, illustreres i Figur 7-3.



Figur 7-3: Brobjelkens stivhet ved økende dragkraft.

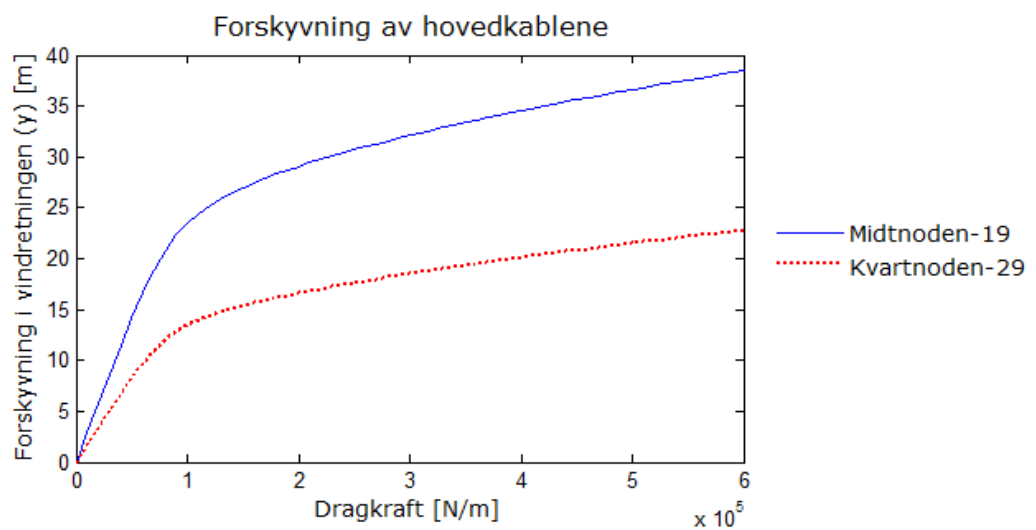
En kan anta og se på hovedspennet som en pendel når krefter påføres horisontalt fra siden. Vi kan tenke oss at brobjelken ikke er lagret i tårnene, men at den henger fritt fra toppen av tårnene via hovedkablene. Derfor vil det være en vertikal forskyvning i tillegg til den horisontale, altså en pendelbevegelse som illustrert i Figur 7-4. En ser av Figur 7-2 at denne pendelbevegelsen har oppstått, da forskyvningen øker med kraften, flater ut, og når et toppunkt ved 250 kN/m. Dermed begynner graden av deformasjon å synke, noe som kan ha med at tårnene ved toppunktet begynner å gi etter for den *vanvittige* dragkraften. Fra toppunktet av grafen til det siste punktet ved 600 kN/m, har begge tårntoppene forskjøvet seg 0,7 m mot hverandre og 1,1 m i vindretningen. Dette kan forklare hvorfor forskyvningen i z synker, da hovedkablene og dermed brobjelken vil slakkes.



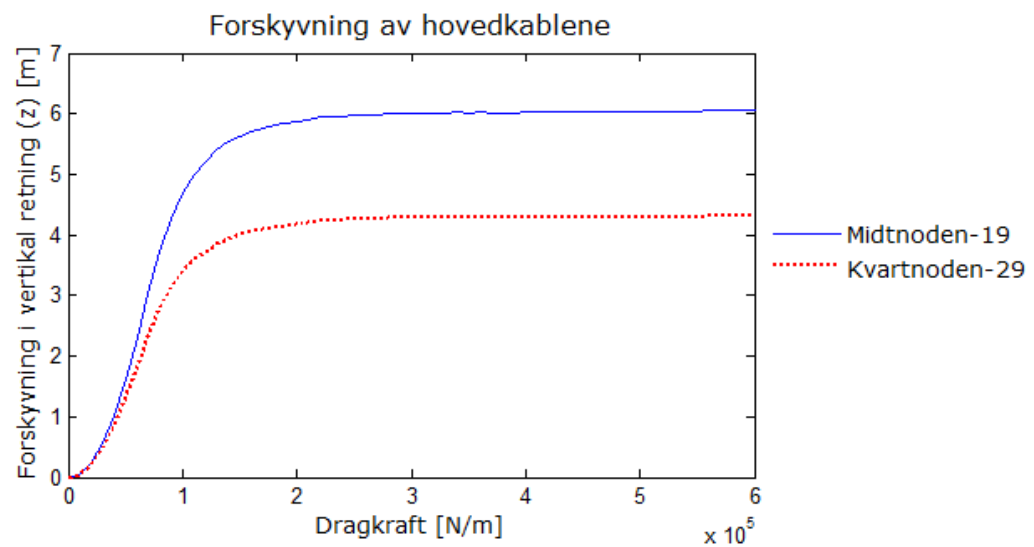
Figur 7-4: Illustrasjon av en typisk pendel utsatt for en kraft, F .

7.2.2 Hovedkablene

Forskyvningen av hovedkablene på grunn av tilsvarende dragkrefter er vist i Figur 7-5 og Figur 7-6.



Figur 7-5: Hovedkablens horisontale forskyvning pga dragkraft fra vind.



Figur 7-6: Hovedkablernes vertikale forskyvning pga dragkraft fra vind.

Det kommer frem av grafene at også for kablene vil økte krefter føre til økt stivhet, og kablene vil dermed oppleve en økning av strekkspenninger.

7.2.3 Samlet diskusjon av resultater

På grunnlag av resultatene fra den statiske analysen over kan en si at den ikke-lineære utviklingen av forskyvningen av brobjelken er som forventet, da den effektive stivheten økte ettersom kreftene ble større. Det som ikke var tenkt på før analysene ble gjennomført var at tårnene skulle bli påvirket i den grad at brobjelkens vertikale forskyvning begynte å synke, noe som er logisk i og med at bromodellen er et totalt system og størrelsen på kreftene er så store.

Når det gjelder forskyvningen av hovedkablene på grunn av de samme lastene, er det også her vist at forskyvningen er ikke-lineær og at den effektive stivheten og strekkspenningene øker. Dette samsvarer med forventningene.

7.3 RESULTATER FRA DYNAMISK ANALYSE

7.3.1 Generelt

I de følgende kapitlene vil svingeformene fra Abaqus og Alvsat bli sammenlignet, og formene som er fremkommet av formlene fra Bleich og Steinman vil bli satt opp mot disse for å se likheten mellom dem. Sammenligningene er nyttig for å kunne se om formlene som er benyttet vil være gunstig å bruke i beregning av fremtidige broers frekvenser og svingeformer. Detaljerte beregninger av både egenfrekvenser og svingeformer vil finnes i vedlegg A. Grafene av svingeformene er plottet i Matlab for Abaqus og Alvsat, og Mathcad for Steinman og Bleich. I begge tilfeller vil den horisontale akse være langs brobjelkens spenn og den vertikale akse er maksimal forskyvning.

7.3.2 Svingeformer og egenfrekvenser for vertikale asymmetriske svingninger

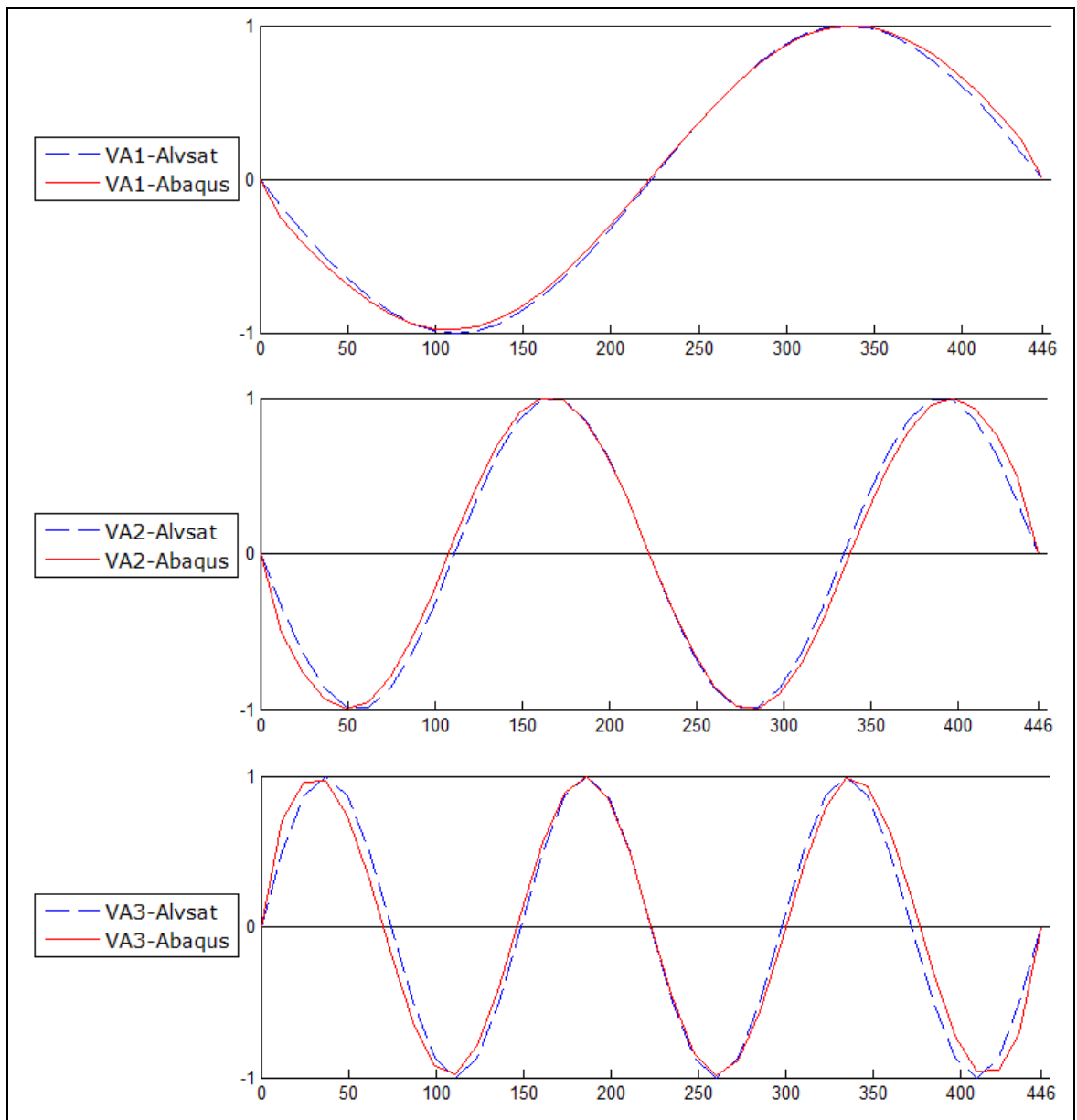
Egenfrekvensene med tilhørende perioder er vist i Tabell 7-1. Fra denne tabellen ser en at resultatene fra Bleich og Steinman er like, og at de stemmer nesten overens med resultatene fra Abaqus og Alvsat. De største avvikene for hver av de tre svingeformene er:

- VA1: 4,44 % mellom Bleich/Steinman og Abaqus
- VA2: 1,09 % mellom Abaqus og Alvsat
- VA3: 6,67 % mellom Bleich/Steinman og Alvsat

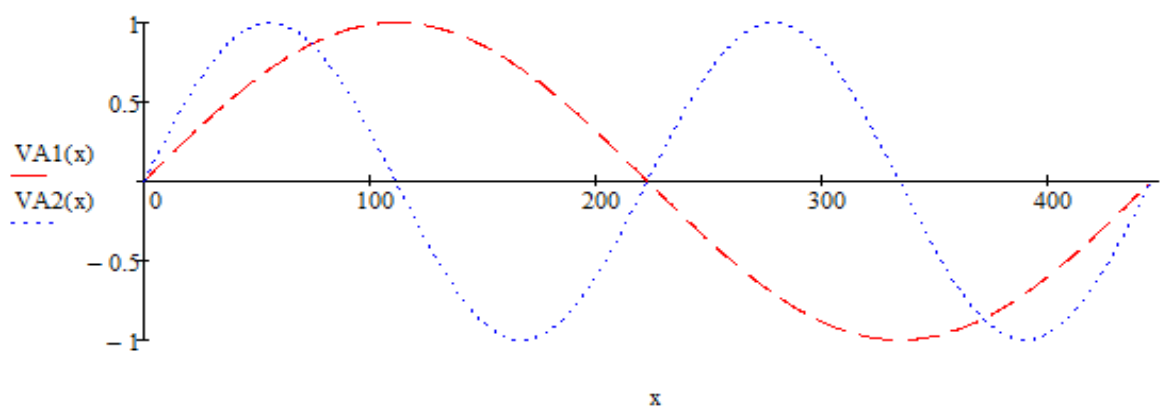
Tabell 7-1: En sammenligning av egenfrekvensene/-periodene til de vertikale asymmetriske svingningene.

	VA1		VA2		VA3	
	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]
Bleich	1,285	4,890	3,675	1,710	7,053	0,837
Steinman	1,285	4,890	3,675	1,710	7,053	0,837
Abaqus	1,342	4,682	3,662	1,716	7,473	0,841
Alvsat	1,339	4,693	3,702	1,697	7,530	0,834

Av Figur 7-7 kommer det frem som egenfrekvensene indikerer at det er noen avvik, men de er ikke veldig store. Fra Figur 7-8 hvor de håndberegnete svingeformene er plottet i Mathcad, kan en se at formen på svingningene er like som de fra programvarene Abaqus og Alvsat, bortsett fra at de er speilvendt. Dette har ingenting å si og løses lett ved å skifte fortegn.



Figur 7-7: 1., 2. og 3. vertikale svingeform for asymmetriske svingninger.



Figur 7-8: VA1 og VA2 fra håndberegningene.

7.3.3 Svingeformer og egenfrekvenser for vertikale symmetriske svingninger

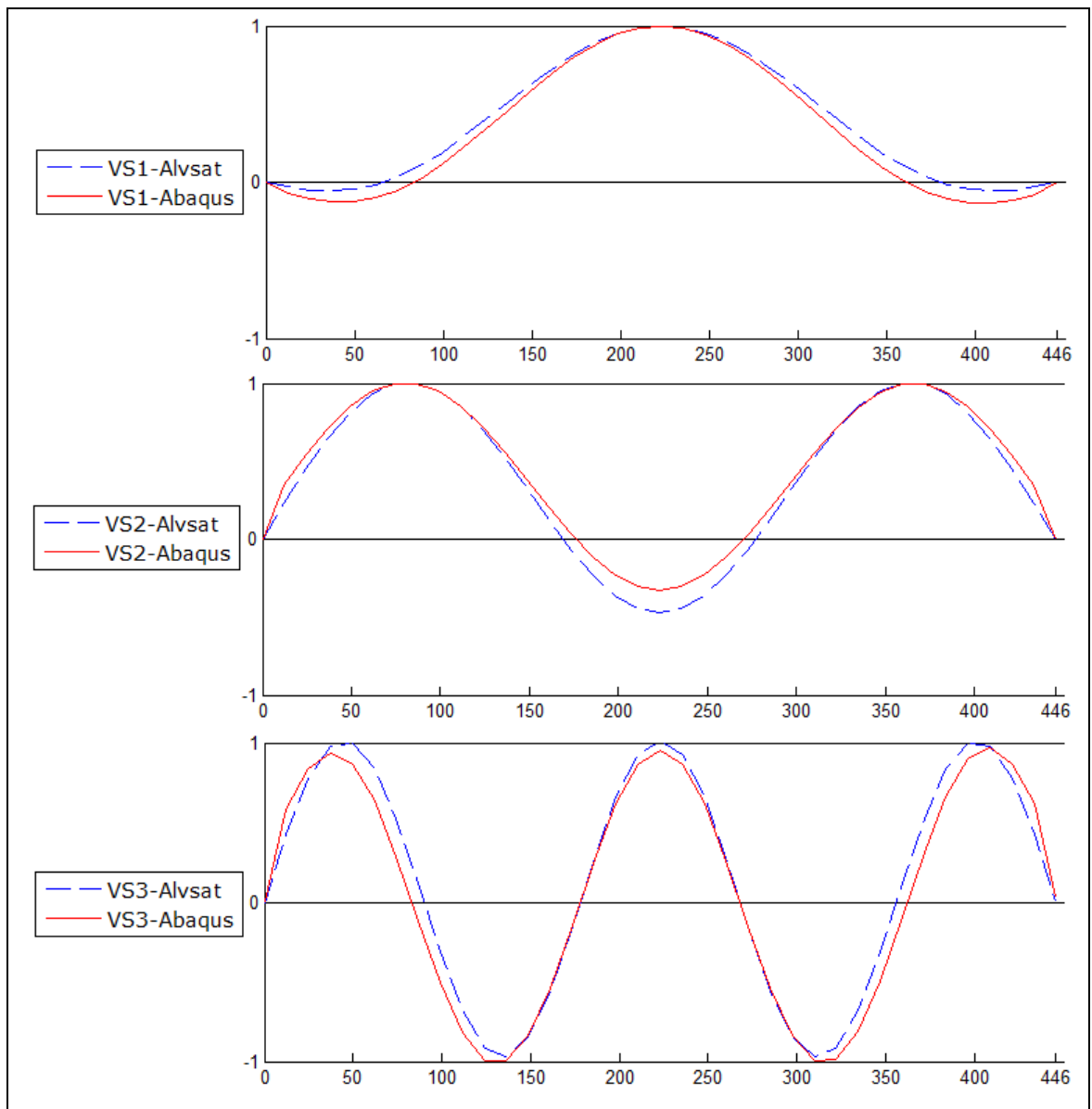
Egenfrekvensene med tilhørende perioder er vist i Tabell 7-2. Fra denne tabellen ser en at resultatene fra Bleich og Steinman er tilnærmet like, og at resultatene fra Abaqus og Alvsat er nokså like hverandre. De største avvikene for hver av de tre svingeformene er:

- VS1: 20,4 % mellom Steinman og Abaqus
- VS2: 6,0 % mellom Steinman og Abaqus
- VS3: 1,7 % mellom Abaqus og Alvsat

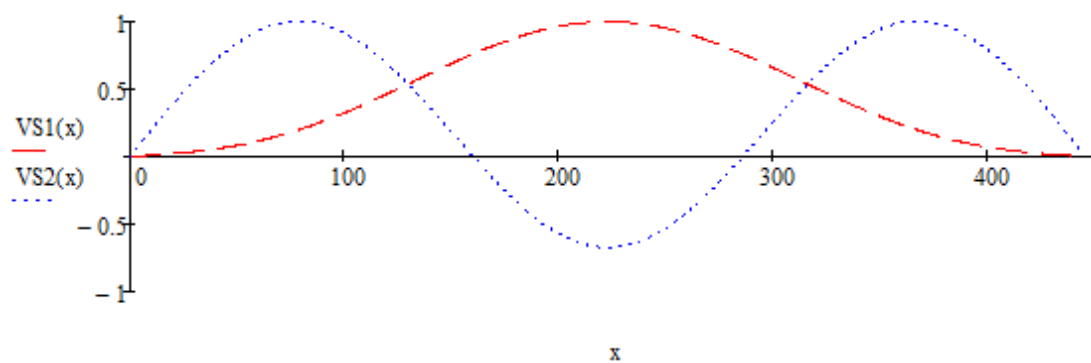
Tabell 7-2: En sammenligning av egenfrekvensene/-periodene til de vertikale symmetriske svingningene.

	VS1		VS2		VS3	
	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]
Bleich	1,581	3,974	2,410	2,607	5,412	1,161
Steinman	1,579	3,980	2,409	2,608	5,414	1,161
Abaqus	1,901	3,305	2,553	2,461	5,354	1,174
Alvsat	1,800	3,491	2,515	2,498	5,445	1,154

Av Figur 7-9 og Figur 7-10 kan en se de avvikene som nevnt over, selv om formene stemmer overens. VS1 viser en tydelig forskjell ved brobjelkeendene, hvor den fra Steinman ikke engang krysser den horisontale akse slik som for Abaqus og Alvsat. VS2 viser at halvbølgen i midten går dypere for Steinman enn for Abaqus.



Figur 7-9: De tre første symmetriske vertikale svingeformene fra Abaqus og Alvsat for Lysefjordbro-modellen.



Figur 7-10: VS1 og VS2 fra håndberegningene.

7.3.4 Svingeformer og egenfrekvenser for symmetriske torsjonssvingninger

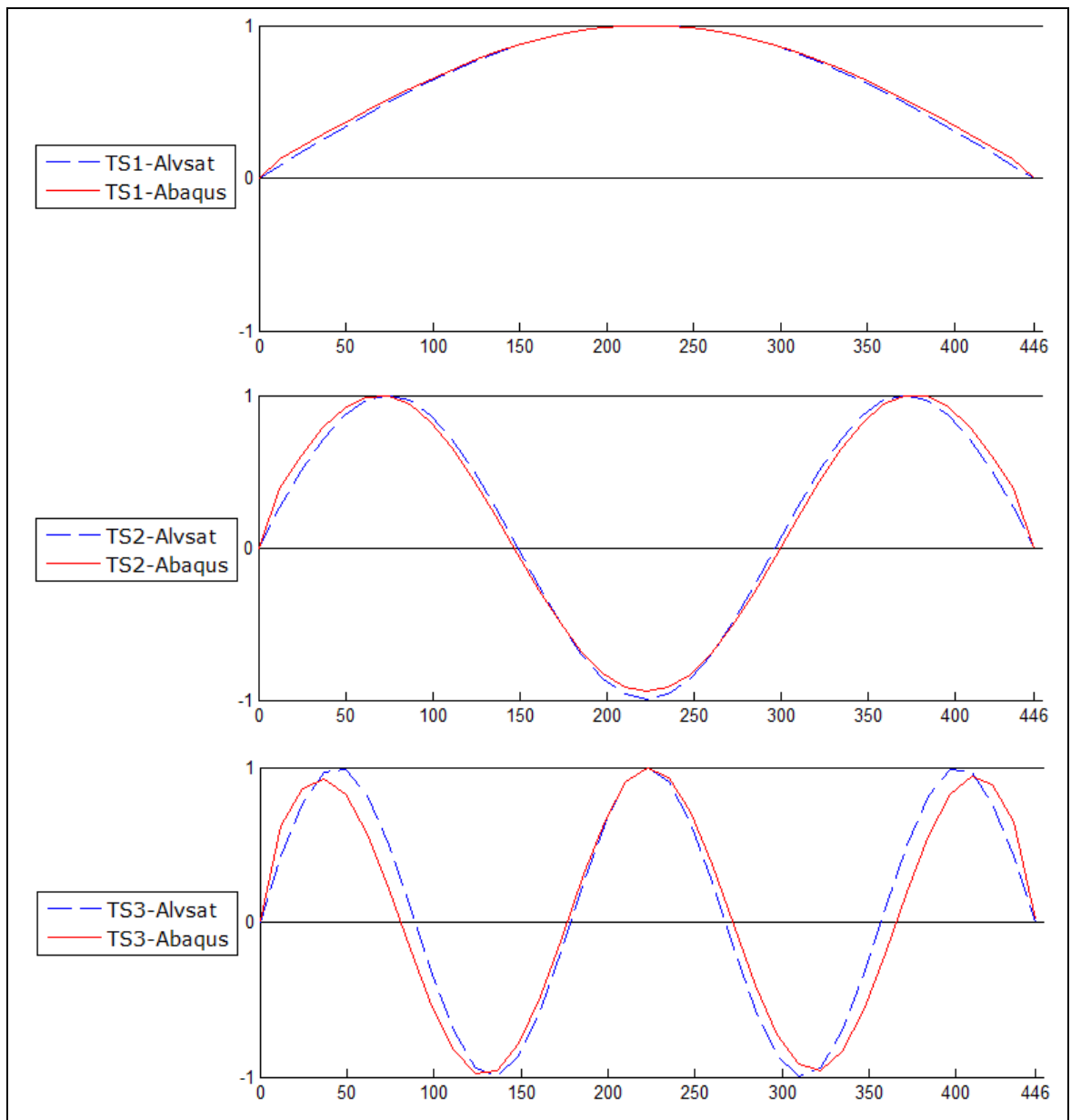
Egenfrekvensene med tilhørende perioder er vist i Tabell 7-3. Fra denne tabellen ser en at resultatene fra Bleich og Alvsat er i nærheten av hverandre, og at resultatene fra Steinman er for TS1 og TS2 langt i fra de andre. De største avvikene for hver av de tre svingeformene er:

- TS1: 48,7 % mellom Steinman og Abaqus
- TS2: 38,8 % mellom Steinman og Bleich
- TS3: 24,0 % mellom Abaqus og Alvsat

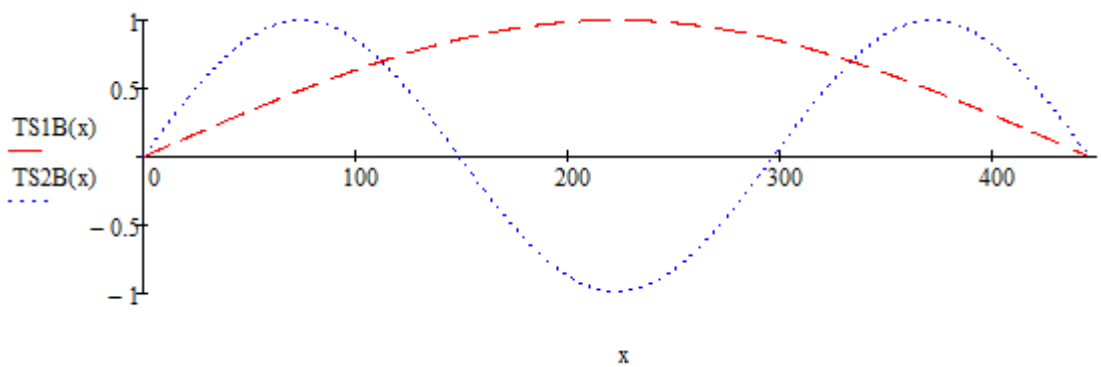
Tabell 7-3: En sammenligning av egenfrekvensene/-periodene til de symmetriske torsjonssvingningene.

	TS1		TS2		TS3	
	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]
Bleich	7,432	0,845	20,570	0,305	-	-
Steinman	9,710	0,647	14,815	0,424	33,293	0,189
Abaqus	6,532	0,962	17,415	0,361	27,494	0,229
Alvsat	7,253	0,866	20,361	0,309	34,080	0,184

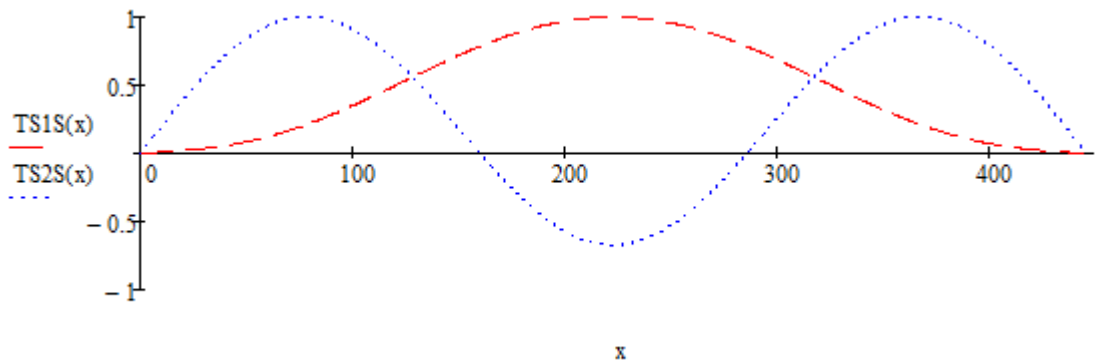
Av Figur 7-11, Figur 7-12 og Figur 7-13, hvor Figur 7-13 av Steinmans TS1 viser hvorfor avviket fra de andre er så stort, da en ser en mye stivere brobjelke ved bjelkeendene. TS2 for Steinman avviker mye på grunn av at den midterste halvbølgen går halvparten så dypt som de andre.



Figur 7-11: De tre første torsjonssvingningene for symmetriske svingninger på Lysefjordbroa.



Figur 7-12: Første torsjonssvingning beregnet fra Bleich.



Figur 7-13: Første torsjonssvingning beregnet fra Steinman.

7.3.5 Svingeformer og egenfrekvenser for asymmetriske torsjonssvingninger

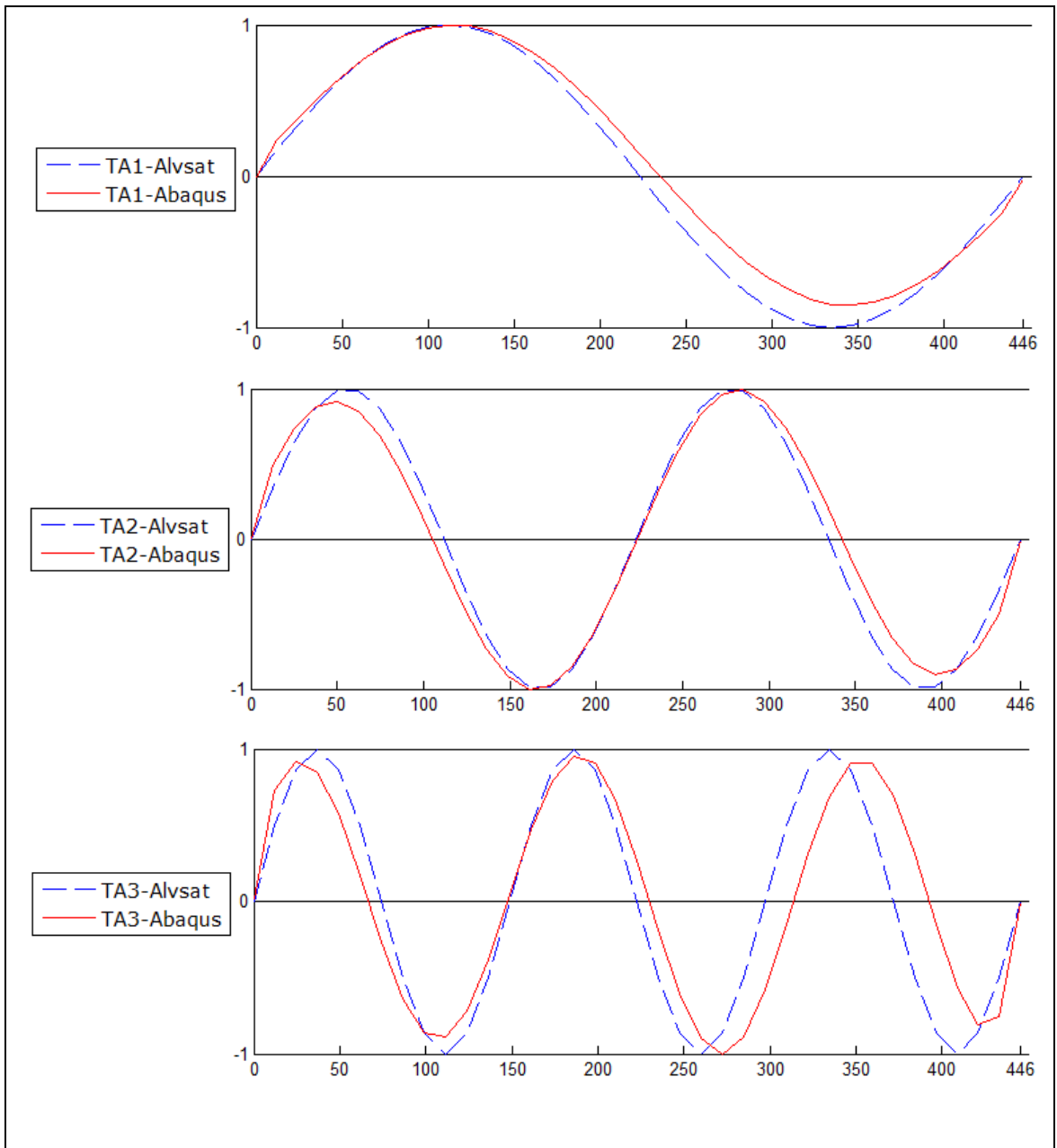
Egenfrekvensene med tilhørende perioder er vist i Tabell 7-4. Fra denne tabellen ser en at resultatene fra Bleich og Alvsat også for denne svingningen er i nærheten av hverandre, og at resultatene fra Steinman er for TA1 og TA3 et godt stykke fra de andre. De største avvikene for hver av de tre svingeformene er:

- TA1: 72,0 % mellom Steinman og Bleich
- TA2: 24,0 % mellom Bleich og Abaqus
- TA3: 46,4 % mellom Abaqus og Steinman

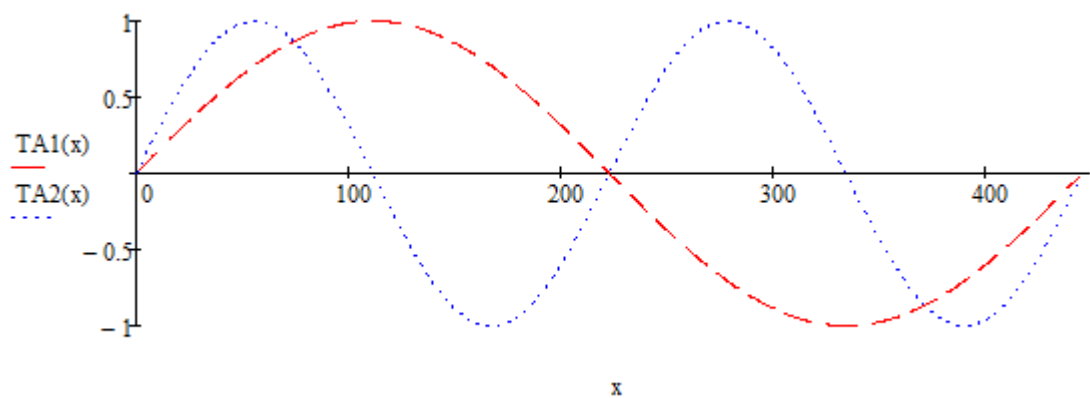
Tabell 7-4: En sammenligning av egenfrekvensene/-periodene til de asymmetriske torsjonssvingningene.

	TA1		TA2		TA3	
	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]
Bleich	13,592	0,462	27,666	0,227	-	-
Steinman	7,901	0,795	22,604	0,278	46,142	0,136
Abaqus	11,888	0,529	22,33	0,281	31,521	0,199
Alvsat	13,351	0,471	27,183	0,231	41,035	0,153

Svingeformene vist i figurene, Figur 7-14 og Figur 7-15, viser ikke godt nok det skyhøye avviket fra Steinman i TS1, men det antas at den vil ligne den fra Abaqus, bare med en betraktelig mindre amplitude på halvbølgen til høyre. For TA2 og TA3 vil en se avvik siden toppunkt og bunnpunkt varierer fra halvbølge til halvbølge for Abaqus, men ikke for Alvsat. For Alvsat ligger bølgetoppene alltid på 1.



Figur 7-14: 1., 2. og 3. svingeform for asymmetrisk torsjonssvingning.



Figur 7-15: TA1 og TA2 fra Bleich og Steinman.

7.3.6 Svingeformer og egenfrekvenser for horisontale asymmetriske svingninger

De horisontale svingeformene for både asymmetrisk og symmetrisk svingning er ikke beregnet for hånd med forenklede formler fra Bleich og Steinman, men formene fra Abaqus og Alvsat er likevel illustrert og sammenlignet.

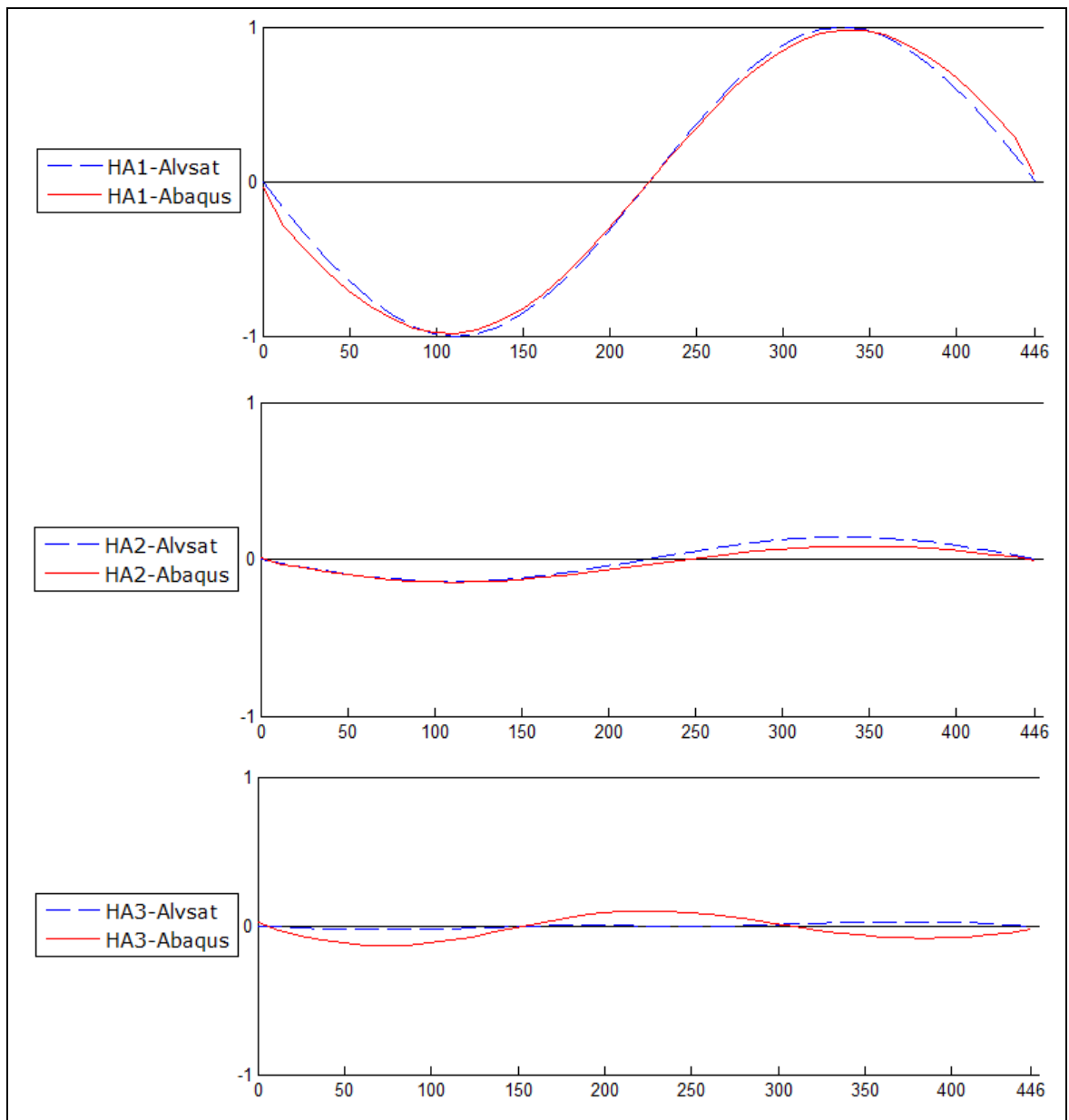
Tabell 7-5 viser egenfrekvensene og egenperiodene for de horisontale asymmetriske svingningene. Det kommer frem av denne tabellen at egenfrekvensene fra Abaqus og Alvsat er så godt som like, da avvikene for hver av svingeformene er:

- HA1: 2,32 %
- HA2: 2,62 %
- HA3: 2,62 %

Tabell 7-5: En sammenligning av egenfrekvensene/-periodene til de horisontale asymmetriske svingningene.

	HA1		HA2		HA3	
	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]
Abaqus	2,716	2,314	3,660	1,717	6,134	1,024
Alvsat	2,779	2,261	3,756	1,673	6,295	0,998

Figur 7-16 viser et avvik av HA2 i andre halvølge. Den viser også at HA3 fra Abaqus avviker fra Alvsat ved at den ligner en symmetrisk form.



Figur 7-16: 1., 2. og 3. horisontale asymmetriske svingeform.

7.3.7 Svingeformer og egenfrekvenser for horisontale symmetriske svingninger

Som nevnt i kapittel 7.3.6 er ikke disse svingeformene beregnet for hånd.

Tabell 7-6 viser egenfrekvensene og egenperiodene for de horisontale symmetriske svingningene. Det kommer frem av denne tabellen at egenfrekvensene fra Abaqus og Alvsat at avvikene for hver av svingeformene er:

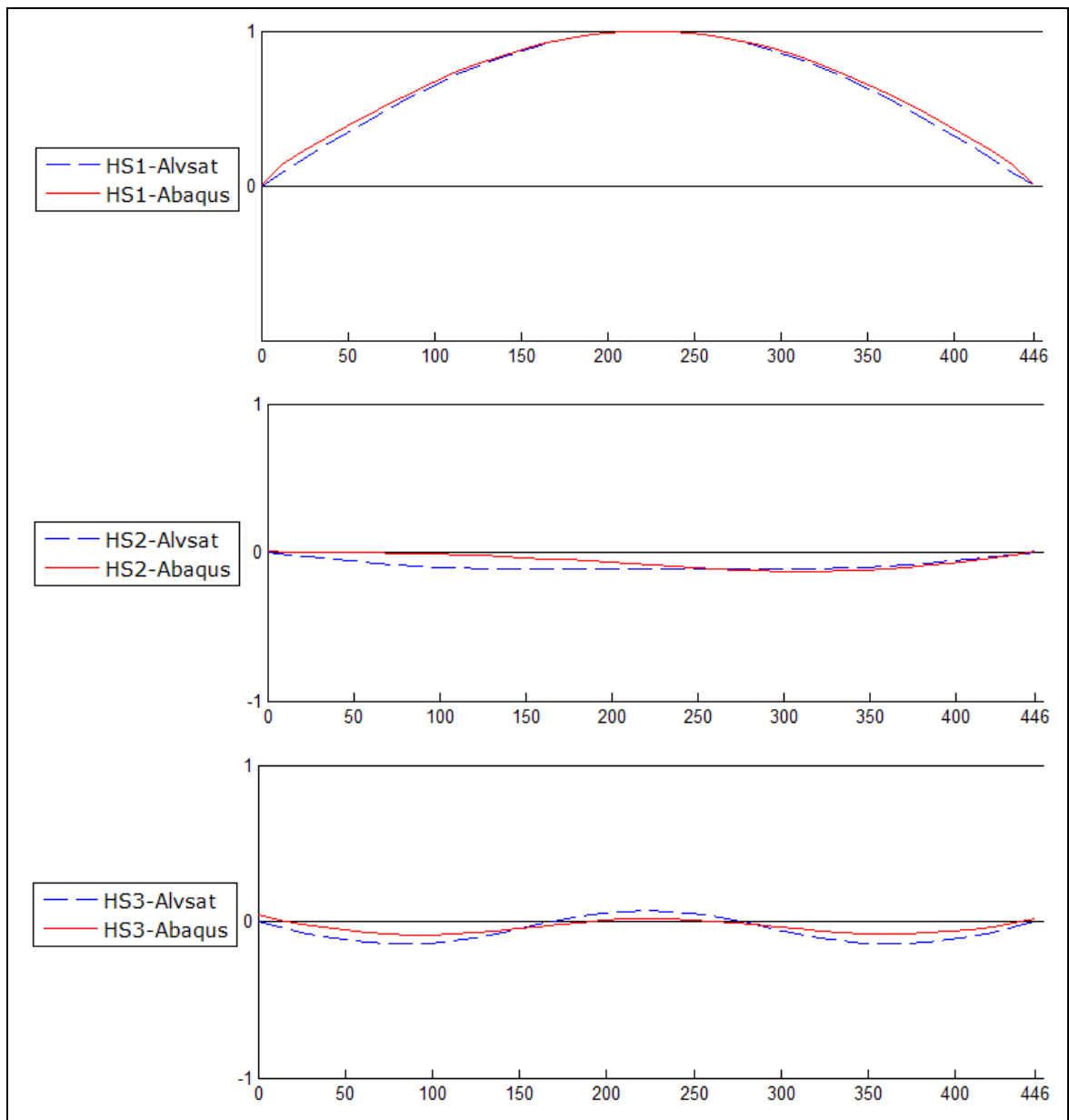
- HS1: 1,37 %
- HS2: 4,86 %
- HS3: 0,37 %

En ser at avviket for HS2 avviker 3,5 % fra HS1 som er merkverdig ettersom HS1- og HS3-formene samsvarer så godt.

Tabell 7-6: En sammenligning av egenfrekvensene/-periodene til de horisontale symmetriske svingningene.

	HS1		HS2		HS3	
	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]
Abaqus	0,804	7,813	3,336	1,884	5,202	1,208
Alvsat	0,815	7,714	3,498	1,796	5,221	1,204

Fra Figur 7-17 kommer det frem at avviket for egenfrekvensene til HS2 fra Abaqus avviker fra Alvsat ved at den ligner en symmetrisk form.



Figur 7-17: De horisontale svingeformene for symmetrisk svingning.

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Side 66 av 69
---------------	-------------------------------------	---------------

7.3.8 Samlet diskusjon av resultater

Det skal i dette kapittelet diskuteres hvorvidt avvikene fra de dynamiske egenanalysene samsvarer med hverandre. Det har kommet frem en del store avvik som må belyses og diskuteres.

For VA-formene er ikke avvikene veldig store, i alle fall ikke hvis en sammenligner egenfrekvensene fra Bleich i forhold til Steinman og Abaqus i forhold til Alvsat. Svingeformene samsvarer også godt med hverandre.

Også for VS-formene stemmer egenfrekvensene fra håndberegningene godt med hverandre. Det samme gjør egenfrekvensene fra elementprogrammene, men det største avviket på 20,4 % for VS1 viser at det er en god forskjell mellom håndberegnete og programberegnete egenfrekvenser. Med tanke på at svingeformen fra Bleich og Steinman viser at brobjelken er mye stivere ved endene enn for Abaqus og Alvsat kan det ha noe med at brobjelken i programmene er delt opp i flere elementer som gjør den "mykere" ved opplagerne.

Når det gjelder torsjonsformene er det her svært store avvik. Grunnene til dette kan være at de håndberegnete formlene er så forenklet som de er, da Bleich gjør Lysefjordbroas sekskantede brobjelke om til et fagverk. Når det er sagt er det også store avvik mellom resultatene fra Bleich og Steinman som er ganske sikkert grunnet det at formlene Steinman benytter inkluderer torsjonsstivheten av bjelken, mens Bleich neglisjerer denne da stivheten av et hengende spenn er relativt ubetydelig. Dersom en antar at håndberegningene er kalkulert uten feil, kan en konkludere med at torsjonsstivheten gir et betydelig bidrag til egenfrekvensene og svingeformene (se Figur 7-12 og Figur 7-13). Hele 72 % avvik er det mellom Steinman og Bleich for TA1. Det er også verdt å merke seg at Steinmans egenfrekvens for TS3 samsvarer godt med den fra Alvsat (2,4 %), mens den for TA2 samsvarer godt med Abaqus (1,2 %), og at TA2 for Bleich er tilnærmet lik den for Alvsat (1,8 %). Ved å se på avvikene mellom elementprogramberegningene ser en at TS3 avviker med 24 %, TA2 med 21,7 % og TA3 med 30,2 %. Dette sier oss at det muligens kan være et av programmene som neglisjerer torsjonsstivheten.

For HS-formene avviker det største avviket for HS2 med 3,5 % i forhold til det nest største avviket for HS1 som er merkverdig ettersom formene fra Abaqus og Alvsat stemmer så godt for HS1- og HS3-formene. Det er også merkverdig at svingeformen HA3 fra Abaqus ser ut til å være symmetrisk, mens HS2 fra Abaqus ser ut til å være asymmetrisk.

På grunnlag av denne resultatdiskusjonen kan en konkludere med at de vertikale svingeformene stemmer godt når en sammenligner Bleich mot Steinman og Abaqus mot Alvsat. For torsjonsformene er det vanskelig å bestemme en felles årsak for de store avvikene, men det antas at torsjonsstivheten har en betydelig rolle.

8. KONKLUSJON

Oppgaven som helhet har tatt for seg hengebroers oppbygging, virkemåte og oppførsel. Lysefjordbroas kabelbrudd har blitt presentert og værdata fra lokale værstasjoner er hentet ut for å kunne undersøke mulige påvirkende faktorer til de oppståtte bruddene. For å kunne utføre en statistisk vindanalyse er det gjort en grundig fordykning av vindlaster, både hvordan en beregner vindkrefter og hvordan ulike vindfenomen opptrer. En dynamisk egen-analyse er utført for å kunne studere egensvingeformer og egenfrekvenser. Erfaringer knyttet til elementprogrammet Abaqus er derfor dannet, da det ble benyttet til både de statiske og dynamiske analysene. For plotting av grafer er programmene Matlab og Mathcad blitt brukt.

Følgende konkluderings kan trekkes forutsatt at de presenterte resultater ligger til grunn for konklusjonen:

- Fra værdata hentet ut fra lokale værstasjoner ved bruddtidspunkt kan det konkluderes med at lave temperaturer trigger kabelbruddene. Det er også vist at vind og regn alene ikke har noen spesiell påvirkning, men at vind kombinert med regndråper kan være en påvirkende faktor for brudd. Dette fordi dråper kan være tilstede på kablene selv under opphold, og fordi 95 % av rapporterte vibrasjonsproblemer er forårsaket av regn-vind vibrasjoner.
- Fra den statiske analysen kommer det frem at ved økende kraftpåføring på både brobjelken og hovedkablene vil forskyvningen være ikke-lineær, da den effektive stivheten øker og forskyvningen avtar. Ved en viss dragkraft vil også tårnene spille en rolle på den vertikale forskyvningen av brobjelken.
- Fra dynamisk egen-analyse har det vist seg at brobjelken ved håndberegnete vertikale svingeformer er stivere ved opplagrene enn ved svingeformene beregnet av programmene Abaqus og Alvsat.
- Torsjonsstivheten gir et betydelig bidrag til egenfrekvensene og svingeformene, da det på det meste er et avvik på 72 % for 1. asymmetriske torsjonssvingning mellom Bleich som neglisjerer torsjonsstivhet og Steinman som inkluderer den. Det antas også at enten Abaqus eller Alvsat neglisjerer torsjonsstivheten.

For videre studier anbefales det at:

- Da det er usikkerhet rundt hvorvidt Abaqus og Alvsat inkluderer eller neglisjerer torsjonsstivheten av brobjelken, vil det være fordelaktig å sjekke dette.
- Bromodellen av Lysefjordbroa analyseres for dynamiske vindlaster, som beskrevet i kapittel 4.4.
- Det hentes ut værdata for kommende bruddregistreringer, for å lettere kunne fastslå en mulig påvirkning av overflatefeilene i kablene.

REFERANSER

1. **Instituto Nacional de Tecnologia Industrial.** Girder bridge. [Internett] [Sisert: 2 April 2012.] http://www.inti.gov.ar/cirsoc/pdf/puentes_acero/Bridges.pdf.
2. **Steigen, Ragnhild O.** *Modeling and analyzing a suspension bridge in light of deterioration of the main cable wires.* s.l. : Master's thesis, UiS, 2011.
3. **Veistatus.** Veistatus-utbyggingsprosjekter på det norske veinettet. [Internett] [Sisert: 8 Juni 2012.] http://www.veistatus.net/veistatus.php?veiparsell=fv7_hardangerbrua.
4. Nippon Steel Corporation. [Internett] [Sisert: 28 April 2012.] http://www.nsc.co.jp/en/product/use/bridge/adoption_case/Akashi.html.
5. **Google.** Google Maps. [Internett] [Sisert: 5 Juni 2012.] <https://maps.google.no/maps?q=sutong+bridge&hl=no&ie=UTF-8>.
6. Nicolas Janberg's Structurae. [Internett] [Sisert: 28 April 2012.] <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0004919>.
7. **Gimsing, Niels J.** *Cable supported bridges : concept and design.* s.l. : John Wiley & Sons, 1997.
8. **Farlex.** The Free Dictionary. [Internett] [Sisert: 7 Juni 2012.] <http://encyclopedia2.thefreedictionary.com/aerodynamic+stability>.
9. **DNV.** *Technical report.* s.l. : DNV, 2000.
10. **Haug og Blom-Bakke.** *Rv 13 Lysefjordbrua, Trådbrudd i kabler, Konsekvenser og tiltak.* 2004.
11. **Statens Vegvesen.** Teknisk brosjyre, Hardangerbroa. [Internett] http://www.vegvesen.no/_attachment/113344/binary/206607.
12. —. Løfterikt på Hardangerbroa. [Internett] [Sisert: 11 Juni 2012.] <http://www.vegvesen.no/Vegprosjekter/Hardangerbrua/Nyhetsarkiv/L%C3%B8fterikt+p%C3%A5+Hardangerbrua.202013.cms>.
13. **Advitam.** *Acoustic monitoring, from 01/01/2012 to 31/03/2012.* s.l. : Advitam, 2012.
14. **DNV.** *Technical report.* s.l. : DNV, 1999.
15. **Pure technologies.** Pure technologies. *SoundPrint, Acoustic monitoring, Bridges and structures.* [Internett] [Sisert: 25 april 2012.] <http://www.soundprint.com/pdf/brochures/SoundPrint-brochure.pdf>.
16. **Advitam.** *Installasjons- og ferdigstillingsrapport.* s.l. : Advitam, 2010.
17. Lysefjord Weather Station. [Internett] [Sisert: 22, og Mai 30 Februar 2012.] <http://www.lysefjordweather.com>.
18. Weather Underground. [Internett] <http://www.wunderground.com/weatherstation/WXDailyHistory.asp?ID=IROGALAN18>.

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Side 69 av 69
---------------	-------------------------------------	---------------

19. **J. F. Manwell, J. G. McGowan, A. L. Rogers.** *Wind Energy Explained; Theory, Design and Application.* s.l. : Wiley, 2009.
20. **Holmes, John D.** *Wind Loading of Structures.* New York : Spon Press, 2001.
21. **Caetano, Elsa de Sá.** *Cable vibrations in cable-stayed bridges.* Zurich : IABSE-AIPC-IVBH, 2007.
22. **Jakobsen, J. B.** *Forelesningsnotater fra naturlaster; Wind load on structures.* 2011.
23. **Standard Norge.** *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, Eurocode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster.*
24. **Bleich, Freidrich, et al.** *The Mathematical theory of vibration in suspension bridges : a contribution to the work of the Advisory Board on the Investigation of Suspension Bridges.* Washington : Department of commerce, Bureau of public roads, 1950.
25. **Statens Vegvesen.** Alvsat - Beregning av egenfrekvenser for Lysefjordbrua. 12 Januar 1999.
26. **Dyrbye, Claës and Hansen, Svend O.** *Wind loads on structures.* s.l. : John Wiley & Sons Ltd, 1997.
27. **Wikipedia.** [Internett] [Sisert: 12 Mars 2012.] http://en.wikipedia.org/wiki/Vortex_shedding.
28. **Sjursen, K.** *Avoidance criteria for wind-induced vortex shedding vibrations, Vol III.* Brest : International Society of Offshore and Polar Engineers, 1999.
29. **Statens Vegvesen.** Håndbok 185 - Bruprosjektering, Eurokodeutgave, Veiledning. [Internett] 2011. http://www.vegvesen.no/_attachment/284754/binary/503496.
30. Youtube. [Internett] [Sisert: 15 mai 2012.] <http://www.youtube.com/watch?v=j-zczJXSxw>.
31. **Statens Vegvesen.** *12-2950 Hardangerbrua, beregninger, kapittel 2: globale analyser.* 2007.
32. **Bergmann-Paulsen, Henning.** *Tillatt dordiameter ved bøyning av armering.* Trondheim : NTNU, 2010.
33. **Dassault Systemes Simulia Corp.** *Abaqus/CAE 6.10.* USA : Dassault Systemes, 2010.
34. **Steinman, D. B.** *Modes and Natural Frequencies of Suspension-Bridge Oscillations.* s.l. : Volume 79, art.4, The New York Academy of Sciences, 1959.

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg A
---------------	-------------------------------------	-----------

VEDLEGG A – BEREGNINGER AV EGENFREKVENSER OG -SVINGEFORMER

Tittel	Side
Teknisk data for brobjelken	1
Vertikal asymmetrisk svingning	2
Vertikal asymmetrisk svingform	3
Vertikal symmetrisk svingning	4
Vertikal symmetrisk svingform	6
Symmetrisk torsjonssvingning	11
Symmetriske torsjonssvingformer	13
Asymmetrisk torsjonssvingning	17
Asymmetriske torsjonssvingformer	18

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg A Side 1
---------------	-------------------------------------	---------------------

Formler fra D. B. Steinman og Freidrich Bleich er benyttet for å beregne egenfrekvensene og svingeformene til Lysefjordbroa.

Teknisk data for brobjelken:

Spennlengde:	$l=446 \text{ m}$
Pilhøyde:	$f=45 \text{ m}$
Bredde, brobjelke:	$b=12,3 \text{ m}$
Høyde, brobjelke:	$h=2,76 \text{ m}$
Avstand mellom hengere:	$l_h=10,25 \text{ m}$
Tykkelse, plater i brobjelken:	$t=(8\text{mm}+12\text{mm})/2=0,01 \text{ m}$
Elastisitetsmodul:	$E=210000\text{N/mm}^2=2,1\cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$
Elastisitetsmodul, kabel:	$E_c=180000\text{N/mm}^2=1,8\cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$
Areal, hovedkabel:	$A_c=0,05 \text{ m}^2$
Tregghetsmoment:	$I=0,429\text{m}^4=4,29\cdot 10^{11} \text{ mm}^4$
Gravitasjonen:	$g=9,81 \text{ m/s}^2$
Masse av hovedspenn:	$m_{hs}=2750000 \text{ kg}$
Vekt av brobjelke per meter:	$w_{bk}=5350\text{kg/m} \cdot g = 52484 \text{ kg/s}^2$
Vekt av kabel per meter:	$w_c=408\text{kg/m} \cdot g = 4002,5 \text{ kg/s}^2$
Vekt av hovedspenn per meter:	$w=6166\text{kg/m} \cdot g = 60488 \text{ kg/s}^2$
Massetregghetsmoment:	$I_m=82430 \text{ kgm}^2/\text{m}$

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg A Side 2
---------------	-------------------------------------	---------------------

Vertikal asymmetrisk svingning:

I det videre beregnes egenfrekvens, $\omega(n)$, og egenperiode, $T(n)$, når broa svinger med 2, 4 og 6 sinusformede halvølger, hvor n representerer antall halvølger. Svingeformene kalles henholdsvis VA1, VA2 og VA3.

Bleich:

$$\lambda = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2} = 4,47 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$H_w = \frac{w \cdot l^2}{8f} = 3,34 \cdot 10^7 \text{ N (Horisontal kabelkraft, s. 70)}$$

$$\omega_B(n) = \frac{n\pi}{l} \sqrt{\frac{g}{w} (H_w + n^2\lambda)} \quad (3.25)$$

$$T_B(n) = \frac{2\pi}{\omega_B(n)}$$

n	$\omega_B(n)$ [rad/s]	$T_B(n)$ [s]
2	1,285	4,890
4	3,675	1,710
6	7,503	0,837

Steinman:

$$K(n) = \frac{n^2 \pi^2}{l^2} H_w + \frac{\pi^4 n^4}{l^4} EI \quad (9)$$

$$\omega_S(n) = \sqrt{\frac{K(n)}{\frac{w}{g}}} \quad (1a)$$

$$T_S(n) = \frac{2\pi}{\omega_S(n)}$$

n	$K(n)$ [N/m ²]	$\omega_S(n)$ [rad/s]	$T_S(n)$ [s]
2	10177,42	1,285	4,890
4	83292,84	3,675	1,710
6	347095,74	7,503	0,837

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg A Side 3
---------------	-------------------------------------	---------------------

Sammenligning:

Til sammenligning med resultater fra Abaqus og Alvsat, er tallene tabulert i tabellen nedenfor.

	VA1		VA2		VA3	
	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]
Bleich	1,285	4,890	3,675	1,710	7,053	0,837
Steinman	1,285	4,890	3,675	1,710	7,053	0,837
Abaqus	1,342	4,682	3,662	1,716	7,473	0,841
Alvsat	1,339	4,693	3,702	1,697	7,530	0,834

Vertikal asymmetrisk svingeform:

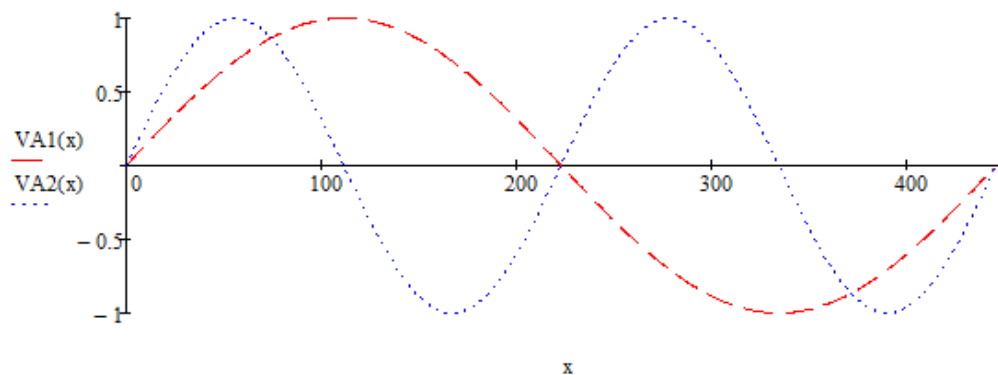
$$y_0 = 1$$

$$VA(x, \Omega) = y_0 \cdot \sin\left(\Omega \frac{x}{l}\right)$$

$$\Omega = 2\pi n, \text{ hvor } n = 1, 2, 3, 4 \dots$$

$$VA1(x) = VA(x, 2\pi 1)$$

$$VA2(x) = VA(x, 2\pi 2)$$



Grafene illustrerer svingeformene VA1 og VA2. Disse er like for både Bleich og Steinman.

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg A Side 4
---------------	-------------------------------------	---------------------

Vertikal symmetrisk svingning:

I det videre beregnes egenfrekvens, $\omega(n)$, og egenperiode, $T(n)$, når broa svinger med 1, 3 og 5 sinusformede halvølger, hvor n representerer antall halvølger. Svingeformene kalles henholdsvis VS1, VS2 og VS3.

Bleich:

$$A \cdot k + 9 \cdot B \cdot (k - A \cdot p) = 0 \text{ (frekvensligning 3.54)}$$

$$A = s \cdot \omega^2 - H_w - \lambda$$

$$B = s \cdot \omega^2 - 9H_w - 81\lambda$$

$$s = \frac{w \cdot l^2}{\pi^2 \cdot g} = 1,243 \cdot 10^8 \text{ kgm} \quad (3.50)$$

$$k = \frac{32f}{\pi^3} = 46,442 \text{ m} \quad (3.50)$$

$$L_E = \int \left(\frac{ds}{dx} \right)^2 ds \text{ (kabelengde fra ankerfeste til ankerfeste)}$$

$$L_E = \sum \left(1 + \frac{8f^2}{l} \right) \sec^3 \cdot \gamma$$

$$L_E = 720 \text{ m (fra kapittel 2.3)}$$

$$p = \frac{\pi \cdot l}{16f} \cdot \frac{L_E}{E_c A_c} = 1,557 \cdot 10^{-7} \frac{\text{s}^2}{\text{kg}} \quad (3.49a)$$

Substituerer A og B for å løse frekvensligningen:

$$\begin{cases} x_1 = 1,581 \\ x_2 = -1,581 \\ x_3 = 2,41 \\ x_4 = -2,41 \end{cases}$$

Som gir oss $\omega_{B1} = 1,581 \text{ rad/s}$ og $\omega_{B2} = 2,41 \text{ rad/s}$.

Ligning 3.57 gjelder for høyere symmetriske svingeformer, altså for $n > 3$:

$$\omega(n) = \sqrt{\frac{1}{s} \left(n^2 \cdot H_w + n^4 \cdot \lambda + \frac{k}{n^2 \cdot p} \right)} \quad (3.57)$$

$$\omega_{B3} = \omega(5) = 5,412 \text{ rad/s}$$

$\omega_{B1} = 1,581 \text{ rad/s}$	$T_{B1} = 3,974 \text{ s}$
$\omega_{B2} = 2,41 \text{ rad/s}$	$T_{B2} = 2,607 \text{ s}$
$\omega_{B3} = 5,412 \text{ rad/s}$	$T_{B3} = 1,161 \text{ s}$

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg A Side 5
---------------	-------------------------------------	---------------------

Steinman:

$$L_S = \sum \int_0^l \frac{ds^3}{dx^2} \approx \sum \left(1 + \frac{8f^2}{l}\right) \sec^3 \cdot \gamma = L_E = 720\text{m} \quad (11d)$$

$$\sum_{n=1,3,5,\dots} \frac{1}{n^2} \cdot \frac{C \cdot f}{K - K_n} = 1 \quad (12c)$$

$$C = \frac{512}{\pi^2} \cdot \frac{f}{l^2} \cdot \frac{E_c \cdot A_c}{L_S} = 1,467 \cdot 10^5 \text{Pa} \quad (12b)$$

$$K_n = K(n) = \frac{n^2 \pi^2}{l^2} H_w + \frac{\pi^4 n^4}{l^4} EI \quad (9) - \text{samme som for asymmetrisk, side 2.}$$

$$\frac{C \cdot f}{l} = 1,48 \cdot 10^4 \text{Pa}$$

n	K(n) [N/m ² =Pa]
1	1879
3	32879,6
5	180047,2

Løser ligning (12c) med n=1 og n=3:

$$\frac{1}{1^2} \cdot \frac{C \cdot f}{x - K_1} + \frac{1}{3^2} \cdot \frac{C \cdot f}{x - K_3} - 1 = 0$$

$$\omega_S(N) = \sqrt{\frac{K_N}{\frac{W}{g}}}$$

$$T_S(N) = \frac{2\pi}{\omega_S(n)}$$

N	x _N =K _N [Pa]	ω _S (N) [rad/s]	T _S (N) [s]
11	15410	1,581	3,974
21	35800	2,41	2,607

Løser ligning (12c) med n=3 og n=5:

$$\frac{1}{3^2} \cdot \frac{C \cdot f}{x - K_3} + \frac{1}{5^2} \cdot \frac{C \cdot f}{x - K_5} - 1 = 0$$

N	x _N =K _N [Pa]	ω _S (N) [rad/s]	T _S (N) [s]
22	34520	2,366	2,655
32	180700	5,414	1,161

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg A Side 6
---------------	-------------------------------------	---------------------

Løser ligning (12c) med $n=1$, $n=3$ og $n=5$:

$$\frac{1}{1^2} \cdot \frac{C \cdot f}{y - K_1} + \frac{1}{3^2} \cdot \frac{C \cdot f}{y - K_3} + \frac{1}{5^2} \cdot \frac{C \cdot f}{y - K_5} - 1 = 0$$

N	$y_N = K_N$ [Pa]	$\omega_{s(N)}$ [rad/s]	$T_{s(N)}$ [s]
13	15370	1,579	3,98
23	35780	2,409	2,608
33	180700	5,414	1,161

Sammenligning:

Til sammenligning med resultater fra Abaqus og Alvsat, er tallene tabulert i tabellen nedenfor.

	VS1		VS2		VS3	
	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]
Bleich	1,581	3,974	2,410	2,607	5,412	1,161
Steinman	1,579	3,980	2,409	2,608	5,414	1,161
Abaqus	1,901	3,305	2,553	2,461	5,354	1,174
Alvsat	1,800	3,491	2,515	2,498	5,445	1,154

Vertikal symmetrisk svingeform:

Bleich:

$$a_3 = \frac{A}{3B} a_1 \quad (3.53)$$

Steinman:

Ligning (12d) gir de relative amplitudene:

$$n a = \frac{1}{K - K_n}$$

OBS: for å finne a_1 settes $n=1 \rightarrow K_n=K(1)$ og $K=K_1$, og for å finne a_3 settes $n=3 \rightarrow K_n=K(3)$, mens $K=K_1$ også her.

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg A Side 7
---------------	-------------------------------------	---------------------

1. VERTIKALE SYMMETRISKE SVINGEFORM

Benytter den laveste egenfrekvensen fra Bleich i ligningene for A og B: $\omega_{B1}=1,581$ rad/s.

$$A(\omega_{B1}) = 2,728 \cdot 10^8 \text{ N}$$

$$B(\omega_{B1}) = 3,52 \cdot 10^8 \text{ N}$$

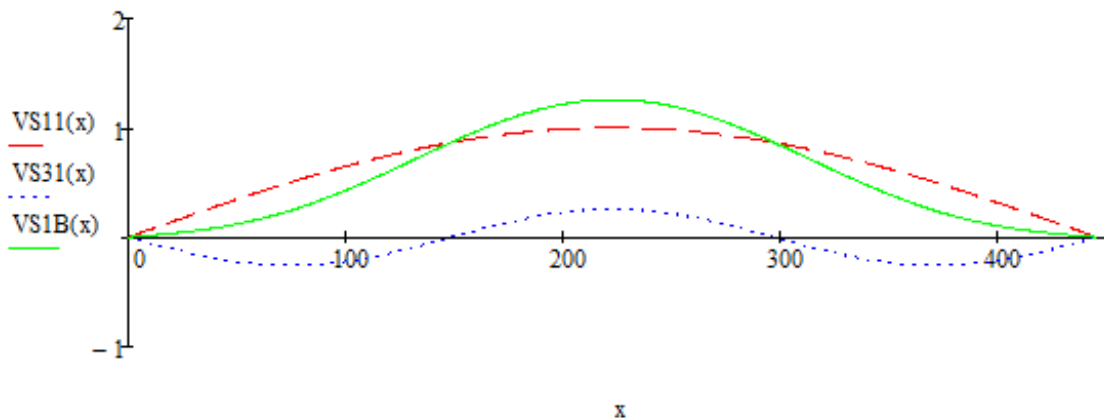
$$a_{11} = 1$$

$$a_{31} = \frac{A(\omega_{B1})}{3B(\omega_{B1})} a_{11} = -0,258$$

$$VS_{11}(x) = a_{11} \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

$$VS_{31}(x) = a_{31} \cdot \sin\left(\frac{3\pi x}{l}\right)$$

$$VS_{1B}(x) = VS_{11}(x) + VS_{31}(x)$$



Grafene illustrerer svingeformen VS_1 fra Bleich (VS_{1B}), dannet med kombinasjonen når $n=1$ og $n=3$.

Sjekker amplitudene opp mot Steinmans formel:

$$a_{12} = \frac{1}{K_{11} - K(1)} = 7,39 \cdot 10^{-5}$$

$$a_{32} = \frac{1}{3(K_{11} - K(3))} = -1,908 \cdot 10^{-5}$$

$$\frac{a_{32}}{a_{12}} = -0,258 \rightarrow \text{SAMME SOM BLEICH}$$

Inkluderer a_5 for å se om påvirkningen fra denne er betydelig for svingeformen VS_1 :

$$a_{52} = \frac{1}{5(K_{11} - K(5))} = -1,215 \cdot 10^{-6}$$

$$\frac{a_{52}}{a_{12}} = -0,016$$

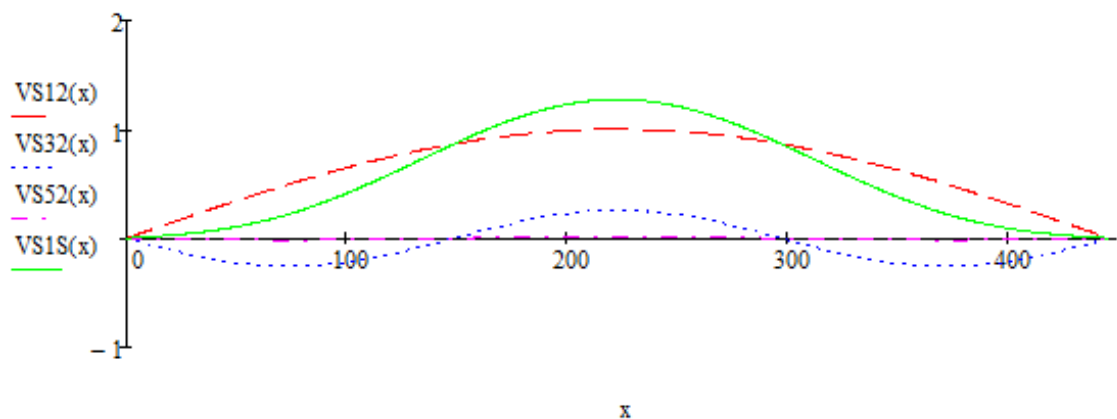
Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg A Side 8
---------------	-------------------------------------	---------------------

$$VS12(x) = a11 \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

$$VS32(x) = a31 \cdot \sin\left(\frac{3\pi x}{l}\right)$$

$$VS52(x) = \frac{a52}{a12} \cdot \sin\left(\frac{5\pi x}{l}\right)$$

$$VS1S(x) = VS12(x) + VS32(x) + VS52(x)$$



Grafene illustrerer svingeformen VS1 fra Steinman (VS1S), dannet med kombinasjonen når $n=1$, $n=3$ og $n=5$.

2. VERTIKALE SYMMETRISKE SVINGEFORM

Benytter den laveste egenfrekvensen fra Bleich i ligningene for A og B: $\omega_{B2}=2,41$ rad/s.

$$A(\omega_{B2}) = 6,841 \cdot 10^8 \text{ N}$$

$$B(\omega_{B2}) = 5,928 \cdot 10^7 \text{ N}$$

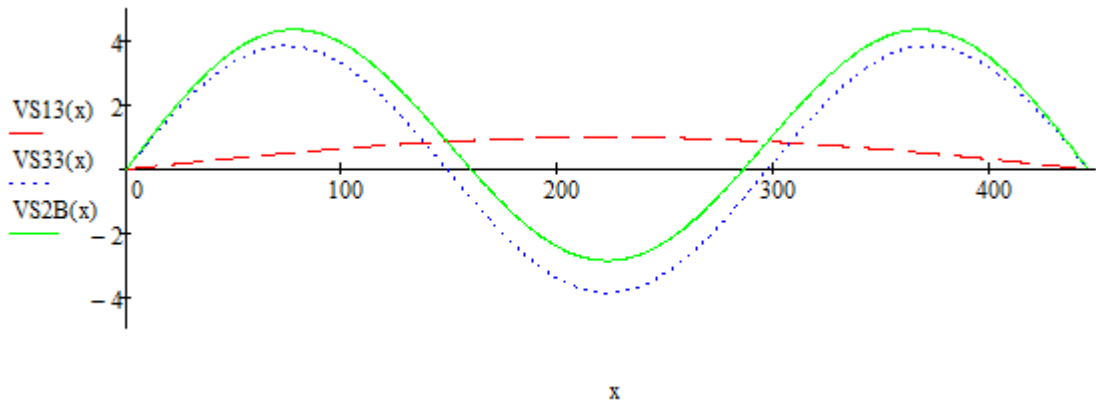
$$a13 = 1$$

$$a33 = \frac{A(\omega_{B2})}{3B(\omega_{B2})} a13 = 3,847$$

$$VS13(x) = a13 \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

$$VS33(x) = a33 \cdot \sin\left(\frac{3\pi x}{l}\right)$$

$$VS2B(x) = VS13(x) + VS33(x)$$



Grafene illustrerer svingeformen VS2 fra Bleich (VS2B), dannet med kombinasjonen når $n=1$ og $n=3$.

Sjekker amplitudene opp mot Steinmans formel:

$$a_{14} = \frac{1}{K_{23} - K(1)} = 2,95 \cdot 10^{-5}$$

$$a_{34} = \frac{1}{3(K_{23} - K(3))} = 1,149 \cdot 10^{-4}$$

$$\frac{a_{34}}{a_{14}} = 3,895 \rightarrow \text{NESTEN SAMME SOM BLEICH (3,847)}$$

Inkluderer a_5 for å se om påvirkningen fra denne er betydelig for svingeformen VS2:

$$a_{54} = \frac{1}{5(K_{23} - K(5))} = -1,386 \cdot 10^{-6}$$

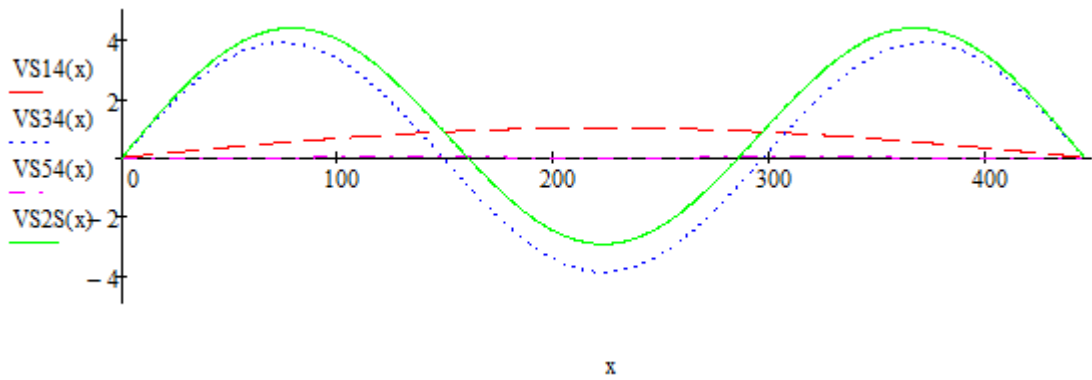
$$\frac{a_{54}}{a_{14}} = -0,047$$

$$VS_{14}(x) = a_{13} \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

$$VS_{34}(x) = \frac{a_{34}}{a_{14}} \cdot \sin\left(\frac{3\pi x}{l}\right)$$

$$VS_{54}(x) = \frac{a_{54}}{a_{14}} \cdot \sin\left(\frac{5\pi x}{l}\right)$$

$$VS_{2S}(x) = VS_{14}(x) + VS_{34}(x) + VS_{54}(x)$$



Grafene illustrerer svingeformen VS2 fra Steinman (VS2S), dannet med kombinasjonen når $n=1$, $n=3$ og $n=5$.

Normaliserer svingeformene slik at den største amplituden er 1,0 eller -1,0:

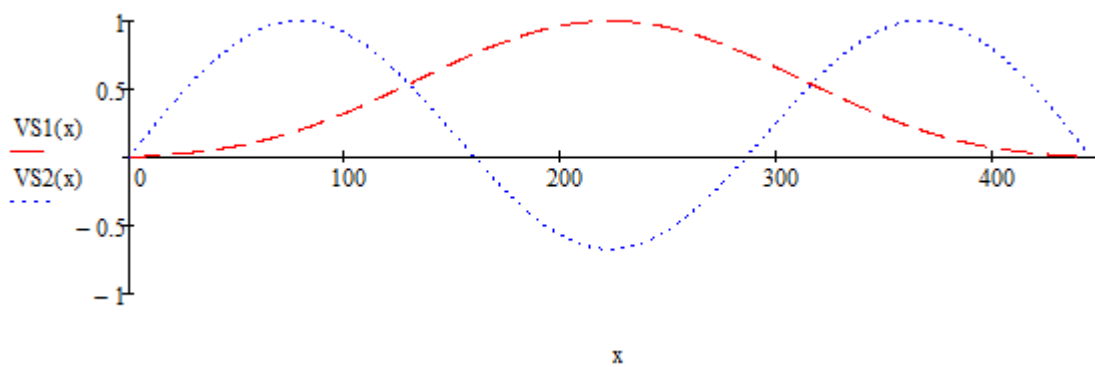
$$VS1S(223m) = 1,258$$

$$VS2S(223m) = -8,701 \cdot 10^{-5}$$

$$VS2S(74,55m) = 1,292 \cdot 10^{-4}$$

$$VS1(x) = \frac{VS1S(x)}{VS1S(223m)}$$

$$VS2(x) = \frac{VS2S(x)}{VS2S(74,55m)}$$



Grafene illustrerer de endelige svingeformene for VS1 og VS2.

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg A Side 11
---------------	-------------------------------------	----------------------

Symmetrisk torsjonssvingning

I det videre beregnes egenfrekvens, $\omega(n)$, og egenperiode, $T(n)$, når broa svinger med 1 og 3 sinusformede halvbølger, hvor n representerer antall halvbølger. Svingeformene kalles henholdsvis TS1 og TS2. TS1 og TS2 beregnet med Steinman er inkludert torsjonsstivheten.

$$r^2 = \frac{\sum m \cdot r^2}{\sum m} = \frac{I_m}{\frac{W}{g}} \rightarrow r = \sqrt{\frac{I_m}{\frac{W}{g}}} = 3,565\text{m}$$

$$\frac{b}{2r} = 1,682$$

Bleich (kapittel 5):

$$\beta = \frac{I_h \cdot h}{\frac{\mu v \cdot h^2}{A_v} + \frac{\mu h \cdot b^2}{A_h}} = 6,223 \cdot 10^{-3} \text{m}^2 \quad (5.12)$$

Antar at:

$$\mu v = \mu h = 2\sqrt{2} \text{ og } t = 0,01\text{m} \quad (5.3 \text{ og } 5.5)$$

$$A_v = 1,09t \cdot h = 0,03\text{m}^2 \quad (5.6)$$

$$A_h = 1,09t \cdot l_h = 0,112\text{m}^2 \quad (5.6)$$

$$R = \left(E \cdot \beta \cdot l_h \cdot h + H_w \cdot \frac{l_h^2}{4} \right) \cdot \frac{\pi^2}{2 \cdot l} = 4,185 \cdot 10^8 \text{J} \quad (5.22a)$$

$$I_b = t \cdot b \cdot \frac{h^2}{2} = 0,468\text{m}^4 \text{ (arealtrehetsmoment om x - aksen) (s. 145)}$$

$$l_{\text{plater}} = 5,172\text{m} \text{ (lengden av brobjelkens sideplater)}$$

$$I_h = t \cdot l_{\text{plater}} \cdot \frac{b^2}{2} = 3,912\text{m}^4 \text{ (arealtrehetsmoment om x - aksen) (s. 145)}$$

Siden disse treghetsmomentene ikke stemmer med de som benyttes i inputfilen for bromodellen, velger jeg å bruke inputfilens treghetsmoment videre i beregningene for å få formene til å bli likest mulig. Disse er:

$$I_b = 0,429\text{m}^4$$

$$I_h = 4,952\text{m}^4$$

$$\epsilon v = \frac{b}{2} - \frac{\mu v}{A_v} \cdot \beta \cdot h = 4,535 \text{ m} \quad (5.15)$$

$$\epsilon h = \frac{l_{\text{plater}}}{2} - \frac{\mu h}{A_h} \cdot \beta \cdot b = 0,65 \text{ m} \quad (5.15)$$

$$Y = I_v \cdot \epsilon v^2 + I_h \cdot \epsilon h^2 = 10,9 \text{ m}^6 \quad (5.19a)$$

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg A Side 12
---------------	-------------------------------------	----------------------

$$\Lambda = E \cdot Y \cdot \frac{\pi^4}{2 \cdot l^3} = 1,26 \cdot 10^6 \text{ J} \quad (5.22a)$$

$$M = \frac{1}{g} \left(r^2 \cdot w_{bk} + \frac{l_h^2}{4} \cdot w_c \right) = 82240 \text{ kgm} \quad (5.19a)$$

$$s = M \cdot \frac{l}{4} = 9,17 \cdot 10^6 \text{ kgm}^2 \quad (5.22a)$$

$$K = \frac{E_c A_c}{L_E} \cdot \frac{64f^2 \cdot l_h^2}{\pi^2 \cdot l^2} = 8,669 \cdot 10^7 \text{ Nm} \quad (5.22a)$$

$$B \cdot (A - K) - \frac{A \cdot K}{9} = 0 \quad (5.28)$$

$$A = s \cdot \omega^2 - \Lambda - R$$

$$B = s \cdot \omega^2 - 81\Lambda - 9R$$

$$\omega = x$$

Substituerer A og B for å løse frekvensligningen:

$$\begin{cases} x_1 = 7,432 \\ x_2 = -7,432 \\ x_3 = 20,572 \\ x_4 = -20,572 \end{cases}$$

Som gir oss $\omega_{B1} = 7,432 \text{ rad/s}$ og $\omega_{B2} = 20,572 \text{ rad/s}$.

$\omega_{B1} = 7,432 \text{ rad/s}$	$T_{B1} = 0,845 \text{ s}$
$\omega_{B2} = 20,572 \text{ rad/s}$	$T_{B2} = 0,305 \text{ s}$

Steinman:

Verdiene for K og ω beregnet for vertikale symmetriske svingninger, multiplisert med enkle dimensjonalkonstanter, gir med tilstrekkelig nøyaktighet de tilsvarende verdiene for torsjonssvingninger. Torsjonsstivheten og egenfrekvensene er da gitt av:

$$K_t = \left(\frac{b}{2}\right)^2 \cdot K = (mr^2)\omega_t^2 \quad (21b)$$

$$N_t = \frac{b}{2r} \cdot N \quad (21c)$$

$$2\pi \cdot N_t = \omega_t = \frac{b}{2r} \cdot \omega \quad (21d)$$

$$r = \sqrt{\frac{m_\phi}{m_z}} = 3,656 \text{ m} \quad (\text{fra kap. 4.5.6})$$

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg A Side 13
---------------	-------------------------------------	----------------------

n	$K_i(n)$ [N/m ² =Pa]
1	71068,5
3	1243588,7
5	6809835

N	K_{tN} [Pa]	$\omega_{ts(N)}$ [rad/s]	$T_s(N)$ [s]
13	581332	9,710	0,647
23	1353289	14,815	0,424
33	6834526	33,293	0,189

Sammenligning:

Til sammenligning med resultater fra Abaqus og Alvsat, er tallene tabulert i tabellen nedenfor.

	TS1		TS2		TS3	
	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]
Bleich	7,432	0,845	20,570	0,305	-	-
Steinman	9,710	0,647	14,815	0,424	33,293	0,189
Abaqus	6,532	0,962	17,415	0,361	27,494	0,229
Alvsat	7,253	0,866	20,361	0,309	34,080	0,184

Symmetriske torsjonssvingeformer

1. SYMMETRISKE TORSJONSSVINGEFORM

Bleich:

$$A(\omega_{B1}) = 8,674 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$B(\omega_{B1}) = -3,362 \cdot 10^9 \text{ N}$$

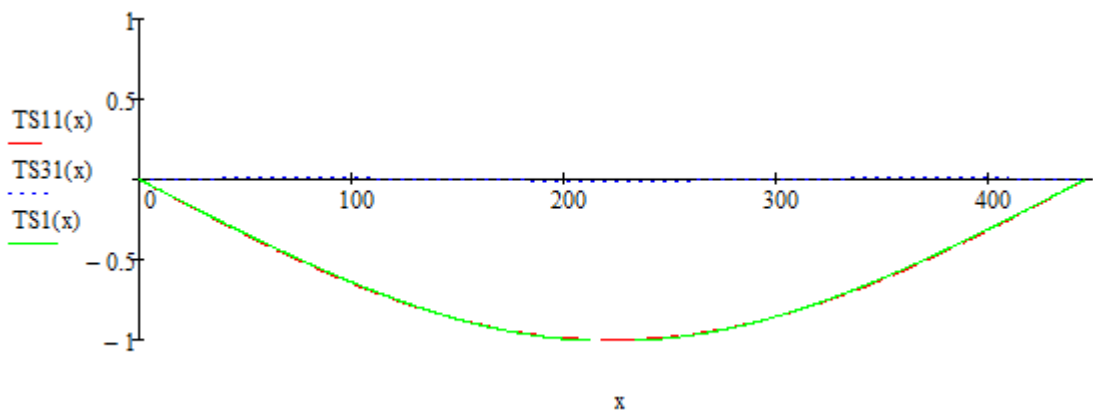
$$a_{11} = -1$$

$$a_{31} = \frac{A(\omega_{B1})}{3B(\omega_{B1})} a_{11} = 0,009$$

$$TS_{11}(x) = a_{11} \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

$$TS_{31}(x) = a_{31} \cdot \sin\left(\frac{3\pi x}{l}\right)$$

$$TS_1(x) = TS_{11}(x) + TS_{31}(x)$$



Grafene illustrerer svingeformen TS1, dannet med kombinasjonen når $n=1$, $n=3$.

Sjekker amplitudene opp mot *Steinmans* formel:

$$a_5 = 1$$

$$a_{15} = \frac{1}{K_{13} - K(1)} = 1,960 \cdot 10^{-6}$$

$$a_{35} = \frac{1}{3(K_{13} - K(3))} = -5,033 \cdot 10^{-7}$$

$$\frac{a_{35}}{a_{15}} = -0,257$$

Inkluderer a_5 for å se om påvirkningen fra denne er betydelig for svingeformen TS1:

$$a_{55} = \frac{1}{5(K_{13} - K(5))} = -3,211 \cdot 10^{-8}$$

$$\frac{a_{55}}{a_{15}} = -0,016$$

$$TS_{15}(x) = a_5 \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{1}\right)$$

$$TS_{35}(x) = \frac{a_{35}}{a_{15}} \cdot \sin\left(\frac{3\pi x}{1}\right)$$

$$TS_{55}(x) = \frac{a_{55}}{a_{15}} \cdot \sin\left(\frac{5\pi x}{1}\right)$$

$$TS_{1S}(x) = TS_{15}(x) + TS_{35}(x) + TS_{55}(x)$$

Se figuren for *Steinmans* svingeform, TS1S, nederst i kapittelet, side 16.

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg A Side 15
---------------	-------------------------------------	----------------------

2. SYMMETRISKE TORSJONSSVINGEFORM

Bleich:

$$A(\omega_{B2}) = 3,461 \cdot 10^9 \text{ N}$$

$$B(\omega_{B2}) = 1,225 \cdot 10^7 \text{ N}$$

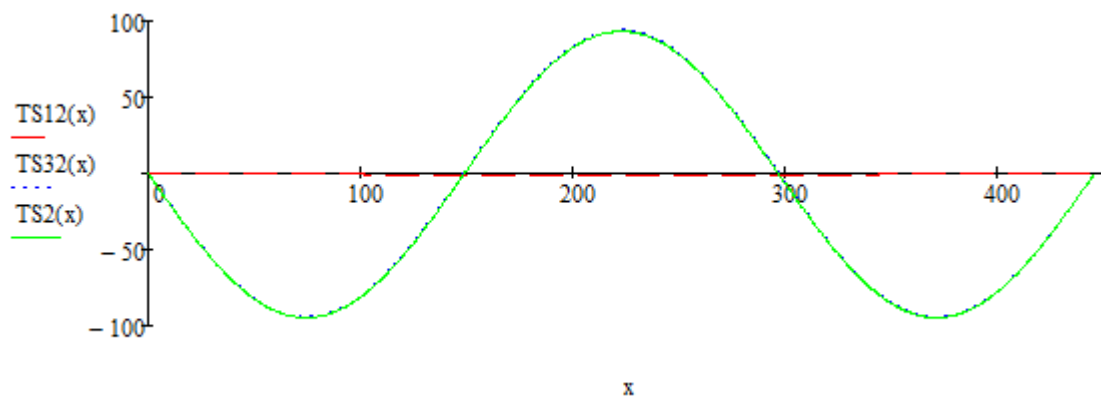
$$a_{12} = -1$$

$$a_{32} = \frac{A(\omega_{B2})}{3B(\omega_{B2})} a_{12} = -94,177$$

$$TS_{12}(x) = a_{12} \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

$$TS_{32}(x) = a_{32} \cdot \sin\left(\frac{3\pi x}{l}\right)$$

$$TS_2(x) = TS_{12}(x) + TS_{32}(x)$$



Grafene illustrerer svingeformen TS_2 , dannet med kombinasjonen når $n=1$, $n=3$.

Sjekker amplitudene opp mot *Steinmans* formel:

$$a_6 = 1$$

$$a_{16} = \frac{1}{K_{23} - K(1)} = 7,799 \cdot 10^{-7}$$

$$a_{36} = \frac{1}{3(K_{23} - K(3))} = 3,039 \cdot 10^{-6}$$

$$\frac{a_{36}}{a_{16}} = 3,897$$

Inkluderer a_5 for å se om påvirkningen fra denne er betydelig for svingeformen TS_2 :

$$a_{56} = \frac{1}{5(K_{23} - K(5))} = -3,665 \cdot 10^{-8}$$

$$\frac{a_{56}}{a_{16}} = -0,047$$

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg A Side 16
---------------	-------------------------------------	----------------------

$$TS16(x) = a6 \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

$$TS36(x) = \frac{a36}{a16} \cdot \sin\left(\frac{3\pi x}{l}\right)$$

$$TS56(x) = \frac{a56}{a16} \cdot \sin\left(\frac{5\pi x}{l}\right)$$

$$TS2S(x) = TS16(x) + TS36(x) + TS56(x)$$

Se figuren for Steinmans svingeform, TS2S nederst i kapitlet, side 16.

Normaliserer svingeformene slik at den største amplituden er 1,0 eller -1,0:

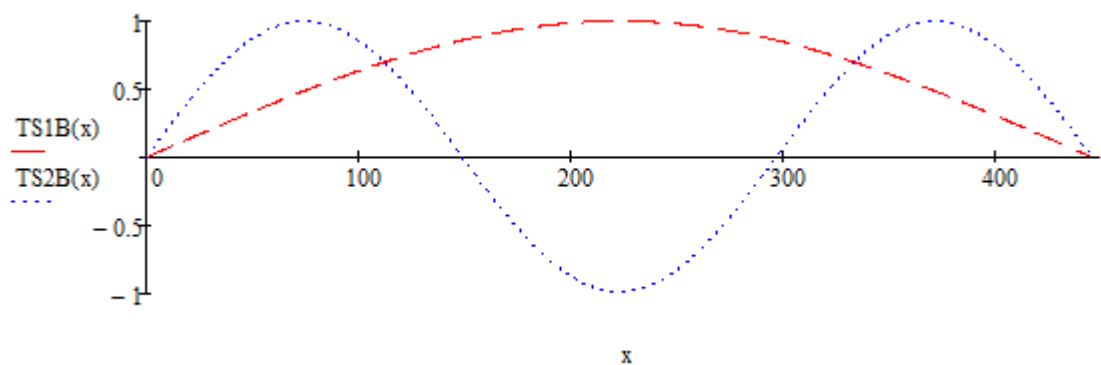
$$TS1(223m) = -1,009$$

$$TS2(223m) = 113,86$$

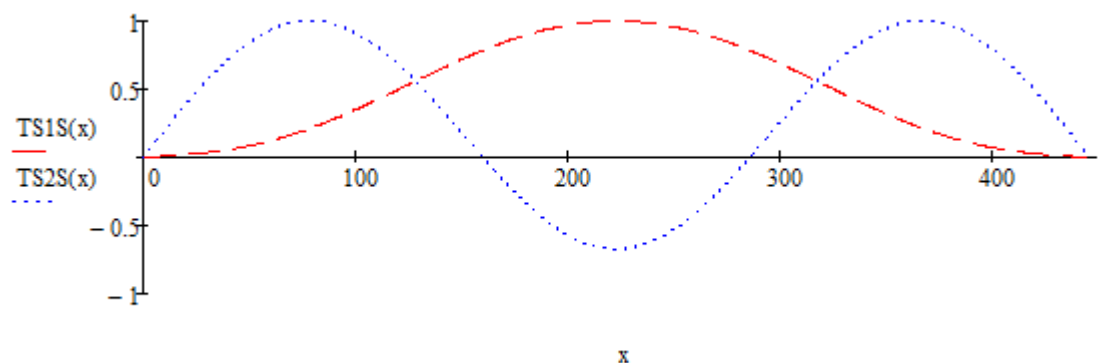
$$TS2(74,55m) = -115,36$$

$$TS1B(x) = \frac{TS1(x)}{TS1(223m)}$$

$$TS2B(x) = \frac{TS2(x)}{TS2(74,55m)}$$



Grafene illustrerer svingeformene TS1 og TS2 for Bleich.



Figuren viser TS1 og TS2 for Steinman. Ser at TS1 er noe ulik Bleichs TS1.

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg A Side 17
---------------	-------------------------------------	----------------------

Asymmetrisk torsjonssvingning

I det videre beregnes egenfrekvens, $\omega(n)$, og egenperiode, $T(n)$, når broa svinger med 2 og 4 sinusformede halvbølger, hvor n representerer antall halvbølger. Svingeformene kalles henholdsvis TA1 og TA2. TA1 og TS2 beregnet med Steinman er inkludert torsjonsstivheten.

Bleich:

$$\omega_B = \sqrt{\frac{n^2}{s}(n^2 \cdot \Lambda + R)} \quad (5.31)$$

$\omega_{B1}=13,592$ rad/s	$T_{B1}=0,462$ s
$\omega_{B2}=27,666$ rad/s	$T_{B2}=0,227$ s

Steinman:

Verdiene for K og ω beregnet for vertikale symmetriske svingninger, multiplisert med enkle dimensjonalkonstanter, gir med tilstrekkelig nøyaktighet de tilsvarende verdiene for torsjonssvingninger. Torsjonsstivheten og egenfrekvensene er da gitt av samme formlene som for symmetrisk torsjonssvingning på side 12.

n	$K_t(n)$ [N/m ²]	$\omega_{ts}(n)$ [rad/s]	$T_s(n)$ [s]
2	384935,5	7,901	0,795
4	3150343,44	22,604	0,278
6	13128028,63	46,142	0,136

Sammenligning:

Til sammenligning med resultater fra Abaqus og Alvsat, er tallene tabulert i tabellen nedenfor.

	TA1		TA2		TA3	
	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]	ω [rad/s]	T [s]
Bleich	13,592	0,462	27,666	0,227	-	-
Steinman	7,901	0,795	22,604	0,278	46,142	0,136
Abaqus	11,888	0,529	22,33	0,281	31,521	0,199
Alvsat	13,351	0,471	27,183	0,231	41,035	0,153

Asymmetriske torsjonssvingeformer

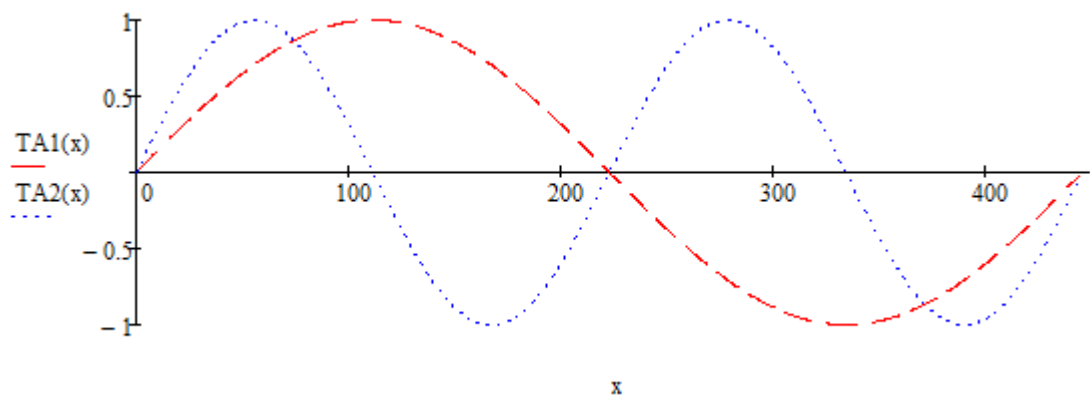
$$y_0 = 1$$

$$TA(x, \Omega) = y_0 \cdot \sin\left(\Omega \frac{x}{l}\right)$$

$$\Omega = 2\pi n, \text{ hvor } n = 1, 2, 3, 4 \dots$$

$$TA_1(x) = y(x, 2\pi \cdot 1)$$

$$TA_2(x) = y(x, 2\pi \cdot 2)$$



Grafene illustrerer svingeformene TA_1 og TA_2 . Disse er like for både Bleich og Steinman.

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg B
----------------------	--	------------------

VEDLEGG B – ANALYSERESULTATER

Tittel	Sider
Resultater fra analyser i Abaqus og Alvsat	1

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg B Side 1
---------------	-------------------------------------	---------------------

Fra kjøringen av Abaqus-filen, 'Lyswbackstaynodes2.inp', er egensvingeformene funnet for de tre første svingeformene for vertikale asymmetriske og symmetriske svingeformer, VA og VS, horisontale asymmetriske og symmetriske svingeformer, HA og HS, og asymmetriske og symmetriske torsjonssvingeformer, TA og TS. Disse ble funnet ved egenverdiene tabulert i tabellen under:

	1. svingeform	2. svingeform	3. svingeform
HS	1	7	18
HA	5	9	22
VS	3	4	19
VA	2	10	28
TS	24	77	120
TA	52	93	145

Tabellen viser egenverdiene for de tre første svingeformene, horisontalt, vertikalt og torsjonalt.

Egenverdienes tilhørende frekvenser og perioder presenteres i tabellen nedenfor:

Abaqus	1. svingeform			2. svingeform			3. svingeform		
	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]
HS	0,804	0,1280	7,813	3,336	0,5309	1,884	5,202	0,8279	1,208
HA	2,716	0,4322	2,314	3,660	0,5825	1,717	6,134	0,9762	1,024
VS	1,901	0,3026	3,305	2,553	0,4063	2,461	5,354	0,8521	1,174
VA	1,342	0,2136	4,682	3,662	0,5828	1,716	7,473	1,1893	0,841
TS	6,532	1,0396	0,962	17,415	2,7716	0,361	27,494	4,3758	0,229
TA	11,888	1,8921	0,529	22,33	3,5540	0,281	31,521	5,0168	0,199

Fra Alvsat sine resultater var disse verdiene:

Alvsat	1. svingeform			2. svingeform			3. svingeform		
	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]
HS	0,815	0,1296	7,714	3,498	0,5568	1,796	5,221	0,8306	1,204
HA	2,779	0,4423	2,261	3,756	0,5977	1,673	6,295	1,0020	0,998
VS	1,800	0,2865	3,491	2,515	0,4003	2,498	5,445	0,8666	1,154
VA	1,339	0,2131	4,693	3,702	0,5893	1,697	7,530	1,1990	0,834
TS	7,253	1,1547	0,866	20,361	3,2362	0,309	34,080	5,4348	0,184
TA	13,351	2,1231	0,471	27,183	4,3290	0,231	41,035	6,5359	0,153

Ved hjelp av fourier-konstanter fra Alvsatresultatene, og forskyvningen i hver node av brobjelken i Abaqus, er de forskjellige svingeformene plottet opp mot hverandre i programvaren, Matlab, og resultert i svingeformkurver som vist i figurene i kapittel 7.3..

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C
----------------------	--	------------------

VEDLEGG C – ABAQUS; INPUT-FILER

Tittel	Side
Bromodellen, "Lyswbackstaynodes2.inp"	1
Bromodellen med påført dragkraft fra vind, "Lys290kN.inp"	20

Denne input-filen er av bromodellen.

Lyswbackstaynodes2.inp:

```

*HEADING
ANALYSIS OF LYSEFJORD BRIDGE
*****
**** NODES ****
*****
*NODE
**BRIDGE GIRDER(MODELLED FROM NORTH TO SOUTH)
1      ,      -223.1014 ,      0.0000 ,      53.46490466
2      ,      -204.0000 ,      0.0000 ,      54.16479664
3      ,      -192.0000 ,      0.0000 ,      54.56016256
4      ,      -180.0000 ,      0.0000 ,      54.919396
5      ,      -168.0000 ,      0.0000 ,      55.24249696
6      ,      -156.0000 ,      0.0000 ,      55.52946544
7      ,      -144.0000 ,      0.0000 ,      55.78030144
8      ,      -132.0000 ,      0.0000 ,      55.99500496
9      ,      -120.0000 ,      0.0000 ,      56.173576
10     ,      -108.0000 ,      0.0000 ,      56.31601456
11     ,      -96.0000 ,      0.0000 ,      56.42232064
12     ,      -84.0000 ,      0.0000 ,      56.49249424
13     ,      -72.0000 ,      0.0000 ,      56.52653536
14     ,      -60.0000 ,      0.0000 ,      56.524444
15     ,      -48.0000 ,      0.0000 ,      56.48622016
16     ,      -36.0000 ,      0.0000 ,      56.41186384
17     ,      -24.0000 ,      0.0000 ,      56.30137504
18     ,      -12.0000 ,      0.0000 ,      56.15475376
19     ,      -0.0000 ,      0.0000 ,      55.972
20     ,      12.0000 ,      0.0000 ,      55.75311376
21     ,      24.0000 ,      0.0000 ,      55.49809504
22     ,      36.0000 ,      0.0000 ,      55.20694384
23     ,      48.0000 ,      0.0000 ,      54.87966016
24     ,      60.0000 ,      0.0000 ,      54.516244
25     ,      72.0000 ,      0.0000 ,      54.11669536
26     ,      84.0000 ,      0.0000 ,      53.68101424
27     ,      96.0000 ,      0.0000 ,      53.20920064
28     ,      108.0000 ,      0.0000 ,      52.70125456
29     ,      120.0000 ,      0.0000 ,      52.157176
30     ,      132.0000 ,      0.0000 ,      51.57696496
31     ,      144.0000 ,      0.0000 ,      50.96062144
32     ,      156.0000 ,      0.0000 ,      50.30814544
33     ,      168.0000 ,      0.0000 ,      49.61953696
34     ,      180.0000 ,      0.0000 ,      48.894796
35     ,      192.0000 ,      0.0000 ,      48.13392256
36     ,      204.0000 ,      0.0000 ,      47.33691664
37     ,      223.1276 ,      0.0000 ,      46.00109466
**ANCHOR BOLT NORTH-WEST
981    ,      -296.906 ,      5.1250 ,      53.4647
**WEST CABLE MAIN SPAN
1001   ,      -223.2263 ,      5.125 ,      102.26
1002   ,      -204.0000 ,      5.125 ,      95.3753
1003   ,      -192.0000 ,      5.125 ,      91.3427
1004   ,      -180.0000 ,      5.125 ,      87.5546
1005   ,      -168.0000 ,      5.125 ,      84.0108
1006   ,      -156.0000 ,      5.125 ,      80.7115
1007   ,      -144.0000 ,      5.125 ,      77.6565
1008   ,      -132.0000 ,      5.125 ,      74.8459
1009   ,      -120.0000 ,      5.125 ,      72.2798

```

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 2
---------------	-------------------------------------	---------------------

1010	,	-108.0000	,	5.125	,	69.9580
1011	,	-96.0000	,	5.125	,	67.8806
1012	,	-84.0000	,	5.125	,	66.0477
1013	,	-72.0000	,	5.125	,	64.4591
1014	,	-60.0000	,	5.125	,	63.1149
1015	,	-48.0000	,	5.125	,	62.0151
1016	,	-36.0000	,	5.125	,	61.1597
1017	,	-24.0000	,	5.125	,	60.5487
1018	,	-12.0000	,	5.125	,	60.1821
1019	,	-0.0000	,	5.125	,	60.06
1020	,	12.0000	,	5.125	,	60.1821
1021	,	24.0000	,	5.125	,	60.5487
1022	,	36.0000	,	5.125	,	61.1597
1023	,	48.0000	,	5.125	,	62.0151
1024	,	60.0000	,	5.125	,	63.1149
1025	,	72.0000	,	5.125	,	64.4591
1026	,	84.0000	,	5.125	,	66.0477
1027	,	96.0000	,	5.125	,	67.8806
1028	,	108.0000	,	5.125	,	69.9580
1029	,	120.0000	,	5.125	,	72.2798
1030	,	132.0000	,	5.125	,	74.8459
1031	,	144.0000	,	5.125	,	77.6565
1032	,	156.0000	,	5.125	,	80.7115
1033	,	168.0000	,	5.125	,	84.0108
1034	,	180.0000	,	5.125	,	87.5546
1035	,	192.0000	,	5.125	,	91.3427
1036	,	204.0000	,	5.125	,	95.3753
1037	,	223.2263	,	5.125	,	102.26
**ANCHOR BOLT SOUTH-WEST						
1087	,	389.0460	,	5.1250	,	46.0009
**ANCHOR BOLT NORTH-EAST						
1981	,	-296.906	,	-5.125	,	53.4647
**EAST CABLE MAIN SPAN						
2001	,	-223.2263	,	-5.125	,	102.26
2002	,	-204.0000	,	-5.125	,	95.3753
2003	,	-192.0000	,	-5.125	,	91.3427
2004	,	-180.0000	,	-5.125	,	87.5546
2005	,	-168.0000	,	-5.125	,	84.0108
2006	,	-156.0000	,	-5.125	,	80.7115
2007	,	-144.0000	,	-5.125	,	77.6565
2008	,	-132.0000	,	-5.125	,	74.8459
2009	,	-120.0000	,	-5.125	,	72.2798
2010	,	-108.0000	,	-5.125	,	69.9580
2011	,	-96.0000	,	-5.125	,	67.8806
2012	,	-84.0000	,	-5.125	,	66.0477
2013	,	-72.0000	,	-5.125	,	64.4591
2014	,	-60.0000	,	-5.125	,	63.1149
2015	,	-48.0000	,	-5.125	,	62.0151
2016	,	-36.0000	,	-5.125	,	61.1597
2017	,	-24.0000	,	-5.125	,	60.5487
2018	,	-12.0000	,	-5.125	,	60.1821
2019	,	-0.0000	,	-5.125	,	60.06
2020	,	12.0000	,	-5.125	,	60.1821
2021	,	24.0000	,	-5.125	,	60.5487
2022	,	36.0000	,	-5.125	,	61.1597
2023	,	48.0000	,	-5.125	,	62.0151
2024	,	60.0000	,	-5.125	,	63.1149
2025	,	72.0000	,	-5.125	,	64.4591
2026	,	84.0000	,	-5.125	,	66.0477
2027	,	96.0000	,	-5.125	,	67.8806
2028	,	108.0000	,	-5.125	,	69.9580

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 3
---------------	-------------------------------------	---------------------

2029	,	120.0000	,	-5.125	,	72.2798
2030	,	132.0000	,	-5.125	,	74.8459
2031	,	144.0000	,	-5.125	,	77.6565
2032	,	156.0000	,	-5.125	,	80.7115
2033	,	168.0000	,	-5.125	,	84.0108
2034	,	180.0000	,	-5.125	,	87.5546
2035	,	192.0000	,	-5.125	,	91.3427
2036	,	204.0000	,	-5.125	,	95.3753
2037	,	223.2263	,	-5.125	,	102.26
**ANCHOR BOLT SOUTH-EAST						
2087	,	389.0460	,	-5.125	,	46.0009
**LINK BETWEEN BRIDGE GIRDER AND HANGER WEST - HANGER (1.104 ABOVE NA)						
3001	,	-223.0000	,	5.125	,	54.56890466
3002	,	-204.0000	,	5.125	,	55.26879664
3003	,	-192.0000	,	5.125	,	55.66416256
3004	,	-180.0000	,	5.125	,	56.023396
3005	,	-168.0000	,	5.125	,	56.34649696
3006	,	-156.0000	,	5.125	,	56.63346544
3007	,	-144.0000	,	5.125	,	56.88430144
3008	,	-132.0000	,	5.125	,	57.09900496
3009	,	-120.0000	,	5.125	,	57.277576
3010	,	-108.0000	,	5.125	,	57.42001456
3011	,	-96.0000	,	5.125	,	57.52632064
3012	,	-84.0000	,	5.125	,	57.59649424
3013	,	-72.0000	,	5.125	,	57.63053536
3014	,	-60.0000	,	5.125	,	57.628444
3015	,	-48.0000	,	5.125	,	57.59022016
3016	,	-36.0000	,	5.125	,	57.51586384
3017	,	-24.0000	,	5.125	,	57.40537504
3018	,	-12.0000	,	5.125	,	57.25875376
3019	,	-0.0000	,	5.125	,	57.076
3020	,	12.0000	,	5.125	,	56.85711376
3021	,	24.0000	,	5.125	,	56.60209504
3022	,	36.0000	,	5.125	,	56.31094384
3023	,	48.0000	,	5.125	,	55.98366016
3024	,	60.0000	,	5.125	,	55.620244
3025	,	72.0000	,	5.125	,	55.22069536
3026	,	84.0000	,	5.125	,	54.78501424
3027	,	96.0000	,	5.125	,	54.31320064
3028	,	108.0000	,	5.125	,	53.80525456
3029	,	120.0000	,	5.125	,	53.261176
3030	,	132.0000	,	5.125	,	52.68096496
3031	,	144.0000	,	5.125	,	52.06462144
3032	,	156.0000	,	5.125	,	51.41214544
3033	,	168.0000	,	5.125	,	50.72353696
3034	,	180.0000	,	5.125	,	49.998796
3035	,	192.0000	,	5.125	,	49.23792256
3036	,	204.0000	,	5.125	,	48.44091664
3037	,	223.0000	,	5.125	,	47.10509466
**LINK BETWEEN BRIDGE GIRDER AND HANGER EAST - HANGER (1.104 ABOVE NA)						
4001	,	-223.0000	,	-5.125	,	54.56890466
4002	,	-204.0000	,	-5.125	,	55.26879664
4003	,	-192.0000	,	-5.125	,	55.66416256
4004	,	-180.0000	,	-5.125	,	56.023396
4005	,	-168.0000	,	-5.125	,	56.34649696
4006	,	-156.0000	,	-5.125	,	56.63346544
4007	,	-144.0000	,	-5.125	,	56.88430144
4008	,	-132.0000	,	-5.125	,	57.09900496
4009	,	-120.0000	,	-5.125	,	57.277576
4010	,	-108.0000	,	-5.125	,	57.42001456
4011	,	-96.0000	,	-5.125	,	57.52632064

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 4
---------------	-------------------------------------	---------------------

4012	,	-84.0000	,	-5.125	,	57.59649424
4013	,	-72.0000	,	-5.125	,	57.63053536
4014	,	-60.0000	,	-5.125	,	57.628444
4015	,	-48.0000	,	-5.125	,	57.59022016
4016	,	-36.0000	,	-5.125	,	57.51586384
4017	,	-24.0000	,	-5.125	,	57.40537504
4018	,	-12.0000	,	-5.125	,	57.25875376
4019	,	-0.0000	,	-5.125	,	57.076
4020	,	12.0000	,	-5.125	,	56.85711376
4021	,	24.0000	,	-5.125	,	56.60209504
4022	,	36.0000	,	-5.125	,	56.31094384
4023	,	48.0000	,	-5.125	,	55.98366016
4024	,	60.0000	,	-5.125	,	55.620244
4025	,	72.0000	,	-5.125	,	55.22069536
4026	,	84.0000	,	-5.125	,	54.78501424
4027	,	96.0000	,	-5.125	,	54.31320064
4028	,	108.0000	,	-5.125	,	53.80525456
4029	,	120.0000	,	-5.125	,	53.261176
4030	,	132.0000	,	-5.125	,	52.68096496
4031	,	144.0000	,	-5.125	,	52.06462144
4032	,	156.0000	,	-5.125	,	51.41214544
4033	,	168.0000	,	-5.125	,	50.72353696
4034	,	180.0000	,	-5.125	,	49.998796
4035	,	192.0000	,	-5.125	,	49.23792256
4036	,	204.0000	,	-5.125	,	48.44091664
4037	,	223.0000	,	-5.125	,	47.10509466

**FICTITIOUS MASS POINT UNDER THE BRIDGE GIRDER (MOMENT OF INERTIA)

5002	,	-204.0000	,	0.0000	,	53.0699
5003	,	-192.0000	,	0.0000	,	53.322
5004	,	-180.0000	,	0.0000	,	53.5466
5005	,	-168.0000	,	0.0000	,	53.7437
5006	,	-156.0000	,	0.0000	,	53.9134
5007	,	-144.0000	,	0.0000	,	54.0557
5008	,	-132.0000	,	0.0000	,	54.1705
5009	,	-120.0000	,	0.0000	,	54.2579
5010	,	-108.0000	,	0.0000	,	54.3178
5011	,	-96.0000	,	0.0000	,	54.3503
5012	,	-84.0000	,	0.0000	,	54.3553
5013	,	-72.0000	,	0.0000	,	54.3329
5014	,	-60.0000	,	0.0000	,	54.283
5015	,	-48.0000	,	0.0000	,	54.2057
5016	,	-36.0000	,	0.0000	,	54.101
5017	,	-24.0000	,	0.0000	,	53.9687
5018	,	-12.0000	,	0.0000	,	53.8091
5019	,	-0.0000	,	0.0000	,	53.622
5020	,	12.0000	,	0.0000	,	53.4075
5021	,	24.0000	,	0.0000	,	53.1655
5022	,	36.0000	,	0.0000	,	52.896
5023	,	48.0000	,	0.0000	,	52.5991
5024	,	60.0000	,	0.0000	,	52.2748
5025	,	72.0000	,	0.0000	,	51.923
5026	,	84.0000	,	0.0000	,	51.5438
5027	,	96.0000	,	0.0000	,	51.1372
5028	,	108.0000	,	0.0000	,	50.703
5029	,	120.0000	,	0.0000	,	50.2415
5030	,	132.0000	,	0.0000	,	49.7525
5031	,	144.0000	,	0.0000	,	49.236
5032	,	156.0000	,	0.0000	,	48.6921
5033	,	168.0000	,	0.0000	,	48.1208
5034	,	180.0000	,	0.0000	,	47.522
5035	,	192.0000	,	0.0000	,	46.8957

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 5
---------------	-------------------------------------	---------------------

5036	,	204.0000	,	0.0000	,	46.2421
**TOWER NORTH, FOOT WEST						
20001	,	-223	,	9.151	,	6.5
20002	,	-223.007803448276	,	9.0122	,	10.5
20003	,	-223.015606896552	,	8.8734	,	13.5833
20004	,	-223.023410344828	,	8.7346	,	16.6667
20005	,	-223.031213793103	,	8.5958	,	19.75
20006	,	-223.039017241379	,	8.457	,	22.8333
20007	,	-223.046820689655	,	8.3182	,	25.9167
20008	,	-223.054624137931	,	8.1794	,	29
20009	,	-223.062427586207	,	8.0406	,	32.0833
20010	,	-223.070231034483	,	7.9018	,	35.1667
20011	,	-223.078034482759	,	7.763	,	38.25
20012	,	-223.085837931035	,	7.6242	,	41.3333
20013	,	-223.09364137931	,	7.4854	,	44.4167
20014	,	-223.101444827586	,	7.3466	,	47.5
20015	,	-223.109248275862	,	7.2078	,	50.8463
20016	,	-223.117051724138	,	7.069	,	54.1925
20017	,	-223.124855172414	,	6.9302	,	57.5388
20018	,	-223.13265862069	,	6.7914	,	60.885
20019	,	-223.140462068966	,	6.6526	,	64.2313
20020	,	-223.148265517241	,	6.5138	,	67.5775
20021	,	-223.156068965517	,	6.375	,	70.9237
20022	,	-223.163872413793	,	6.2362	,	74.27
20023	,	-223.171675862069	,	6.0974	,	77.6163
20024	,	-223.179479310345	,	5.9586	,	80.9625
20025	,	-223.187282758621	,	5.8198	,	84.3088
20026	,	-223.195086206897	,	5.681	,	87.655
20027	,	-223.202889655172	,	5.5422	,	91.0013
20028	,	-223.210693103448	,	5.4034	,	94.3475
20029	,	-223.218496551724	,	5.2646	,	97.6938
20030	,	-223.2263	,	5.1258	,	101.04
**TOWER NORTH, FOOT EAST						
20101	,	-223	,	-9.151	,	6.5
20102	,	-223.007803448276	,	-9.0122	,	10.5
20103	,	-223.015606896552	,	-8.8734	,	13.5833
20104	,	-223.023410344828	,	-8.7346	,	16.6667
20105	,	-223.031213793103	,	-8.5958	,	19.75
20106	,	-223.039017241379	,	-8.457	,	22.8333
20107	,	-223.046820689655	,	-8.3182	,	25.9167
20108	,	-223.054624137931	,	-8.1794	,	29
20109	,	-223.062427586207	,	-8.0406	,	32.0833
20110	,	-223.070231034483	,	-7.9018	,	35.1667
20111	,	-223.078034482759	,	-7.763	,	38.25
20112	,	-223.085837931035	,	-7.6242	,	41.3333
20113	,	-223.09364137931	,	-7.4854	,	44.4167
20114	,	-223.101444827586	,	-7.3466	,	47.5
20115	,	-223.109248275862	,	-7.2078	,	50.8463
20116	,	-223.117051724138	,	-7.069	,	54.1925
20117	,	-223.124855172414	,	-6.9302	,	57.5388
20118	,	-223.13265862069	,	-6.7914	,	60.885
20119	,	-223.140462068966	,	-6.6526	,	64.2313
20120	,	-223.148265517241	,	-6.5138	,	67.5775
20121	,	-223.156068965517	,	-6.375	,	70.9237
20122	,	-223.163872413793	,	-6.2362	,	74.27
20123	,	-223.171675862069	,	-6.0974	,	77.6163
20124	,	-223.179479310345	,	-5.9586	,	80.9625
20125	,	-223.187282758621	,	-5.8198	,	84.3088
20126	,	-223.195086206897	,	-5.681	,	87.655
20127	,	-223.202889655172	,	-5.5422	,	91.0013
20128	,	-223.210693103448	,	-5.4034	,	94.3475

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 6
---------------	-------------------------------------	---------------------

20129	,	-223.218496551724	,	-5.2646	,	97.6938
20130	,	-223.2263	,	-5.1258	,	101.04
**CROSS BEAM UNDER THE BRIDGE GIRDER, TOWER NORTH						
20201	,	-223.101444827586	,	7.3466	,	47.5
20202	,	-223.101444827586	,	4.9903	,	47.5
20203	,	-223.101444827586	,	2.4952	,	47.5
20204	,	-223.101444827586	,	0.0001	,	47.5
20205	,	-223.101444827586	,	-2.495	,	47.5
20206	,	-223.101444827586	,	-4.9901	,	47.5
20207	,	-223.101444827586	,	-7.3466	,	47.5
**CROSS BEAM TOP, TOWER NORTH						
20301	,	-223.218496551724	,	5.2646	,	97.6938
20302	,	-223.218496551724	,	3.5097	,	97.6938
20303	,	-223.218496551724	,	1.7548	,	97.6938
20304	,	-223.218496551724	,	-0.0001	,	97.6938
20305	,	-223.218496551724	,	-1.755	,	97.6938
20306	,	-223.218496551724	,	-3.5099	,	97.6938
20307	,	-223.218496551724	,	-5.2646	,	97.6938
**TOWER SOUTH, FOOT WEST						
30001	,	223	,	9.151	,	0.5
30002	,	223.011596551724	,	9.0122	,	4.5
30003	,	223.023193103448	,	8.8734	,	8.0541
30004	,	223.034789655172	,	8.7346	,	11.6082
30005	,	223.046386206896	,	8.5958	,	15.1623
30006	,	223.057982758621	,	8.457	,	18.7164
30007	,	223.069579310345	,	8.3182	,	22.2705
30008	,	223.081175862069	,	8.1794	,	25.8246
30009	,	223.092772413793	,	8.0406	,	29.3787
30010	,	223.104368965517	,	7.9018	,	32.9328
30011	,	223.115965517241	,	7.763	,	36.4869
30012	,	223.127562068965	,	7.6242	,	40.041
30013	,	223.139158620689	,	7.4854	,	43.4298
30014	,	223.150755172414	,	7.3466	,	46.8187
30015	,	223.162351724138	,	7.2078	,	50.2075
30016	,	223.173948275862	,	7.069	,	53.5963
30017	,	223.185544827586	,	6.9302	,	56.9852
30018	,	223.19714137931	,	6.7914	,	60.374
30019	,	223.208737931034	,	6.6526	,	63.7628
30020	,	223.220334482758	,	6.5138	,	67.1517
30021	,	223.231931034482	,	6.375	,	70.5405
30022	,	223.243527586207	,	6.2362	,	73.9293
30023	,	223.255124137931	,	6.0974	,	77.3182
30024	,	223.266720689655	,	5.9586	,	80.707
30025	,	223.278317241379	,	5.8198	,	84.0958
30026	,	223.289913793103	,	5.681	,	87.4847
30027	,	223.301510344827	,	5.5422	,	90.8735
30028	,	223.313106896551	,	5.4034	,	94.2623
30029	,	223.324703448275	,	5.2646	,	97.6512
30030	,	223.3363	,	5.1258	,	101.04
**TOWER SOUTH, FOOT EAST						
30101	,	223	,	-9.151	,	0.5
30102	,	223.011596551724	,	-9.0122	,	4.5
30103	,	223.023193103448	,	-8.8734	,	8.0541
30104	,	223.034789655172	,	-8.7346	,	11.6082
30105	,	223.046386206896	,	-8.5958	,	15.1623
30106	,	223.057982758621	,	-8.457	,	18.7164
30107	,	223.069579310345	,	-8.3182	,	22.2705
30108	,	223.081175862069	,	-8.1794	,	25.8246
30109	,	223.092772413793	,	-8.0406	,	29.3787
30110	,	223.104368965517	,	-7.9018	,	32.9328
30111	,	223.115965517241	,	-7.763	,	36.4869

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 7
---------------	-------------------------------------	---------------------

```

30112 , 223.127562068965 , -7.6242 , 40.041
30113 , 223.139158620689 , -7.4854 , 43.4298
30114 , 223.150755172414 , -7.3466 , 46.8187
30115 , 223.162351724138 , -7.2078 , 50.2075
30116 , 223.173948275862 , -7.069 , 53.5963
30117 , 223.185544827586 , -6.9302 , 56.9852
30118 , 223.19714137931 , -6.7914 , 60.374
30119 , 223.208737931034 , -6.6526 , 63.7628
30120 , 223.220334482758 , -6.5138 , 67.1517
30121 , 223.231931034482 , -6.375 , 70.5405
30122 , 223.243527586207 , -6.2362 , 73.9293
30123 , 223.255124137931 , -6.0974 , 77.3182
30124 , 223.266720689655 , -5.9586 , 80.707
30125 , 223.278317241379 , -5.8198 , 84.0958
30126 , 223.289913793103 , -5.681 , 87.4847
30127 , 223.301510344827 , -5.5422 , 90.8735
30128 , 223.313106896551 , -5.4034 , 94.2623
30129 , 223.324703448275 , -5.2646 , 97.6512
30130 , 223.3363 , -5.1258 , 101.04
**CROSS BEAM UNDER THE BRIDGE GIRDER, TOWER SOUTH
30201 , 223.127562068965 , 7.6242 , 40.041
30202 , 223.127562068965 , 5.1754 , 40.041
30203 , 223.127562068965 , 2.5877 , 40.041
30204 , 223.127562068965 , 0.0001 , 40.041
30205 , 223.127562068965 , -2.5877 , 40.041
30206 , 223.127562068965 , -4.1754 , 40.041
30207 , 223.127562068965 , -7.6242 , 40.041
**CROSS BEAM TOP, TOWER SOUTH
30301 , 223.324703448275 , 5.2646 , 97.6512
30302 , 223.324703448275 , 3.5097 , 97.6512
30303 , 223.324703448275 , 1.7548 , 97.6512
30304 , 223.324703448275 , -0.0001 , 97.6512
30305 , 223.324703448275 , -1.755 , 97.6512
30306 , 223.324703448275 , -3.5099 , 97.6512
30307 , 223.324703448275 , -5.2646 , 97.6512
**
**
**COMPRESS THE NODESET
*NGEN, NSET=CABLE IN BACKSTAY
981, 1001, 1
1037, 1087, 1
1981, 2001, 1
2037, 2087, 1
**
*****
**** STRUCTURAL ELEMENTS ****
*****
**
**BRIDGEGIRDER
**
*ELEMENT , TYPE = B31 , ELSET=GIRDER
1, 1, 2
*ELGEN, ELSET=GIRDER
1, 36, 1, 1
**** CABLE IN MAIN SPAN
**
*ELEMENT , TYPE = B31 , ELSET=MAINCABLE
1001, 1001, 1002
2001, 2001, 2002
*ELGEN, ELSET=MAINCABLE
1001, 36, 1, 1

```

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 8
---------------	-------------------------------------	---------------------

```

2001, 36, 1, 1
**
** CABLE IN BACKSTAY
**
*ELEMENT, TYPE = B31, ELSET=BACKSTAYCABLE
981, 981, 982
1037,1037,1038
1981,1981,1982
2037,2037,2038
*ELGEN, ELSET=BACKSTAYCABLE
981, 20, 1, 1
1037, 50, 1, 1
1981, 20, 1, 1
2037, 50, 1, 1
**
**FICTIOUS MASS ELEMENTS TO CREATE WINDMOMENT, DUMMY 4, WEST AND EAST
**
*ELEMENT, TYPE=B31, ELSET=DUMMY4
12001, 3001, 3002
13001, 4001, 4002
*ELGEN, ELSET=DUMMY4
12001, 36, 1, 1
13001, 36, 1, 1
**
** FICTITIOUS ELEMENT BETWEEN BRIDGE GIRDER AND LOWER HANGER LINK
**
*ELEMENT, TYPE=B31, ELSET=DUMMY1
3001, 1, 3001
*ELGEN, ELSET=DUMMY1
3001, 37, 1, 1
*ELEMENT, TYPE=B31, ELSET=DUMMY2
4001, 1, 4001
*ELGEN, ELSET=DUMMY2
4001, 37, 1, 1
**
**HANGERS
**
*ELEMENT, TYPE=B31, ELSET=HANGERS
5002, 3002, 1002
6002, 4002, 2002
*ELGEN, ELSET=HANGERS
5002, 35, 1, 1
6002, 35, 1, 1
**
**FICTITIOUS MASS ELEMENTS UNDER THE BRIDGE GIRDER (MOMENT OF INERTIA)
**
*ELEMENT, TYPE = B31, ELSET=DUMMY3
7002, 2, 5002
*ELGEN, ELSET=DUMMY3
7002, 35, 1, 1
**
**
**TOWER NORTH
**
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA1
20001, , 20001, , 20002
20101, , 20101, , 20102
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA2
20002, , 20002, , 20003
20102, , 20102, , 20103
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA3

```

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 9
----------------------	--	-----------------------------

```

20003 ,      20003 ,      20004
20103 ,      20103 ,      20104
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA4
20004 ,      20004 ,      20005
20104 ,      20104 ,      20105
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA5
20005 ,      20005 ,      20006
20105 ,      20105 ,      20106
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA6
20006 ,      20006 ,      20007
20106 ,      20106 ,      20107
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA7
20007 ,      20007 ,      20008
20107 ,      20107 ,      20108
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA8
20008 ,      20008 ,      20009
20108 ,      20108 ,      20109
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA9
20009 ,      20009 ,      20010
20109 ,      20109 ,      20110
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA10
20010 ,      20010 ,      20011
20110 ,      20110 ,      20111
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA11
20011 ,      20011 ,      20012
20111 ,      20111 ,      20112
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA12
20012 ,      20012 ,      20013
20112 ,      20112 ,      20113
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA13
20013 ,      20013 ,      20014
20113 ,      20113 ,      20114
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA14
20014 ,      20014 ,      20015
20114 ,      20114 ,      20115
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA15
20015 ,      20015 ,      20016
20115 ,      20115 ,      20116
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA16
20016 ,      20016 ,      20017
20116 ,      20116 ,      20117
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA17
20017 ,      20017 ,      20018
20117 ,      20117 ,      20118
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA18
20018 ,      20018 ,      20019
20118 ,      20118 ,      20119
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA19
20019 ,      20019 ,      20020
20119 ,      20119 ,      20120
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA20
20020 ,      20020 ,      20021
20120 ,      20120 ,      20121
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA21
20021 ,      20021 ,      20022
20121 ,      20121 ,      20122
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA22
20022 ,      20022 ,      20023
20122 ,      20122 ,      20123
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA23
20023 ,      20023 ,      20024

```

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 10
---------------	-------------------------------------	----------------------

```

20123 ,      20123 ,      20124
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA24
20024 ,      20024 ,      20025
20124 ,      20124 ,      20125
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA25
20025 ,      20025 ,      20026
20125 ,      20125 ,      20126
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA26
20026 ,      20026 ,      20027
20126 ,      20126 ,      20127
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA27
20027 ,      20027 ,      20028
20127 ,      20127 ,      20128
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA28
20028 ,      20028 ,      20029
20128 ,      20128 ,      20129
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA29
20029 ,      20029 ,      20030
20129 ,      20129 ,      20130
*ELEMENT, TYPE=B31,ELSET=NIVA30
20030 ,      20030 ,      1001
20130 ,      20130 ,      2001
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=CROSSBEAM1
20201 ,      20201 ,      20202
20202 ,      20202 ,      20203
20203 ,      20203 ,      20204
20204 ,      20204 ,      20205
20205 ,      20205 ,      20206
20206 ,      20206 ,      20207
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=CROSSBEAM2
20301 ,      20301 ,      20302
20302 ,      20302 ,      20303
20303 ,      20303 ,      20304
20304 ,      20304 ,      20305
20305 ,      20305 ,      20306
20306 ,      20306 ,      20307
**
**
**TOWER SOUTH
**
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA1
30001 ,      30001 ,      30002
30101 ,      30101 ,      30102
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA2
30002 ,      30002 ,      30003
30102 ,      30102 ,      30103
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA3
30003 ,      30003 ,      30004
30103 ,      30103 ,      30104
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA4
30004 ,      30004 ,      30005
30104 ,      30104 ,      30105
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA5
30005 ,      30005 ,      30006
30105 ,      30105 ,      30106
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA6
30006 ,      30006 ,      30007
30106 ,      30106 ,      30107
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA7
30007 ,      30007 ,      30008
30107 ,      30107 ,      30108

```


Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 11
----------------------	--	------------------------------

```

*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA8
30008 , 30008 , 30009
30108 , 30108 , 30109
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA9
30009 , 30009 , 30010
30109 , 30109 , 30110
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA10
30010 , 30010 , 30011
30110 , 30110 , 30111
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA11
30011 , 30011 , 30012
30111 , 30111 , 30112
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA12
30012 , 30012 , 30013
30112 , 30112 , 30113
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA13
30013 , 30013 , 30014
30113 , 30113 , 30114
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA14
30014 , 30014 , 30015
30114 , 30114 , 30115
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA15
30015 , 30015 , 30016
30115 , 30115 , 30116
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA16
30016 , 30016 , 30017
30116 , 30116 , 30117
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA17
30017 , 30017 , 30018
30117 , 30117 , 30118
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA18
30018 , 30018 , 30019
30118 , 30118 , 30119
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA19
30019 , 30019 , 30020
30119 , 30119 , 30120
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA20
30020 , 30020 , 30021
30120 , 30120 , 30121
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA21
30021 , 30021 , 30022
30121 , 30121 , 30122
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA22
30022 , 30022 , 30023
30122 , 30122 , 30123
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA23
30023 , 30023 , 30024
30123 , 30123 , 30124
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA24
30024 , 30024 , 30025
30124 , 30124 , 30125
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA25
30025 , 30025 , 30026
30125 , 30125 , 30126
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA26
30026 , 30026 , 30027
30126 , 30126 , 30127
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA27
30027 , 30027 , 30028
30127 , 30127 , 30128
*ELEMENT, TYPE=FREME3D,ELSET=NIVA28

```

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 12
---------------	-------------------------------------	----------------------

```

30028 , 30028 , 30029
30128 , 30128 , 30129
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=NIVA29
30029 , 30029 , 30030
30129 , 30129 , 30130
*ELEMENT, TYPE=B31,ELSET=NIVA30
30030 , 30030 , 1037
30130 , 30130 , 2037
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=CROSSBEAM1
30201 , 30201 , 30202
30202 , 30202 , 30203
30203 , 30203 , 30204
30204 , 30204 , 30205
30205 , 30205 , 30206
30206 , 30206 , 30207
*ELEMENT, TYPE=FRAME3D,ELSET=CROSSBEAM2
30301 , 30301 , 30302
30302 , 30302 , 30303
30303 , 30303 , 30304
30304 , 30304 , 30305
30305 , 30305 , 30306
30306 , 30306 , 30307
**
*****
*** MASS ELEMENTS ***
*****
**
** MASS POINTS AT THE LOWER HANGER LINKS, AT EACH SIDE OF THE
** BRIDGE GIRDER (MOMENT OF INERTIA)
**
*ELEMENT , TYPE = MASS , ELSET=SIDE
18002,3002
19002,4002
*ELGEN, ELSET=SIDE
18002, 35, 1, 1
19002, 35, 1, 1
**
** MASS POINTS UNDER THE
** BRIDGE GIRDER (MOMENT OF INERTIA)
**
*ELEMENT , TYPE = MASS , ELSET=UNDER
10002, 5002
*ELGEN , ELSET=UNDER
10002, 35, 1, 1
**
** MASS POINTS TO ATTACH THE WEIGHT OF THE GIRDER ENDS
**
*ELEMENT , TYPE = MASS , ELSET=END
11001 , 1
11037 , 37
**
*****
*** DUMMY ELEMENTS***
*****
**
** DUMMY GRIPPING OF TOWER LEG
**
*ELEMENT, TYPE=SPRING1, ELSET=TOWERLEG
29001,20001
29101,20101
39001,30001

```

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 13
---------------	-------------------------------------	----------------------

```

39101,30101
**
** COUPLING BETWEEN THE CROSS BEAM UNDER THE BRIDGE GIRDER AND
** THE BRIDGE GIRDER
**
*ELEMENT, TYPE=B33, ELSET=BOUNDARY
29501,20204,1
39501,30204,37
**
*****
**** RIGIDITY ****
*****
**
** BRIDGE GIRDER
**
**USING THE BEAM GENERAL SECTION OPTION, DEFINED BY
**A,I_11,I_12,I_22,J,,WARPING CONSTANT(15.3.7-2).
**
*BEAM GENERAL SECTION, ELSET=GIRDER, SECTION=GENERAL, DENSITY=0.001
0.360, 0.429, 0.0, 4.952, 0.929, ,4.762
0,1,0
210000E6,80700E6,0.00001
**
**
** COUPLING ELEMENTS, VERY RIGID, NO MASS
**
*BEAM GENERAL SECTION, ELSET=DUMMY1, SECTION=GENERAL, DENSITY=1E-12
1000,1000,0.0,1000,1000, ,
0,1,0
210000E6, 80700E6, 0.00001
**
*BEAM GENERAL SECTION, ELSET=DUMMY2, SECTION=GENERAL, DENSITY=1E-12
1000,1000,0.0,1000,1000, ,
0,1,0
210000E6, 80700E6, 0.00001
**
*BEAM GENERAL SECTION, ELSET=DUMMY3, SECTION=GENERAL, DENSITY=1E-12
1000,1000,0.0,1000,1000, ,
0,1,0
210000E6, 80700E6, 0.00001
**
**
** ELEMENTS FOR WINDMOMENT, LOW RIGIDITY, NO MASS
**
*BEAM GENERAL SECTION, ELSET=DUMMY4, SECTION=GENERAL, DENSITY=0.00001
0.36, 0.429, 0.0, 4.952, 0.929, ,4.762
0,1,0
210000E1, 80700E1, 0.00001
**
**
** HANGERS
**
*BEAM GENERAL SECTION, ELSET=HANGERS, SECTION=GENERAL, DENSITY=0.001
0.0018, 2.6E-9, 0, 2.6E-9, 5.2E-9
1,1,0
180000E6, 63077E6, 0.00001
**
**
** CABLE IN MAIN SPAN
** CABLE WEIGHT+HANGERLINK+HALF THE HANGER = 408 KG/M
**

```

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 14
---------------	-------------------------------------	----------------------

```

** RHO = 408KG/M / 0.05 M2 = 8160 KG/M3
**
*BEAM GENERAL SECTION, ELSET=MAINCABLE, SECTION=GENERAL, DENSITY=816
0.05, 0.0000026, 0, 0.0000026, 0.0000052
0,1,0
180000E6, 80700E6, 0.00001
**
**
** CABLE IN BACKSTAY
**
** CABLE WEIGTH = 356 KG/M
**
** RHO = 356KG/M / 0.05M2 = 7120
**
*BEAM GENERAL SECTION, ELSET=BACKSTAYCABLE, SECTION=GENERAL, DENSITY=7120
0.05, 0.0000026, 0, 0.0000026, 0.0000052
0,1,0
180000E6, 80700E6, 0.00001
**
**
** TOWERS (FROM FOUNDATION TO TOP)
**
*FREME SECTION,ELSET=NIVA1,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
12.4264 , 8.1186 , 0.1 , 20.3957 , 30
1,0,0
4E+10,1.67E+10
*FREME SECTION,ELSET=NIVA2,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
7.1176 , 6.9440 , 0.1 , 15.5673 , 16.2382
1,0,0
4E+10,1.67E+10
*FREME SECTION,ELSET=NIVA3,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
7.0759 , 6.8366 , 0.1 , 15.5169 , 16.0630
1,0,0
4E+10,1.67E+10
*FREME SECTION,ELSET=NIVA4,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
7.0342 , 6.7293 , 0.1 , 15.4664 , 15.8878
1,0,0
4E+10,1.67E+10
*FREME SECTION,ELSET=NIVA5,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
6.9925 , 6.6219 , 0.1 , 15.4160 , 15.7127
1,0,0
4E+10,1.67E+10
*FREME SECTION,ELSET=NIVA6,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
6.9508 , 6.5145 , 0.1 , 15.3655 , 15.5375
1,0,0
4E+10,1.67E+10
*FREME SECTION,ELSET=NIVA7,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
6.9092 , 6.4072 , 0.1 , 15.3151 , 15.3623
1,0,0
4E+10,1.67E+10
*FREME SECTION,ELSET=NIVA8,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
6.8675 , 6.2998 , 0.1 , 15.2646 , 15.1871
1,0,0
4E+10,1.67E+10
*FREME SECTION,ELSET=NIVA9,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
6.8258 , 6.1925 , 0.1 , 15.2142 , 15.0119
1,0,0
4E+10,1.67E+10
*FREME SECTION,ELSET=NIVA10,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
6.7841 , 6.0851 , 0.1 , 15.1637 , 14.8367
1,0,0

```

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 15
----------------------	--	------------------------------

4E+10,1.67E+10
 *FREME SECTION,ELSET=NIVA11,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
 6.7424 , 5.9777 , 0.1 , 15.1133 , 14.6616
 1,0,0
 4E+10,1.67E+10
 *FREME SECTION,ELSET=NIVA12,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
 6.7007 , 5.8704 , 0.1 , 15.0629 , 14.4864
 1,0,0
 4E+10,1.67E+10
 *FREME SECTION,ELSET=NIVA13,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
 6.6590 , 5.7630 , 0.1 , 15.0124 , 14.3112
 1,0,0
 4E+10,1.67E+10
 *FREME SECTION,ELSET=NIVA14,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
 6.6173 , 5.6556 , 0.1 , 14.9620 , 14.1360
 1,0,0
 4E+10,1.67E+10
 *FREME SECTION,ELSET=NIVA15,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
 6.5756 , 5.5483 , 0.1 , 14.9115 , 13.9608
 1,0,0
 4E+10,1.67E+10
 *FREME SECTION,ELSET=NIVA16,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
 6.5340 , 5.4409 , 0.1 , 14.8611 , 13.7857
 1,0,0
 4E+10,1.67E+10
 *FREME SECTION,ELSET=NIVA17,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
 6.4923 , 5.3336 , 0.1 , 14.8106 , 13.6105
 1,0,0
 4E+10,1.67E+10
 *FREME SECTION,ELSET=NIVA18,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
 6.4506 , 5.2262 , 0.1 , 14.7602 , 13.4353
 1,0,0
 4E+10,1.67E+10
 *FREME SECTION,ELSET=NIVA19,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
 6.4089 , 5.1188 , 0.1 , 14.7097 , 13.2601
 1,0,0
 4E+10,1.67E+10
 *FREME SECTION,ELSET=NIVA20,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
 6.3672 , 5.0115 , 0.1 , 14.6593 , 13.0849
 1,0,0
 4E+10,1.67E+10
 *FREME SECTION,ELSET=NIVA21,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
 6.3255 , 4.9041 , 0.1 , 14.6089 , 12.9098
 1,0,0
 4E+10,1.67E+10
 *FREME SECTION,ELSET=NIVA22,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
 6.2838 , 4.7967 , 0.1 , 14.5584 , 12.7346
 1,0,0
 4E+10,1.67E+10
 *FREME SECTION,ELSET=NIVA23,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
 6.2421 , 4.6894 , 0.1 , 14.5080 , 12.5594
 1,0,0
 4E+10,1.67E+10
 *FREME SECTION,ELSET=NIVA24,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
 6.2004 , 4.5820 , 0.1 , 14.4575 , 12.3842
 1,0,0
 4E+10,1.67E+10
 *FREME SECTION,ELSET=NIVA25,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
 6.1588 , 4.4747 , 0.1 , 14.4071 , 12.2090
 1,0,0
 4E+10,1.67E+10

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 16
---------------	-------------------------------------	----------------------

```

*FREME SECTION,ELSET=NIVA26,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
6.1171 , 4.3673 , 0.1 , 14.3566 , 12.0338
1,0,0
4E+10,1.67E+10
*FREME SECTION,ELSET=NIVA27,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
6.0754 , 4.2599 , 0.1 , 14.3062 , 11.8587
1,0,0
4E+10,1.67E+10
*FREME SECTION,ELSET=NIVA28,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
6.0337 , 4.1526 , 0.1 , 14.2557, 11.6835
1,0,0
4E+10,1.67E+10
*FREME SECTION,ELSET=NIVA29,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
5.9920 , 4.0452 , 0.10 , 14.2053 , 11.5083
1,0,0
4E+10,1.67E+10
**
*BEAM GENERAL SECTION,ELSET=NIVA30,DENSITY=0.00001
5.9503 , 3.9378 , 0.10 , 14.1549 , 11.3331
1,0,0
4E+10,1.67E+10
**
*FREME SECTION,ELSET=CROSSBEAM1,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
13.36 , 12.7516 , 0.10 , 27.8824 , 18.6318
1,0,0
4E+10,1.67E+10
*FREME SECTION,ELSET=CROSSBEAM2,SECTION=GENERAL,DENSITY=2500
9.28 , 6.2500 , 0.10 , 12.2500 , 10.2875
1,0,0
4E+10,1.67E+10
**
** DUMMY BOUNDARY TOWERLEG, INFINITE RIGID TORSION SPRING
**
*SPRING, ELSET=TOWERLEG
6
1E+12
**
** COUPLING BETWEEN THE CROSS BEAM UNDER THE BRIDGE GIRDER AND
** THE BRIDGE GIRDER, RIGID ELEMENT
**
*BEAM GENERAL SECTION,ELSET=BOUNDARY,DENSITY=0.000001
100 , 1000 , 0 , 1000 , 1000
1,0,0
4E+10,1.67E+10
**
*****
**** ASSIGN LUMPED MASS ****
*****
**
** LUMPED MASS ALONG THE BRIDGE GIRDER
** FROM MATHCAD, FIT SUTCH THAT IM = 82436:
** "SIDE" = 1454 X 12 METER BETWEEN HANGERS = 17448
** "UNDER" = 2442 X 12 = 29304
**
*MASS, ELSET=SIDE
17448
*MASS, ELSET=UNDER
29304
**
** WEIGHT OF THE LAST 9,5 METERS HAVE TO BE ADDED AS A LUMPED MASS
** AT THE END OF THE BRIDGE GIRDER.

```

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 17
---------------	-------------------------------------	----------------------

```

** 9,5X5350=50825
**
*MASS, ELSET=END
50825
**
*****
**** BOUNDARY CONDITIONS ****
*****
**
** NODES FOR BOUNDARY CONDITIONS
**
*NSET,NSET=ROCK
981,1087,1981,2087
*NSET,NSET=TOWER
1001,1037,2001,2037
*NSET,NSET=BOUNDARY
1,37
*NSET,NSET=ALL,GENERATE
1,50000,1
*NSET,NSET=TOWERLEG
20001,20101,30001,30101
**
** BOUNDARY CONDITIONS
**
*BOUNDARY
ROCK,1,3,0
TOWERLEG,1,6,0
**1,1,1,0
**
*****
**** COUPLINGS ****
*****
**
** THE NODES IN THE TOP OF THE TOWERS ARE MADE HINGED SUCH THAT
** THE CABLES NOT ARE RIGID
**
*RELEASE
20030,S2,ALLM
20130,S2,ALLM
30030,S2,ALLM
30130,S2,ALLM
**
** COUPLING BETWEEN CROSS BEAMS AND TOWERLEGS
*MPC
**TOWER NORTH
TIE,20201,20014
TIE,20207,20114
TIE,20301,20029
TIE,20307,20129
**TOWER SOUTH
TIE,30201,30012
TIE,30207,30112
TIE,30301,30029
TIE,30307,30129
**
** THE CROSS BEAM UNDER THE BRIDGE GIRDER, AND
** THE BRIDGE GIRDER:
** FIXED IN THE LENGTH DIRECTION IN ONE SIDE OF THE BRIDGE
**
*RELEASE
29501,S2,M2-T

```

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 18
---------------	-------------------------------------	----------------------

```

39501,S2,M2-T
39501,S1,M2
**
*****
**** ELEMENTS ****
*****
**
*ELSET,ELSET=TOWER,GENERATE
20001,20030,1
20101,20130,1
20201,20206,1
20301,20306,1
30001,30030,1
30101,30130,1
30201,30206,1
30301,30306,1
**
*ELSET,ELSET=TOWERLEG1,GENERATE
20001,20030,1
30001,30030,1
*ELSET,ELSET=TOWERLEG2,GENERATE
20101,20130,1
30101,30130,1
**
*ELSET,ELSET=FREME
20025,20048
20125,20148
20301,20306
**
*****
**** NODES TO PUT ON LOAD ****
*****
*NSET,NSET=WINDLOAD,GENERATE
2,36,1
*NSET,NSET=WINDCAB,GENERATE
1002,1036,1
2002,2036,1
**
*NSET,NSET=CENTRE
19
**
*NSET,NSET=GIRDER,GENERATE
1,37,1
*NSET,NSET=CABEL,GENERATE
1001,1037,1
2001,2037,1
*NSET,NSET=HLINK,GENERATE
3001,3037,1
4001,4037,1
**
*****
**** LOADING AND ANALYSIS ****
*****
**
** STEP1: DEADLOAD
** DEADLOAD IS GIVEN AS STATIC LOAD, WITH NON-LINEAR GEOMETRY
**
*STEP,AMPLITUDE=RAMP,NAME=EGENVEKT,NLGEOM,INC=5000
*STATIC,STABILIZE=1E-10
1E-6,1E-6,1E-9,1E-6
**

```


Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 19
---------------	-------------------------------------	----------------------

```

** CABLE
** CABLE WITH HALF THE HANGER AND HANGERLINK
** RHO-MED H.STENGER = 8524.2
** RHO-WITH HANGERS = 408KG/M / 0.0443 M2 = 9210
** RHO-WITHOUT HANGERS = 356KG/M / 0.0443M2 = 8036
** G = 9,81 X (8036/9210) = 8,5595
**
*DLOAD
MAINCABLE, GRAV, 8.5595, 0 , 0 , -1
**
** DEADLOAD BRIDGE GIRDER
** DEADLOAD BRIDGE GIRDER INCLUDED HANGERLINK AND HALF THE
** HANGER = 5350 KG/M
**
** 5350 X 9,81 = 52483.5
**
*DLOAD
GIRDER, PZ, -52484
**
**
** DEADLOAD TOWER
**
*DLOAD
TOWER, GRAV, 9.81, 0 , 0 , -1
**
**
** NODE PRINT, TOTALS=YES, FREQUENCY=100
RF
** NODE PRINT, TOTALS=YES, FREQUENCY=100
U
** EL PRINT, ELSET=MAINCABLE, FREQUENCY=100
SF
** EL PRINT, ELSET=GIRDER, FREQUENCY=100
SF
** END STEP
**
** STEP,AMPLITUDE=STEP, NAME=BACKS,NLGEOM, INC=5000
** STATIC, STABILIZE=1E-10
0,1, 1
** DLOAD
BACKSTAYCABLE, GRAV, 9.810, 0 , 0 , -1
** END STEP
**
**
** STEP, NLGEOM
** FREQUENCY
150
**
** DEFORMASJON, BROKASSE
** NODE PRINT, TOTALS=YES, NSET=GIRDER
U
**
** DEFORMASJON, HOVEDKABEL
** NODE PRINT, TOTALS=YES, NSET=CABEL
U
** END STEP

```

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg C Side 20
---------------	-------------------------------------	----------------------

Denne input-filen er et eksempel på hvordan en påfører brobjelken og hovedkabelen en dragkraft fra vind på 290kN/m. Kraften byttes ut for hver analyse.

Lys290kN.inp:

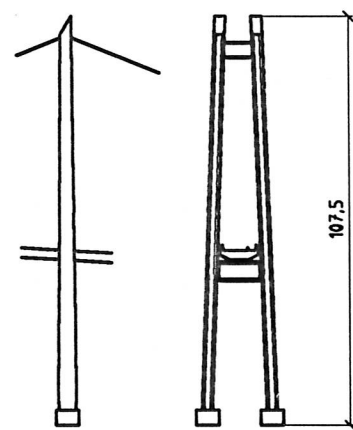
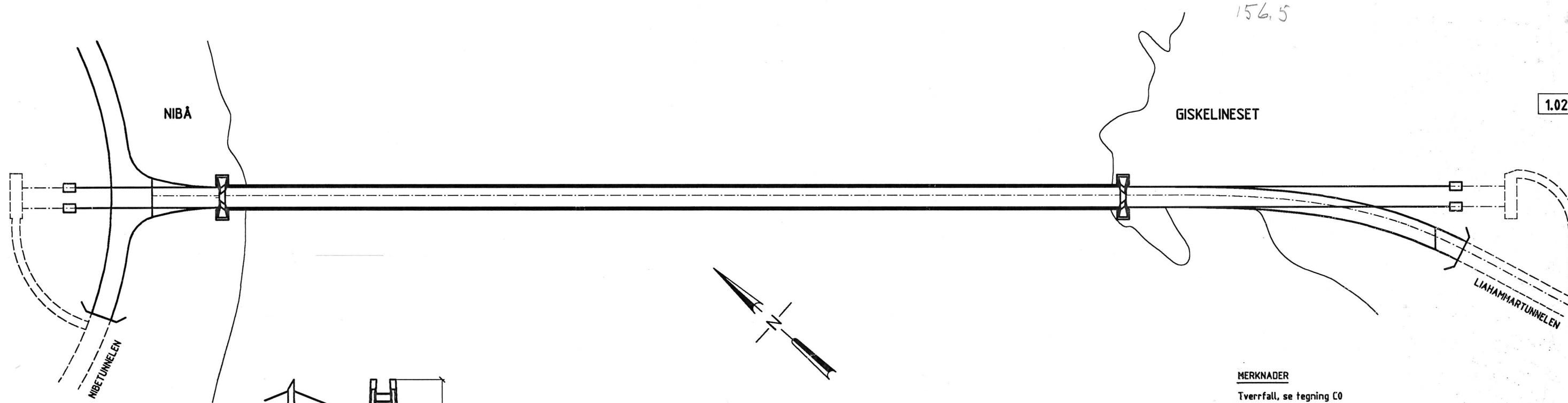
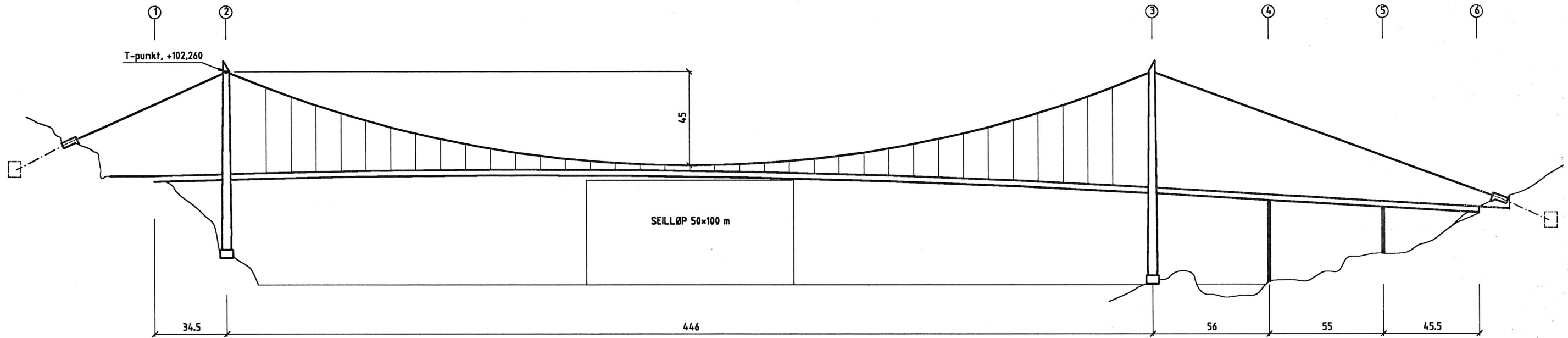
```
**INKLUDERER BROMODELLEN, FØR VINDEN PÅFØRES JEVNT FORDELT OVER BROKASSEN
*INCLUDE, INPUT=LYSWBACKSTAYNODES.INP
**
**
*STEP,AMPLITUDE=RAMP,NAME=WIND,NLGEOM,INC=5000
*STATIC,STABILIZE=1E-10
0.1,1
**
**DRAGLOAD=290KN/M
*DLOAD
GIRDER, PY, 290000
**
**SF=SECTION FORCE
*EL PRINT, ELSET=GIRDER, FREQUENCY = 100
SF
*EL PRINT, ELSET=MAINCABLE, FREQUENCY = 100
SF
**RF=REACTION FORCE
*NODE PRINT, TOTALS=YES, FREQUENCY=100
RF
*NODE PRINT, TOTALS=YES
U
*MONITOR,NODE=34,DOF=4,FREQUENCY=1
**
**
*OUTPUT, HISTORY, FREQUENCY=100
*NODE OUTPUT, NSET=GIRDER
RF, U, UR
**
**
*END STEP
**
```

Birgitte Gran	Konstruksjonsanalyse av en hengebro	Vedlegg D
----------------------	--	------------------

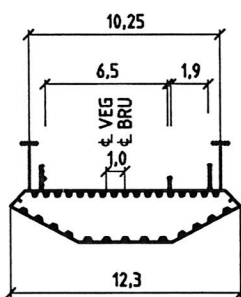
VEDLEGG D – TEGNINGER

Tittel	Side
Oversikt	1
Brobjelketverrsnitt	2
Opplager nord	3
Opplager sør	4
Tårn nord	5
Tårnhus	6

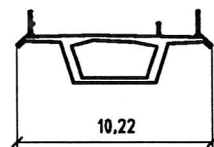
Profilnr	0.000	10.500	45.000	268.000	491.000	501.866	626.271	636.349	647.500	688.176
Horisontalkurvatur				R=∞		A=157.738		R=200	A=101.81	R=∞
Vertikalkurvatur	25.71‰			R=5250						-59.19 ‰
Kotehøyde	52.31	52.58	53.465	54.472		46.001				36.74



TÅRN SØR
Mål 1:1000



TVERRSNITT HENGESPENN
Mål 1:200



TVERRSNITT VIADUKT
Mål 1:200

MERKNADER
Tverrfall, se tegning C0

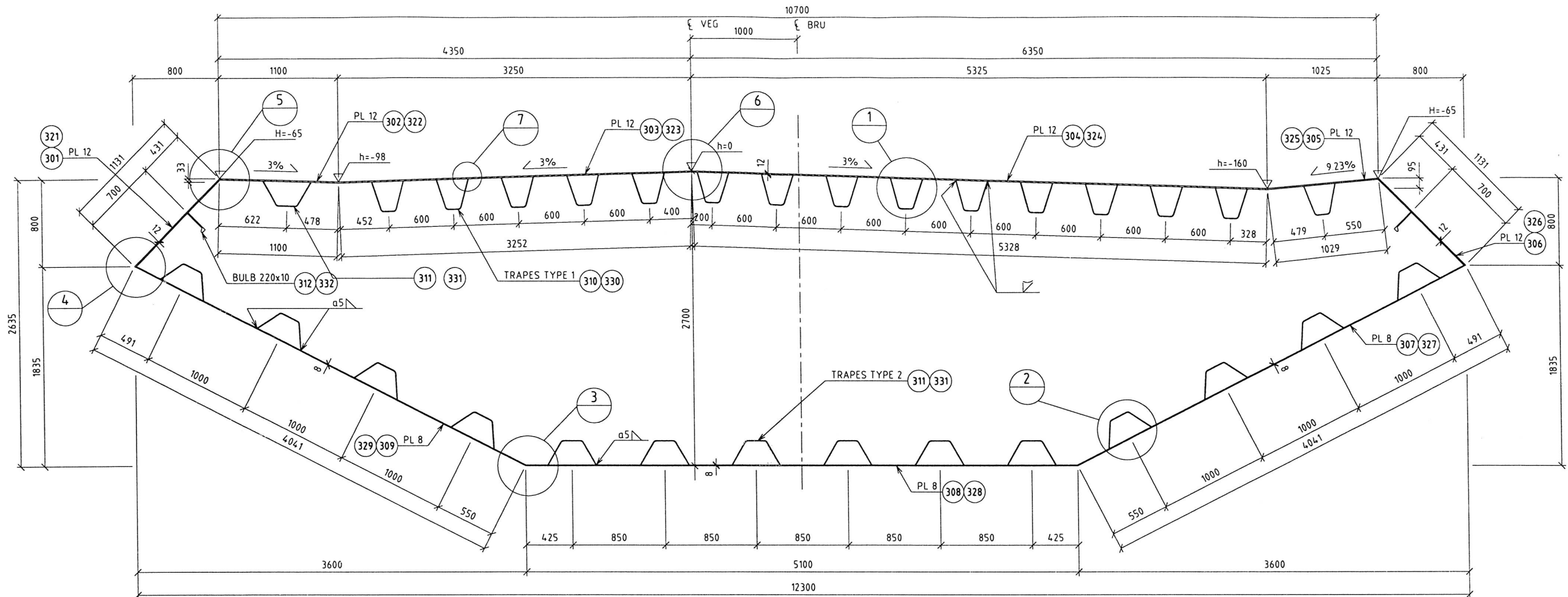
Dato	Revisjon	Merke	Revisjon	Kfr.
13.02.96	Arbeidstegning	D	PHS	JTJ
01.02.96	Stålanbud	C	PHS	
14.12.95	Gangbaneløp, kotehøyde	B	PHS	
18.09.95	Planumskote ved søndre tårn	A	PHS	
17.06.95	Anbud	Q	PHS	
STATENS VEGVERKEN				
Målestokk	Tegnr.	PHS	03.02.96	
1:200	Kfr.	JTJ	14.02.96	
1:1000	Trac.	PHS	03.02.96	
Mål 1	Kfr.	PHS	14.02.96	
m	PL			
Ersattningsfor/av: blad nr 136				
Blad nr.	Tegn. nr.	Rev.		
1.02	33/94	D		
Ident: LY-102 Acc nr: 163				

Oversikt
Viadukt alt. 2: Betong

Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo, den 14.02.96
Hans Thomas Øderud (sign)

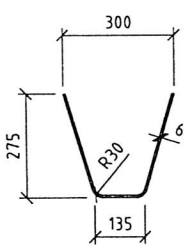
Arne Vangsnes (sign)

C:\Arkiv\Steel\5871\8-02-sb.dwg Med Aug 09 14:09:06 2000



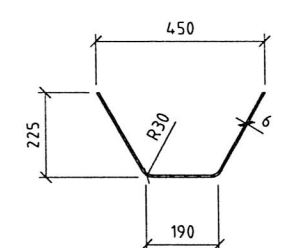
8 02

A SNITT
1:20



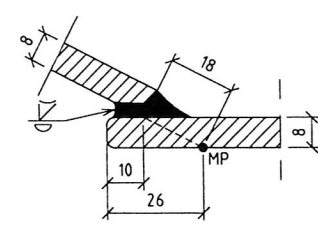
TRAPES TYPE 1

1 DETALJ
1:10



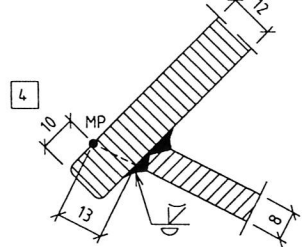
TRAPES TYPE 2

2 DETALJ
1:10



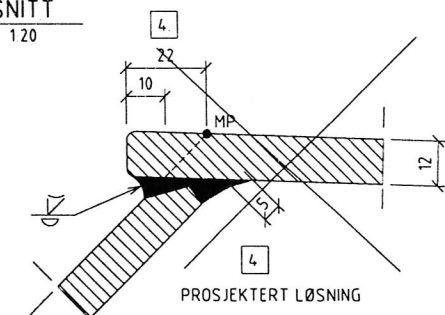
3 DETALJ

3 DETALJ
1:11

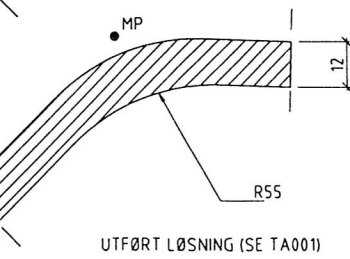


4 DETALJ

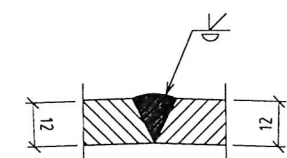
4 DETALJ
1:11



PROSJEKERT LØSNING

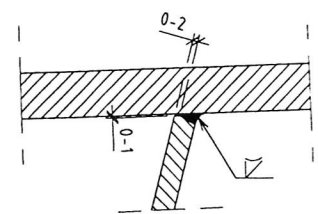


UTFØRT LØSNING (SE TA001)

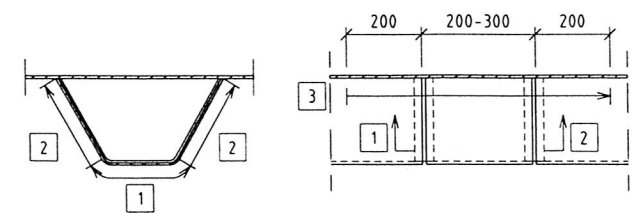


6 DETALJ

6 DETALJ
1:11

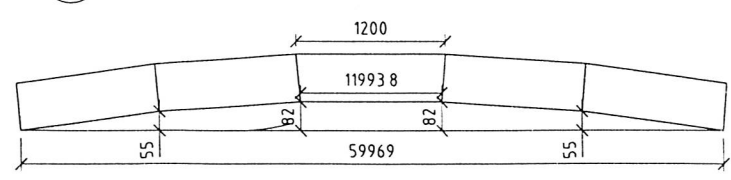


7 DETALJ
1:11



1 - 3 SVEISEREKKEFØLGE

SKJØT AV TRAPESPROFIL
1:10



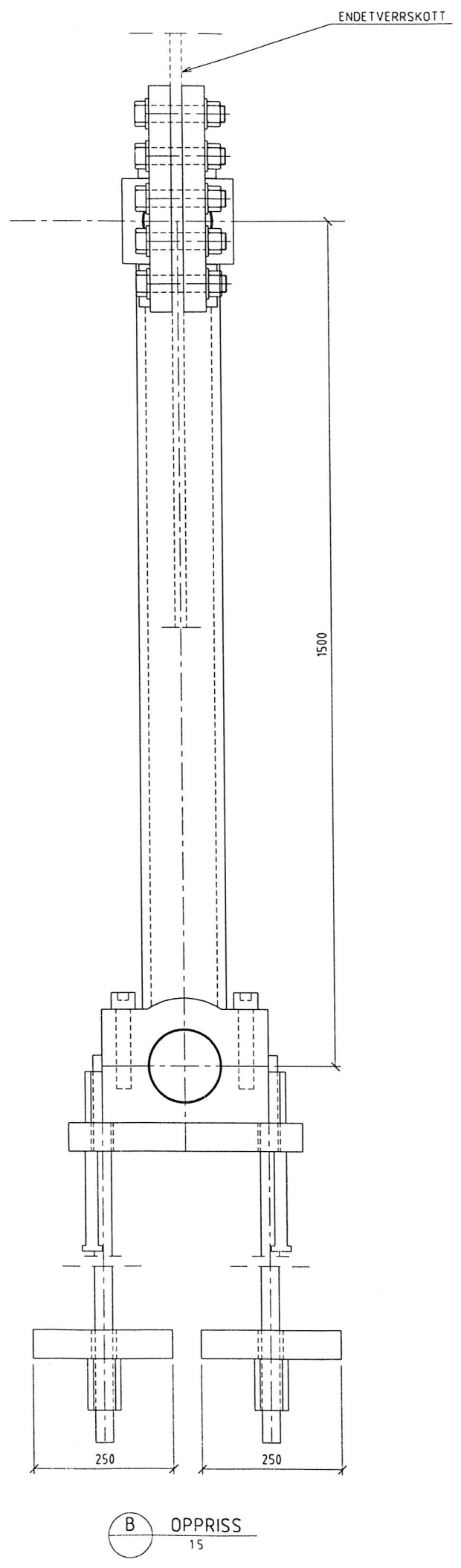
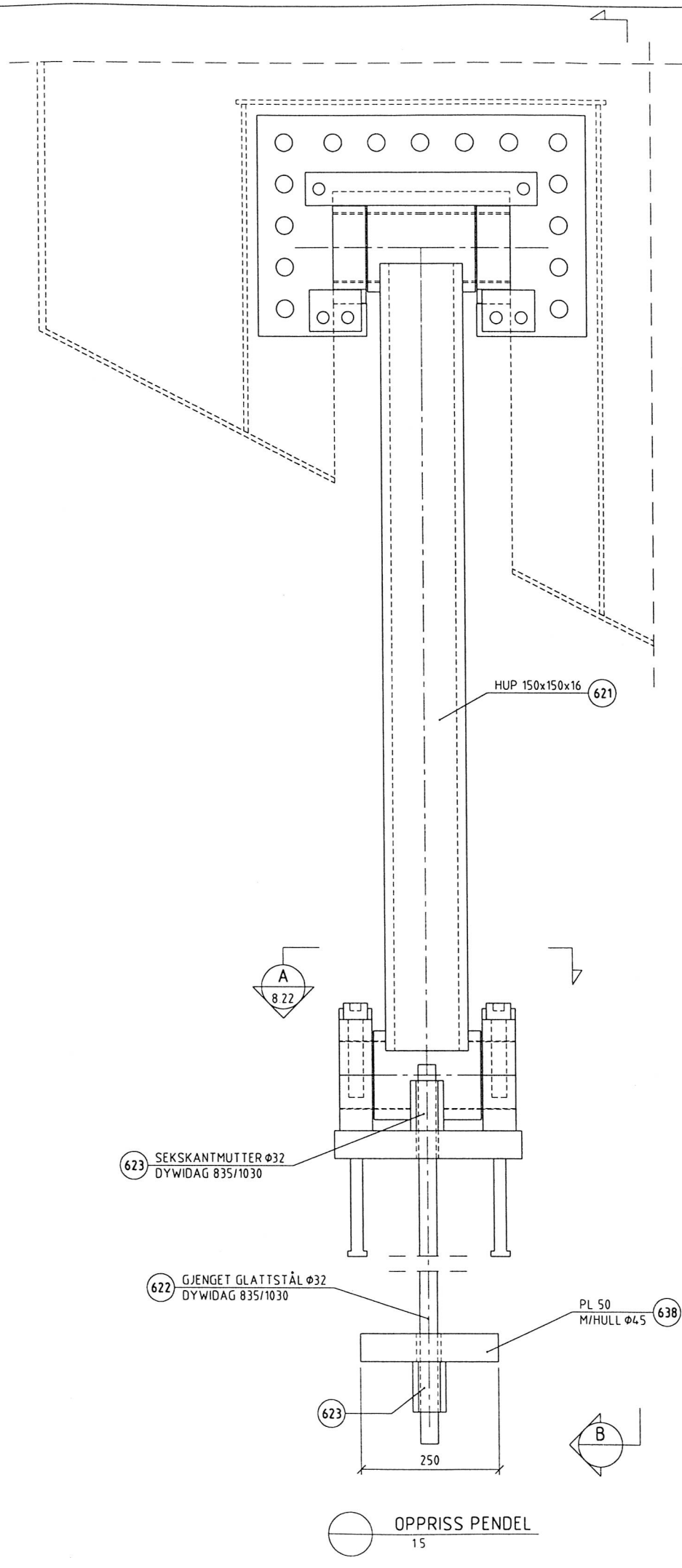
UTLEGG I VERKSTED
SKISSE

MERKNADER

- MÅL ER GITT TIL MÅLEPUNKT, MP, YTTERKANT KASSE
- BUTTSVEISER, DETALJ 6, KAN ALTERNATIVT UTFØRES MOT KERAMISK BAKLEGG
- SKJØT AV TRAPESPROFILER UTFØRES MED BUTTSVEIS MED BAKLEGG BAKLEGG HEFTES I SVEISEFUGEN
- OVERLENGDER PÅ PANELER BESTEMMES AV ENTREPRENØR I FORBINDELSE MED UTARBEIDELSE AV VERKSTEDTEGNINGER OG SVEISEPROSEDYRER
- SOM BYGD MERKNADER
- FOR UTFORMING AV SVEISERFUGER OG SVEISER VISES TIL VERKSTEDSTEGNINGER OG SVEISEPROSEDYRER

20 07 00	SOM BYGD	SB	LRE	DIY
05 07 96	STIVER FLYTTET	B	DIY	LRE
02 07 96	ARBEIDSTEGNING	A	DIY	LRE
01 02 96	STÅLANBUD	0	GBJ	LRE
Date	Revisjon	Merke	Reffer	Ktr
STATENS VEGVESEN		Målestokk 1:20	Tegn. nr. 10 95	LRE
LYSEFJORDBRUA		1:10	Ktr. 07 96	DIY
ROGALAND		MP i mm	Trac. 10 95	GBJ
			Ktr.-nr. 07 96	PHS
STÅLKASSE		Brann.		
TYPISK TVERRSNITT		Blaa nr. 8 02	Tegn. nr. 381/95	Rev. SB
Filnavn 5871/8-02-sb				
Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo den 02 07 96				
Arne Vangnesnes (sign)		Per Helge Styngstad (sign)		AAS-JAKOBSEN
				DR INGENIØR- OG ARKITEKTBYRÅ Lillestrømveien 4, 2013 Oslo Telefon 2295544

C:\Arkiv\Steel\5871\8-21-sb.dwg Thu Aug 10 08:16:08 2000



8 21

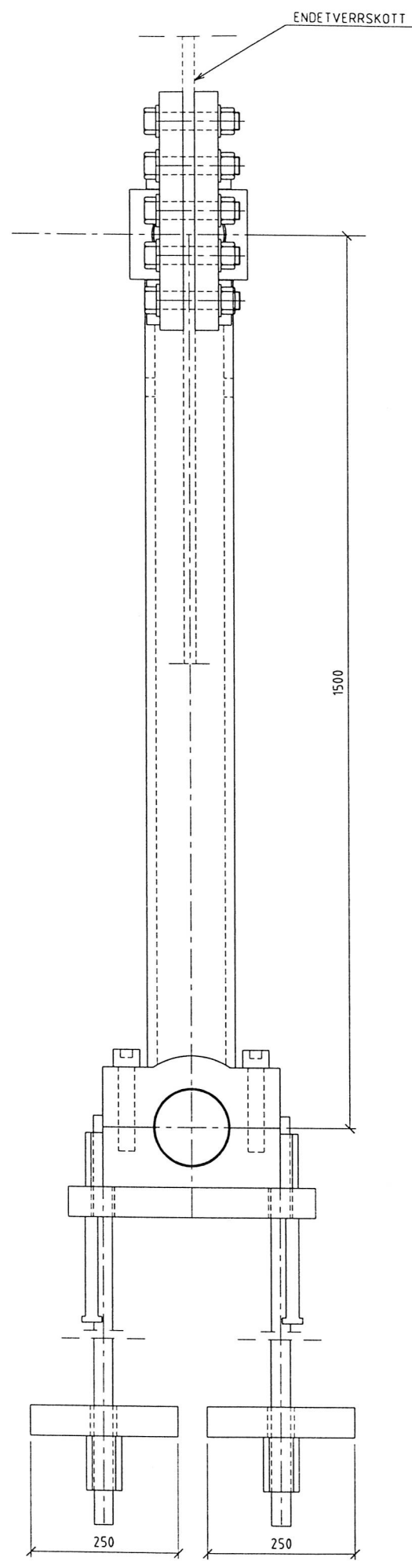
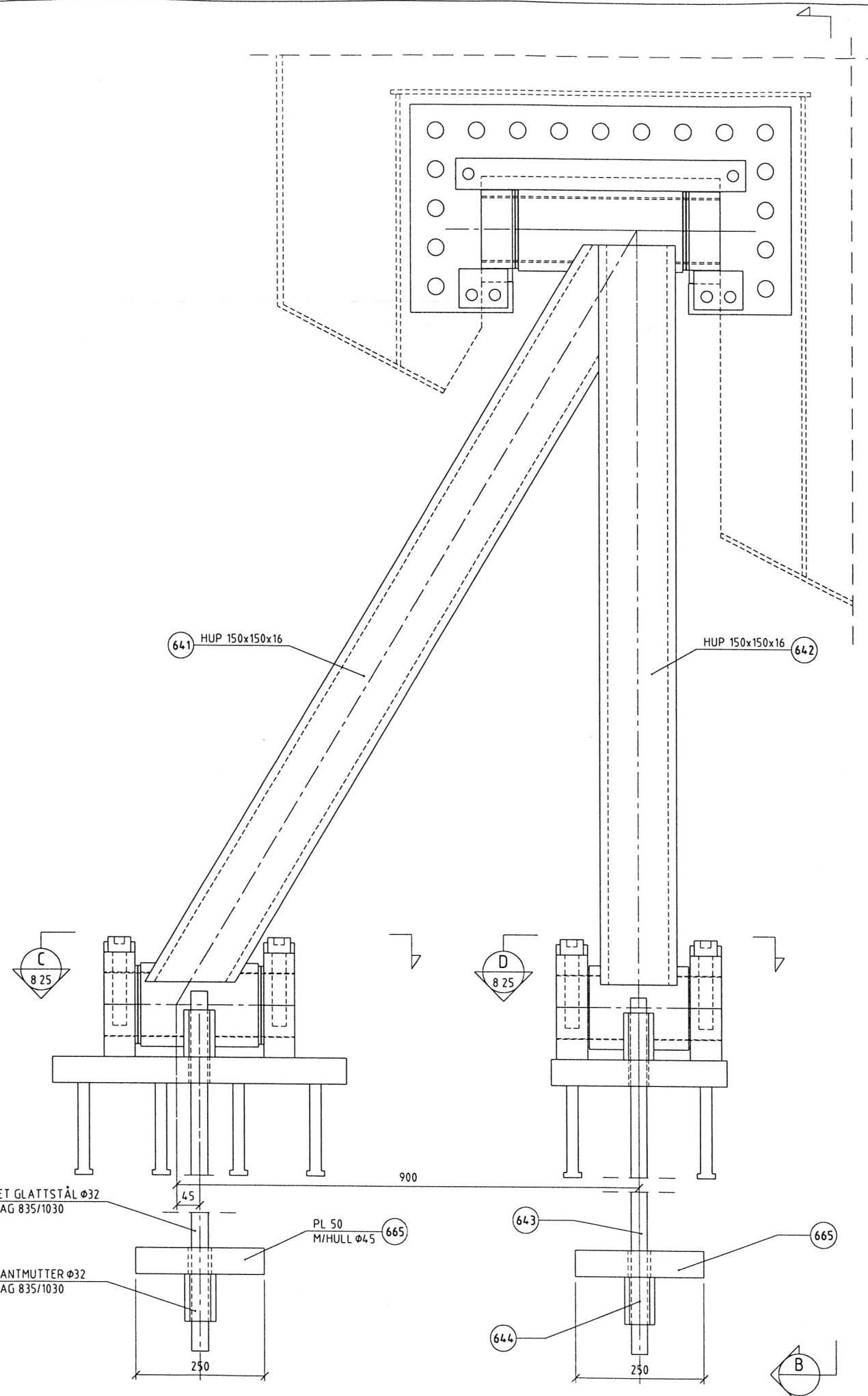
MERKNADER

1. DYWIDAGSTAG BLÅSERENSES LETT MED FIN SAND FØR PÅFØRING AV SYSTEM 4.
2. TILLATT LODDAVVIK FERDIG MONTERT PENDEL ± 0.1 %
3. DYWIDAG STRAMMES TIL 300 kN

HENVISNINGER

TEGN. BL. NR. 8 12 STÅLKASSE, SEKSJON 1, ENDEVERRSKOTT
TEGN. BL. NR. 8 22 STÅLKASSE, PENDEL NORD, DETALJER
TEGN. BL. NR. 9 11 NORDRE TÅRN, LAGER OG FUGEPLASSERING

20 07 00	SOM BYGD	SB	LRE	DIY
20 09 96	ARBEIDSTEGNING	A	DIY	LRE
01 02 96	STÅLANBUD	0	DIY	LRE
STATENS VEGVESEN		Målestokk	1:15	11 95
LYSEFJORDBRUA		Utført	09 96	LRE
ROGALAND		Mål i mm	11 95	GBJ
STÅLKASSE		Utført	09 96	PHS
PENDEL NORD		Blatt nr	8 21	Tegn nr
OVERSIKT		Rev	395/95	SB
Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo den 20 09 96		Funksjon 5871/8-21-sb		
Arne Vangenes (sign.) Per Helge Stynstad (sign.)				



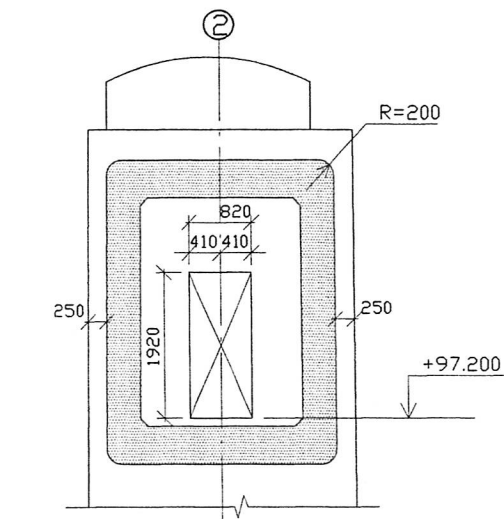
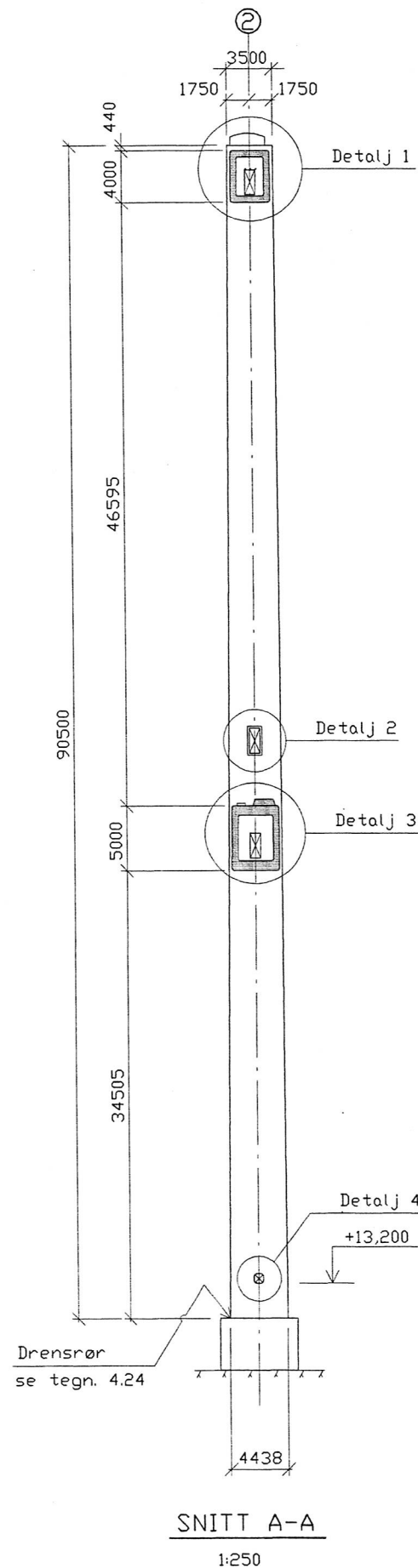
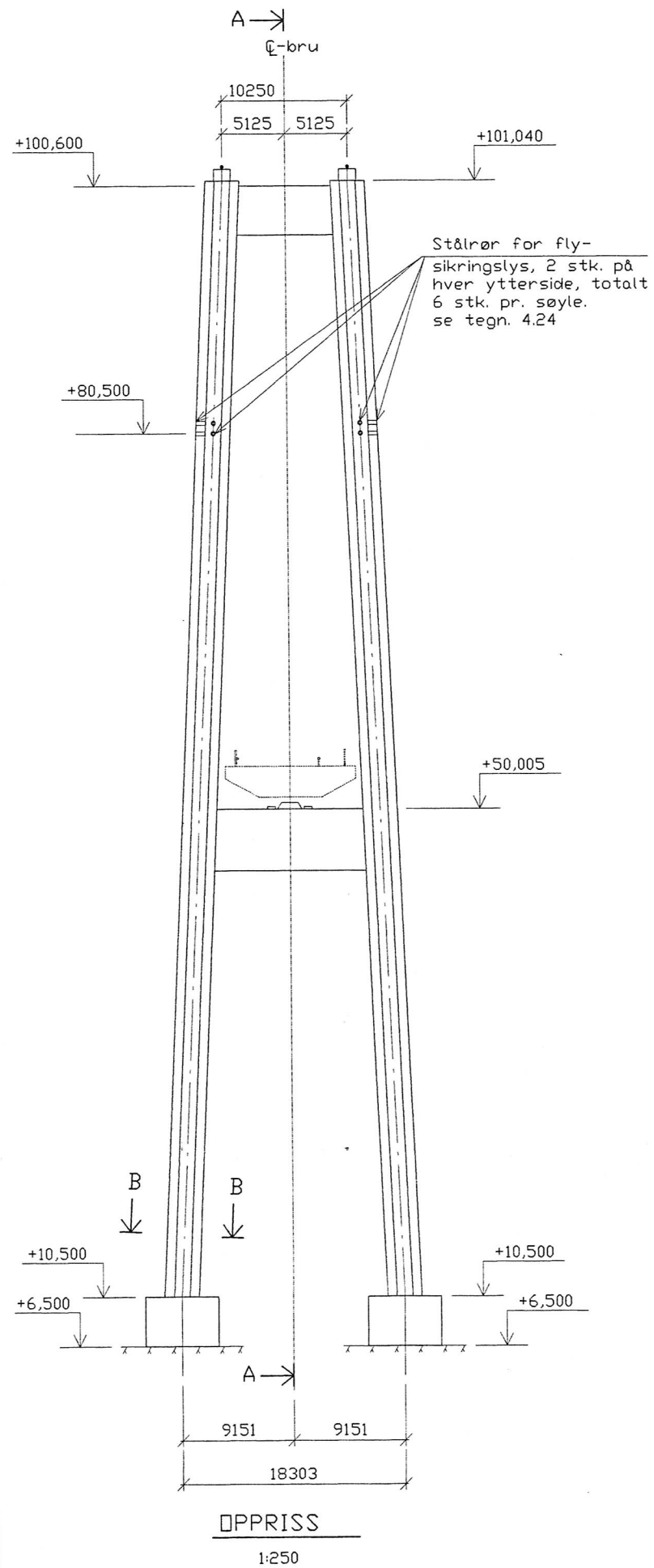
OPPRISS PENDEL
15

OPPRISS
15

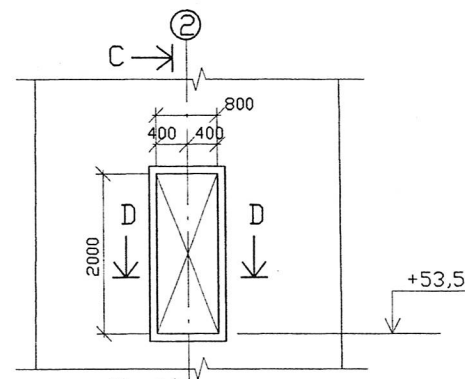
- MERKNADER**
- DYWIDAGSTAG BLÅSERENSES LETT MED FIN SAND FØR PÅFØRING AV SYSTEM 4.
 - TILLATT LODDAVVIK FERDIG MONTERT PENDEL: ± 0.1 %
 - DYWIDAG STRAMMES TIL 300 kN

- HENVISNINGER**
- TEGN BL NR 8 25 STÅLKASSE, PENDEL SØR, DETALJER
TEGN BL NR 9 12 SØNDRE TÅRN, LAGER OG FUGEPLASSERING

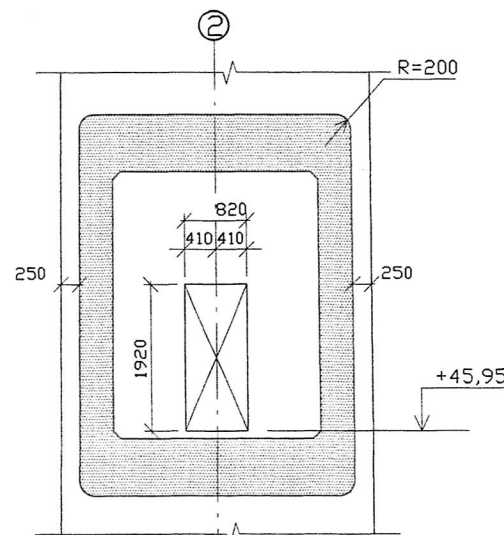
20 07 00	SOM BYGD	SB	LRE	DIY
20 09 96	ARBEIDSTEGNING	A	DIY	LRE
20 07 00	SOM BYGD	SB	LRE	DIY
Date		Revisjon		
		Merke	Nettet	Ktr
STATENS VEGVESEN		Målestokk 1:5	Tegn nr 11 95	DIY
LYSEFJORDBRUA			Ktr 09 96	LRE
ROGALAND		Mål i mm	Tross 11 95	GBJ
			Ktr-pl 09 96	PHS
STÅLKASSE		Brutt	Tegn nr	Rev
PENDEL SØR		8 24	398/95	SB
OVERSIKT		Funksjon: 58718-24-sb		
Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo den 20 09 96				
Arne Vangnes (sign)		Per Helge Stynstad (sign)		AAS-JAKOBSEN
				DR INGENIØR AAS-JAKOBSEN A/S Lindemakergata 32B, Oslo, Telefon: 22555000



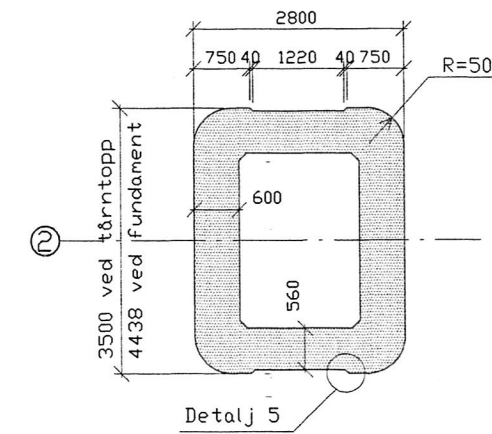
DETALJ 1
Dørutsparinger, topprigel
begge søyler
1:50



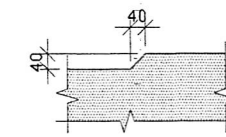
DETALJ 2
Dørutsparing, kun
tårnsøyle vest
1:50



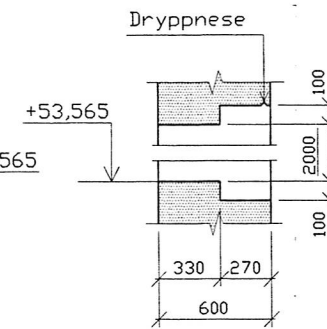
DETALJ 3
Dørutsparinger, planusrigel
begge tårnsøyler
1:50



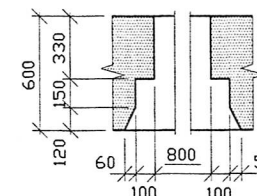
SNITT B-B
1:50



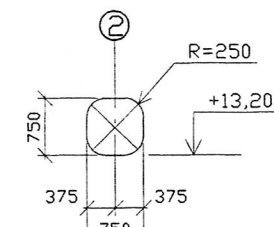
DETALJ 5
1:10



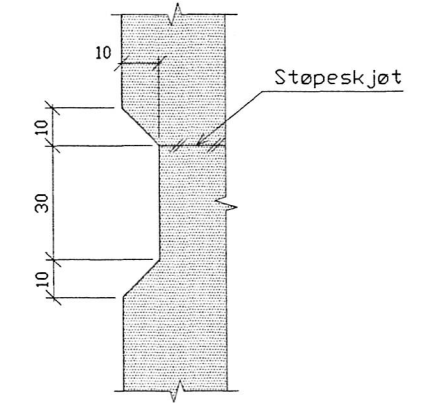
SNITT C-C
1:20



SNITT D-D
1:20



DETALJ 4
Mannhull,
begge tårnsøyler
1:50



RILLE VED STØPE-
SKJØT I SØYLER
1:1

MERKNADER

Miljøklasse MA NS.3473
Kontrollklasse Utvidet kontroll NS 3420
Utvendige hjørner på tårnsøyler avrundes med radius R=500 mm.
Innvendig avfasing: 100 mm.
Utvendige hjørner på rigler avrundes med radius R=200 mm.
Innvendig avfasing: 100 mm.
Vertikale hjørner på fundament avrundes med R= 500 mm

BETONG

Fundament
Fasthetsklasse: C35
Masseforhold: m_s0,50
D₁₀₀ = 27 mm, D₁₀₀ = 16 mm ved tett armering
Porevolum: 5±1,5%

Søyler og rigler
Fasthetsklasse: C55
Masseforhold: m_s0,40
D₁₀₀ = 27 mm, D₁₀₀ = 16 mm ved tett armering
Porevolum: 4±1,0%

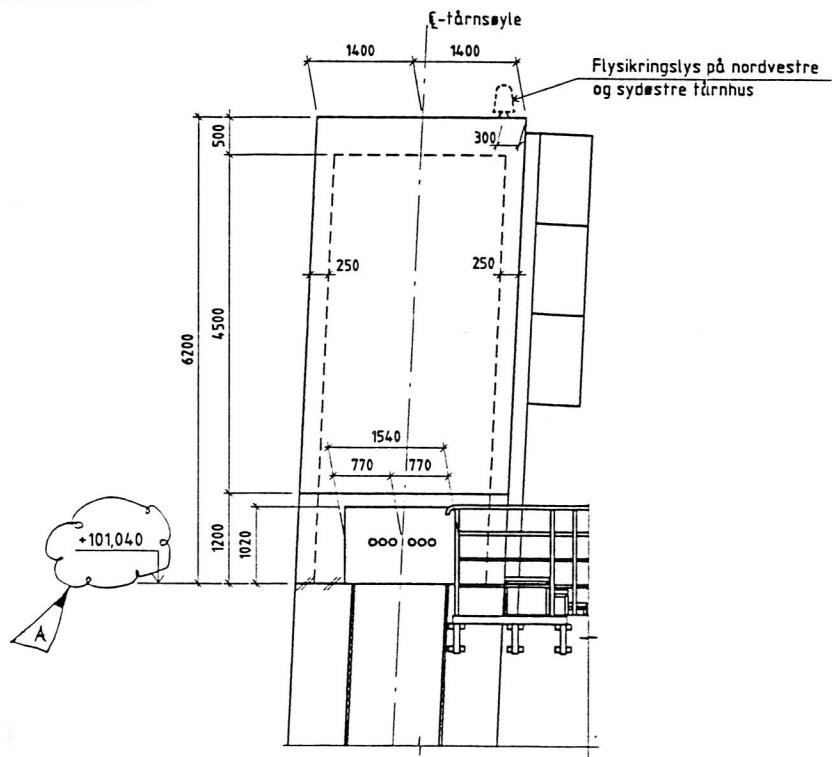
ARMERING

Slakkarmering K500 TE
Spennarmering:
Flytekræft F₀₂ er den kraft i kabelen som tilsvarer flytespenning, eller den spenningen som gir 0,2 % permanent tøyning i stålet
Rigler: F₀₂ = 2004 kN pr kabel
Oppspenningskraft 0,8xF
Fjellanker: F₀₂ = 3173 kN pr kabel
Oppspenningskraft 0,7xF

HENVISNINGER

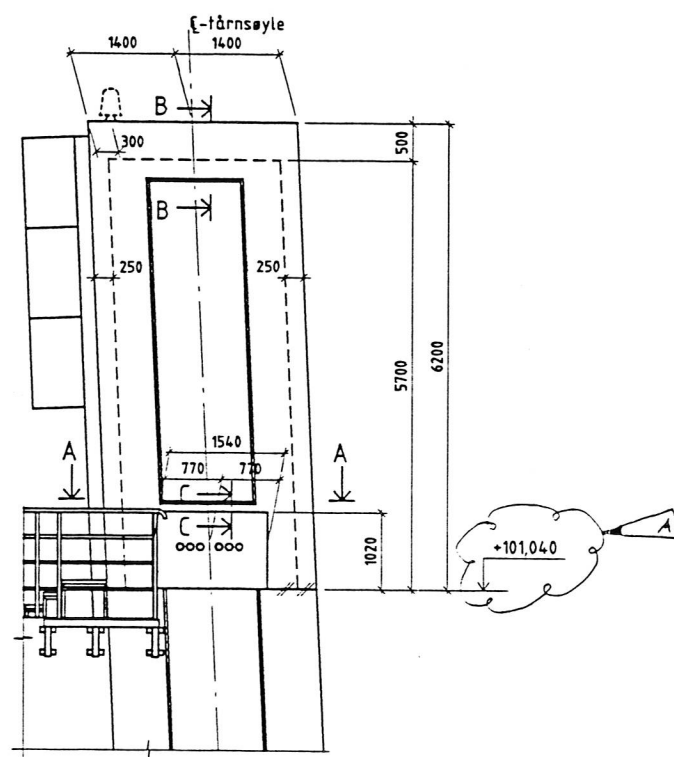
Topp- og planusrigel, se blad nr. 4.07 og 4.08
Armering søyler, se blad nr. 4.05, 4.06 og 4.11
Fundament, se blad nr. 4.03
Innstøpingsgods, se teg. 4.24

01.07.97	Som bygget	D	EL	LBB
23.05.96	Dørutsparing, Div rørutsp	C	EL	LBB
25.10.95	Arbeidstegning	B	SW	OK
18.09.95	Fundamentplassering, Koteh. pl. rigel	A	PHS	
29.06.95	Anbud	0	PHS	
Date	Revisjon	Merke	Rettelse	Kfr
STATENS VEVESEN		Målestokk	Tegnr. 08.03.95	PHS
LYSEFJORDBRUA		1:250	Ktr. 10.95	OK
ROGALAND		1:10 1:1	Tracé 08.03.95	TOJ
		Mål i mm	Ktr. Pl. 10.95	PHS
Tårn nord		Blad nr. 4.01	Tegnr. 129/95	Rev. D
Form		Følgev: LY-4-01		
Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo den 30/10.95				
A. Vangsnes (sign.)		P.H. Slyngstad (sign.)		



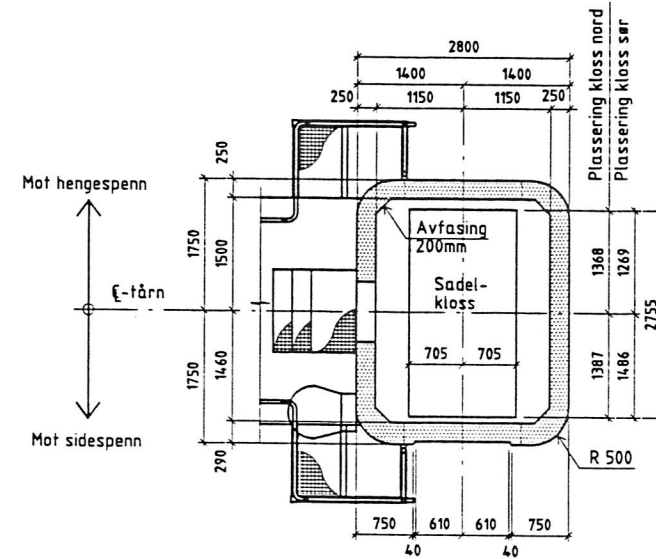
OPPRISS SETT FRA HENGESPENN

1:50



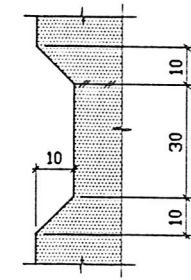
OPPRISS SETT FRA SIDESPENN

1:50



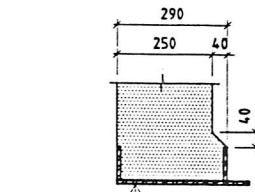
SNITT A-A

1:50



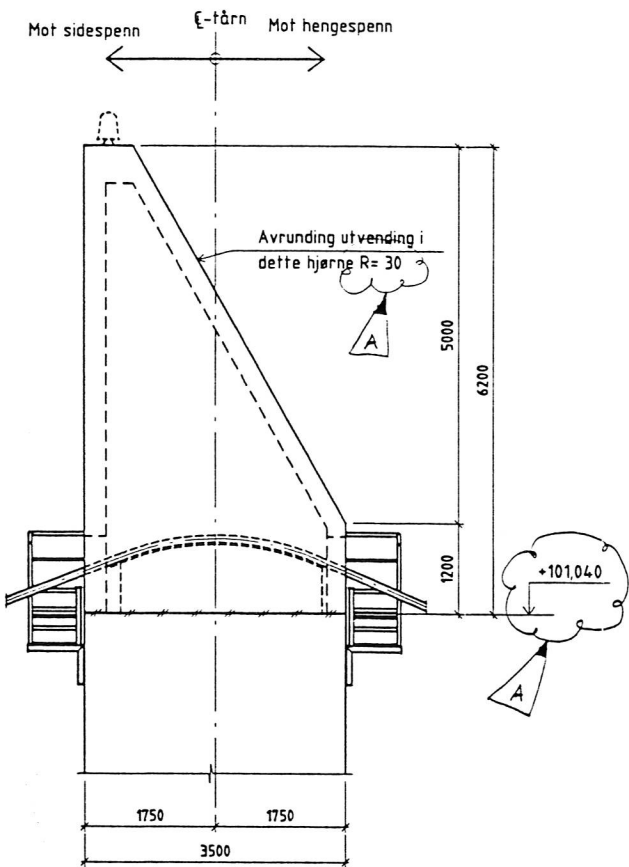
RILLE VED STØPE-SKJØT I HUS

1:1



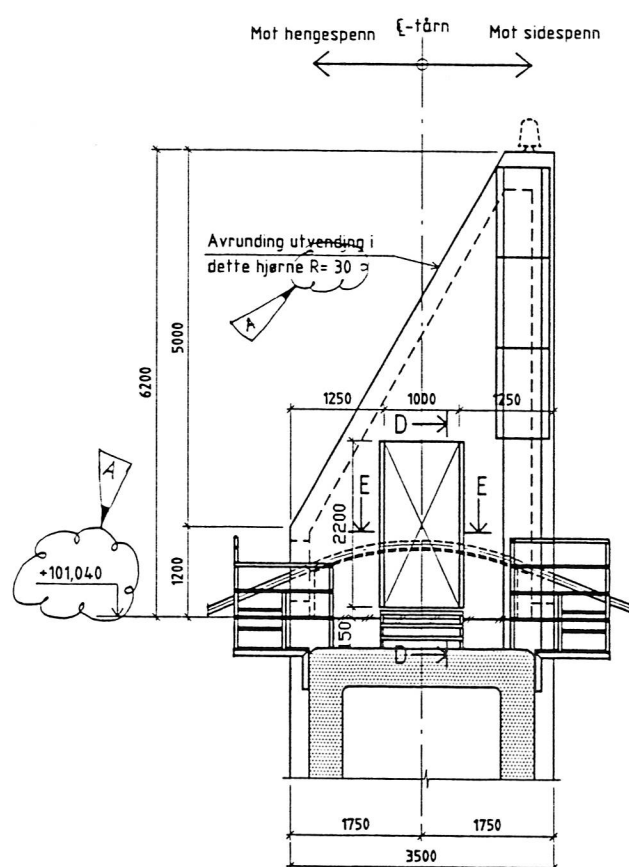
SNITT C-C

1:10



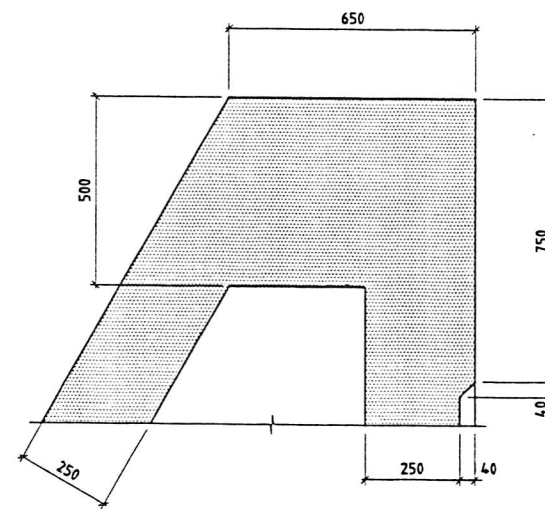
OPPRISS SETT FRA UTSIDEN AV BRUA

1:50



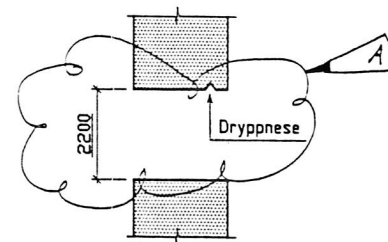
OPPRISS SETT FRA C-BRU

1:50



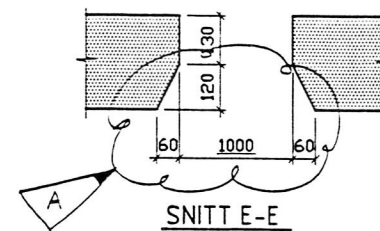
SNITT B-B

1:10



SNITT D-D

1:10



SNITT E-E

1:10

4.50

MERKNADER

Mjøkklass: MA NS 3473
Kontrollklasse: Utvidet kontroll NS 3420

Der ikke annet er angitt skal utvendige hjørner avrundes R=30
Horisontale flater og flater med mindre fall enn 80 grader impregneres med Scansian 240 eller likeverdig impregnering.

BETONG

Fasthetsklasse: C35
Masseforhold: m<0.50
D_{max} = 16mm
Porevolum: 5-1.5%

ARMERING

Slakkarmering K500 TE
Overdekning: utvendig 50mm
innvendig 40mm

HENVISNINGER

Armeringstegninger, blad nr. 4.51, 4.52 og 4.53
Tetting ved kabelgjennomføring. Dør til hus, blad nr. 4.54
Rekkverk og plattform til tårntopp, blad nr. 4.55
Tårn, Innstøpningsgods, blad nr. 4.24

04.10.96	Arbeidstegning	A	LBB	SW
01.02.96	Stålanbud	0	LBB	PHS
Statsbygg		Statsbygg		Stat.
STATENS VEVESEN				
1:50		Teg. nr. 12 95		SW
1:10		Etr. nr. 01 96		LBB
Mål i mm		Teg. nr. 12 95		EL
		Etr. nr. 10 96		PHS
Hus på tårntopp		Blad nr. 11-1737		
Formtegning		Blad nr. 4.50		
		Teg. nr. 239/95		A
Vegdraktorsforbudsavdeling, Oslo den 7/10-96				
A. Vangsnes (sign.)		P.H. Slyngstad (sign.)		
© HANSE DE BLOTT-BANKE AS				