




Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Konstruksjoner og materialer / Offshorekonstruksjoner	Vårsemesteret, 2014 Åpen
Forfatter: Vegard Thune Johnsen	 (Signatur)
Fagansvarlig: Gerhard Ersdal og Jasna Bogunovic Jakobsen Veiledere: Gerhard Ersdal og Jasna Bogunovic Jakobsen	
Tittel på masteroppgaven: Aldring og levetidsforlengelse av broer i stål Engelsk tittel: Ageing and life extension of steel bridges	
Studiepoeng: 30	
Emneord: Levetid Utmatting Bro	Sidetall: 52 + vedlegg/annet: 27 Stavanger, 16.06.2014

Universitet i Stavanger

Aldring og Levetidsforlengelse av broer i stål

Konstruksjoner og materialer

Vegard Thune Johnsen
Våren 2014

Sammendrag

Denne rapporten omhandler aldring og levetidsforlengelse av broer i stål. Det er gjennomgått relevant teori angående levetidsproblematikk og degraderingsmekanismer til broer i stål. Det er i tillegg vurdert effekten vind har på utmatting ved å beregne vertikale svingninger på Lysefjordbrua i Rogaland.

Det konkluderes med at for å vurdere levetidsforlengelse må en ha god oversikt over tilstanden til broen slik som den er i dag og hvordan den vil endre seg over tid (for eksempel korrosjon og utmatting). Ved å oppdatere lastmodell vil også kunne bidra til økt levetid.

Beregningen viser at vind vil ha liten, og muligens ingen bidrag til utmatting når det kommer til brokassen på Lysefjordbrua.

Forord

Dette er en avsluttende oppgave på masterstudie ved Universitet i Stavanger innen Materialer og konstruksjoner. Den er skrevet vårsemesteret 2014 og omhandler levetidsutfordringer for broer i stål. Det er utført en analyse av vindbidrag til utmatting på Lysefjordbrua for å anslå i hvilke grad vind bidrar til utmatting.

Det å skrive en masteroppgave har både vært spennende og utfordrende. Jeg har fått tatt i bruk kunnskap lært i studietiden ved Høgskolen i Gjøvik og Universitet i Stavanger, jeg har også lært mye nytt som ikke er blitt dekket i tidligere kurs.

16. januar ble jeg far for første gang. Det representer muligens den største utfordringen under oppgaveskrivingen, jeg har måtte ha selvdisciplin nok til å være på universitet, mens jeg helst vil være hjemme med min sønn Henrik. Jeg vil derfor rette en stor takk min samboer Mette Hauge. Du har vært en helt under oppgaveskrivingen, du har lagt til rette for meg gjennom hele prosessen. Og takk til Henrik, det har hver dag vært en fornøyelse å komme hjem til deg.

Jeg vil også takke alle som har tilbrakt tiden på «kontoret» dette semesteret, for mange gode faglige og ikke-faglige samtaler. Vil spesielt trekke frem medstudentene Iver Tøsti og Harald Hunsbedt for utmerket kaffebrygging.

Videre vil jeg rette en stor takk til veilederne Jasna B. Jakobsen og Gerhard Ersdal for flere interessante møter og god veiledning. Jeg må også takke Etienne Cheynet, stipendiat ved UiS, uten din hjelp ville ikke kalkulasjonene vært mulig å gjennomføre.

Innhold

1.	Introduksjon	1
1.1.	Broer i Norge	1
1.2.	Årsaker til svikt av broer.....	2
1.3.	Mål.....	3
1.4.	Definisjoner	3
2.	Teori.....	4
2.1.	Regelverk	4
2.1.1.	Broklassifisering.....	5
2.2.	Laster	5
2.2.1.	Vindlaster.....	6
2.2.2.	Brukslast	8
2.3.	Hva skjer med konstruksjoner når de eldes?	13
2.3.1.	Korrosjon	13
2.3.2.	Utmatting	15
2.3.1.	Annet	26
2.4.	Drift, vedlikehold og inspeksjoner av broer i Norge.....	27
2.4.1.	NDT	27
2.4.2.	Inspeksjon av broer	27
2.4.3.	BRUTUS.....	27
2.5.	Utbedringer	28
2.5.1.	Forebyggende tiltak på sveiste stålkonstruksjoner	28
2.5.2.	Sprekker.....	29
2.5.3.	Korrosjonsvern	29
2.6.	Vurdering av utmattingsutsatte broer i stål.....	30
2.6.1.	Fase I - Foreløpige evaluering.....	31
2.6.2.	Fase II – Detaljerte undersøkelser	32
2.6.3.	Fase III – Ekspertundersøkelser	33
2.6.4.	Fase IV – Utbedringstiltak.....	33
3.	Kalkulasjon – Lysefjorden bru.	34
3.1.	Bjelketeori	34
3.2.	Konstruksjonsdynamikk.....	35
3.3.	Modalanalyse	35
3.4.	Bevegelser	38
3.5.	Utleddning til analyse	38
3.6.	Fremgangsmåte, antagelser og forenklinger.	39

3.7.	Brodata	40
3.7.1.	Værdata	41
3.8.	Beregninger og Resultater	42
3.8.1.	Resultater 22.12.2013 (sterkest vind)	43
4.	Diskusjon	46
4.1.	Hva påvirker levetiden til broer	46
4.1.1.	Utmatting	46
4.1.2.	Korrosjon	46
4.2.	Hvordan vurdere levetidsforlengelse på utmattingsutsatte broer i stål?	46
4.2.1.	Vurdering av levetidsforlengelse på utmattingsutsatte broer	47
4.3.	I hvilken grad bidrar vind til utmatting?	49
5.	Konklusjon	49
6.	Videre arbeid	50
7.	Litteratur	51
	Vedlegg	1
	Vedlegg A	1
	Vedlegg B	1
1.	Svingeformer	2
2.	Resultater 22.12.2013	3
3.	Resultater 26.03.2014	10
4.	Resultater 07.04.2014	15

Figurliste

Figur 1-1 - The iron bridge, åpnet 1781 Foto: Michael Hill-King	1
Figur 1-2 - Bakke bru Foto: Jarle Vines [3].....	1
Figur 1-3 - Bygningskategori vs. skadeårsak [2, 5]	3
Figur 2-1 - Sviktsannsynlighetsmodell, kjent som "badekar-modell" [6]......	4
Figur 2-2 - Vindprofil, hvor vinden $U(z)$ er gjennomsnittsverdien og hvor turbulenskomponenten variere med sted og tid [9]	6
Figur 2-3 – Virvelinduserte svingninger [10]	7
Figur 2-4 – Virvelinduserte svingninger [11]	7
Figur 2-5 - Terrenkategorier og terrenkparametere. Utdrag fra tabell 4.1 i NS-EN 1991-1- 4:2005+NA:2004 [12].	8
Figur 2-6 - Eksempel på vindhastighets- og ruhetsfaktorendring med høyde over terreng.....	8
Figur 2-7 - utdrag fra tabell 1 i Statens vegvesen vegliste, om tillatte laster per bruksklasse [13]	9
Figur 2-8 – utdrag fra Håndbok 185 tabell 17, Fordeling av aksellaster [7]	9
Figur 2-9 - Utdrag fra NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 tabell 4.1. Lastmodeller etter antall felt og bredde på bro.	10
Figur 2-10 Spenningsforløp [19] [20].....	11
Figur 2-11 Rainflow [19] [20].....	12
Figur 2-12 - Reservoar telle-metode [21]	12
Figur 2-13 - Korrodering av jern (Fe) i vann. [23]	14
Figur 2-14 – Skjematisk illustrasjon av Elektrokjemisk prosess [25]	15
Figur 2-15 - Eksempel på galvanisk korrosjon	15
Figur 2-16 - log-log av Paris. Hvor Kc er kritisksprekkestørrelse [25].....	17
Figur 2-17 - Spenningskonsentrasjoner ved sprekke i plate [25].....	18
Figur 2-18 - delskade summering [1].....	19
Figur 2-19 – delskade [2]	20
Figur 2-20 - Eksempel på SN-kurver [1]. Tilstrekkelig utmattingsstyrke under grafen	21
Figur 2-21 - SN-kurver etter eurokode 3 del 1-9 [1].....	22
Figur 2-22 - Eksempel på SN-kurve [2]	23
Figur 2-23 - Utdrag fra tabell 8.5 i NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010 (utmattingspåkjennte konstruksjoner) for bestemmelse av detaljkategori [1].....	24
Figur 2-24 - Utdrag fra tabell 8.4 i NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010 (utmattingspåkjennte konstruksjoner) for bestemmelse av detaljkategori for sveiste avstivere [1]	25
Figur 2-25 – Pålitelighet og Sviktsannsynlighet over tid [2]	26
Figur 2-26 - FORM og SORM.....	26
Figur 2-27 - Flytdiagram for vurdering av utmattingsutsatte broer [2].	31
Figur 2-28 - oppdatering av laster [2].....	33
Figur 3-1 - Lysefjorden bro Foto: Johnsen.....	34
Figur 3-2 - system med tre frihetsgrader [38].....	36
Figur 3-3 – svingeformer til et system med tre frihetsgrader [38].....	37
Figur 3-4 - Bevegelser til brokasse.....	38
Figur 3-5 – Typisk tverrsnitt av brokassen på Lysefjordbrua [43].	40
Figur 3-6 - Oversikt over Lysefjordbrua [44] (broens nordvestlige retning ligger -46° for nord-retning)	40
Figur 3-7 - Kart over Lysefjordbrua og Liarvatnet [45]	41
Figur 3-8 - Værdata for Liarvatnet målestasjon per måned [46]	41
Figur 3-9 - værdata for maksimal vind over 10 m/s (maks > 10 m/s) [47]......	41

Figur 3-10 - diagram for middel og maksimal vind for siste 12 måneder. [47]	42
Figur 3-11 - egenverdier for vertikale symmetriske moder [42]	42
Figur 4-1 - Balansegang ved vurdering av levetidsforlengelse på broer	47
Figur 4-2 - Flytdiagram for vurdering av utmattingsutsatte broer i stål	48

1. Introduksjon

Det er vanskelig å slå fast når menneske begynte å bygge broer. Etter all sannsynlighet er den første bro et vellet tre over en bekk [2]. En bro er en konstruksjon en lager for å krysse et område/hindring som elv, fjord, veg osv. Det finnes flere type broer som gangbro, vegbro, jernbanebro m.f. Det finnes også mange forskjellige metoder å konstruere broer på; som hengebro, bjelkebro, flytebro, fagverksbro, platebro osv. I denne oppgaven vil det være veibroer i stål som vil være i fokus.

I begynnelsen av det 1900-tallet ble prosjekteringsregler mer vitenskapelig basert (vha. Navier, Hook osv.) med økt kunnskap og moderne statiske beregninger. Dette skjedde ikke helt uten problemer, flere dramatiske kollapser fant sted. Stålkonstruksjoner var ikke fritatt fra svikt, men disse kollapsene og sviktene bidro til forskning og utvikling for å forstå konstruksjoners oppførsel i levetiden og utvikling av nye teorier.

Utbygging av postruter på slutten av 1700-tallet førte til et behov for systematisk brobygging. Murt stein og tre var de dominerende materialer på denne tida. Utover 1800-tallet ble det bygd flere broer av støpejern og fra 1850 ble stål utviklet som hovedmateriale for broer. De første armerte betongbroer i Norge ble bygd rundt 1920

Siden slutten av det attende århundre, da den første støpejernsbroen ble bygget i Shropshire, England (The iron bridge, se Figur 1-1), har stål vært et mye brukt bygningsmateriale når det kommer til broer. Etter The Iron bridge er det kommet flere metoder for å lage stålbroer, kald- og varmvalsedde stålprofiler mm. I norsksammenheng kan en nevne Bakke bru i Flekkefjord som er Norges første hengebro som åpnet i 1844 (se Figur 1-2).



Figur 1-1 - The iron bridge, åpnet 1781 Foto: Michael Hill-King

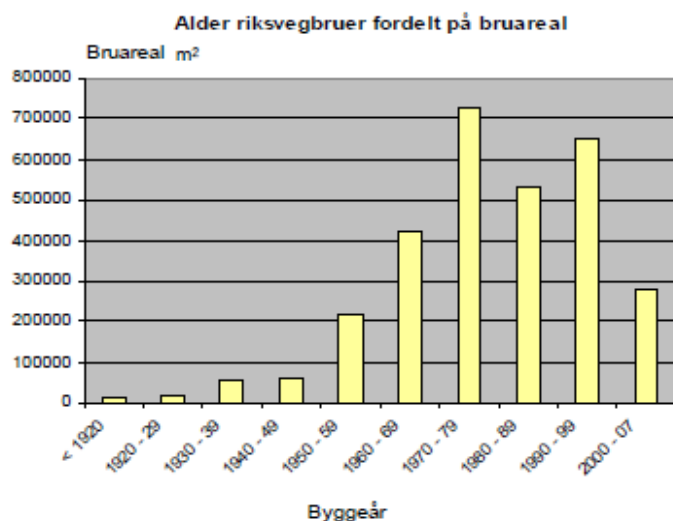


Figur 1-2 - Bakke bru Foto: Jarle Vines [3]

1.1. Broer i Norge

På 1950-tallet gjorde privatbilismen sitt inntog i Norge og gjorde at behovet for veier, ferger, broer og tunneller økte betraktelig. Brobygging skjøt derfor fart utover 1950-tallet og nådde en foreløpig topp på 1970-tallet. [4]

I Norge har broene en totallengde på 430 km og med en gjennomsnittslengde på 25 meter. Pr. 2010 hadde 770 broer en lengde på over 100 meter. I 2004 ble bromassen stipulert til å representere 74 milliarder NOK i samfunnsverdier [4].



Tabell 1-1 - Areal av riksvegbruer etter byggeår [4]

Pr. 2010 har Statens vegvesen og Fylkeskommunene i Norge ansvar for til sammen 16 328 trafikkerte broer i Norge [4]. Dagens generelle oppsyn samt enkle drift- og vedlikeholdstiltak inngår i dag i funksjonskontrakter regulert av prosesser i Håndbok 111 – «Standard for drift og vedlikehold». Rutinemessige inspeksjoner og større reparasjons- og vedlikeholdstiltak utføres som egne oppgaver/prosjekter, i henhold til retningslinjer gitt i Håndbok 136 – «Inspeksjonshåndbok for bruer» og Håndbok – «forvaltning, drift og vedlikehold av bruer» [4].

Statens vegvesen benytter IKT-system kalt BRUTUS, som informasjons- og planleggingsverktøy for forvaltning, drift og vedlikehold av broer.

1.2. Årsaker til svikt av broer

JRC («Joint Research Center») og ECCS («The European Convention for Constructional Steelwork») presenterer statistikk av ulykker og skader av stålkonstruksjoner (damage cases) hvor det er gjennomgått 448 sviktilfeller (hvor det er dokumentert skadeårsak). De fleste tilfellene er inntruffet mellom 1955 til 1984[2, 5]:

– Bygninger (inkludert industrielle bygninger og kranfundamenter)	45.1%
– Jernbanebroer	16.1%
– Kraner	15.0%
– Veibroer	8.7%
– Kraftverk og gruver	8.0%
– Master og tårn	5.8%
– Andre stålkonstruksjoner	1.3%

Som statistikken over viser, er broer (vei- og jernbanebroer sammen) blant de mest vanligste stålkonstruksjoner som opplever skader eller ulykker i sin levetid. I samme rapport presenterer også statistikk over skadeårsak for forskjellige bygningskategorier, den viser at utmatting er den mest dominerende skadeårsak for broer;

Skadeårsak (flere skadeårsaker mulig)	Totalt		Bygninger		Broer		Transportbånd	
	#	%	#	%	#	%	#	%
Statiskstyrke	161	29,7	102	33,6	19,0	14,8	40,0	36,0
Stabilitet (lokalt eller globalt)	87	16,0	62	20,4	11	8,6	14	12,6
Utmatting	92	16,9	8	2,6	49	38,3	35	31,5
Stive/rigide konstruksjonsbevegeleser	44	8,1	25	8,2	2	1,6	17	15,3
Elastisk deformasjon	15	2,8	14	4,6	1	0,8	0	0,0
Sprøbrudd	15	2,8	9	3,0	5	3,9	1	0,9
Miljø*	101	18,6	59	19,4	41	32,0	1	0,9
Termiske laster	23	4,2	23	7,6	0	0,0	0	0,0
Andre	5	0,9	2	0,7	0	0,0	3	2,7
Sum	543	100	304	100	128	100	111	100
*Miljø inkluderer korrosjon								

Figur 1-3 - Bygningskategori vs. skadeårsak [2, 5]

1.3. Mål

Oppgaven omhandler aldring og vurdering av levetidsforlengelse av broer i stål. For å belyse dette er det valgt følgende mål med oppgaven;

- Hva skjer med broer i levetiden?
- Hva påvirker levetiden?
- Hvordan vurdere levetidsforlengelse på utmattingsutsatte broer i stål?
- I hvilken grad bidrar vind til utmatting?

1.4. Definisjoner

ÅDT - Årsdøgntrafikk

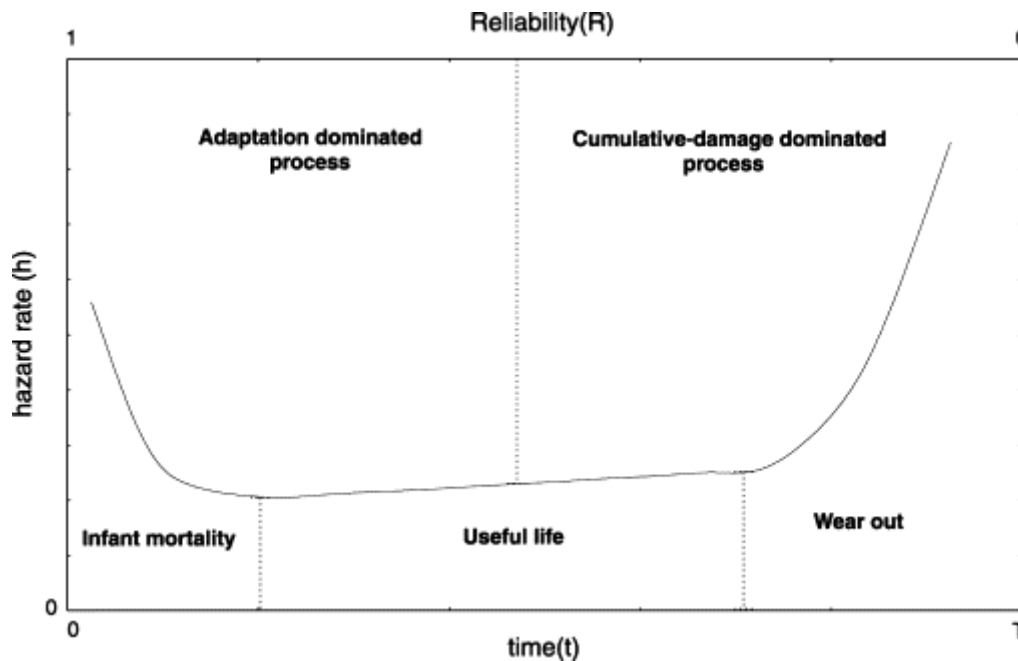
FEM - Elementmetode-modellering (Engelsk; Finite Element Method)

MCS - Monte Carlo-simulering

NDT - Ikke-ødeleggende utprøving (engelsk; Non-Destruktive Testing)

2. Teori

Svikt av konstruksjoner er ofte gitt som en «badekarfunksjon», se Figur 2-1. I begynnelsen av levetiden vil være feil i prosjektering eller utførelse (feil under byggingen) som er den dominerende årsak til svikt. Mens mot slutten av levetiden er det de tidsavhengige degraderinger som er dominerende sviktårsak [6]. Denne oppgaven er avgrenset til de tidsavhengige degraderinger, men det er viktig å huske at det er flere årsaker enn de som nevnes i denne oppgave som forårsaker svikt.



Figur 2-1 - Sviktsannsynlighetsmodell, kjent som "badekar-modell" [6].

2.1. Regelverk

Broer i Norge er underlagt vegloven fastsatt av samferdselsdepartementet. Også Plan- og bygningsloven gjelder planlegging av offentlige veier.

Vegvesenet utgir håndbøker i vegvesenets håndbokserie, som er nummererte publikasjoner for bruk av prosjektering, drift og vedlikehold av veier, broer og andre byggverk som er underlagt Statens vegvesens forvaltning.

Håndbøkene utgjør på to nivåer [7];

- Nivå 1 – Omfatter forskrifter, normaler og retningslinjer godkjent av overordnet myndighet eller av Vegdirektoratet etter fullmakt
- Nivå 2 – Omfatter veiledninger, lærebøker og veidata godkjent av den avdeling i Vegdirektoratet som har fått fullmakt til dette.

Håndbøkene er en supplerings til Norsk Standard, som skal følges, der hvor ikke annet er angitt.

Frem til 1973-74 var håndbøkene i Norge basert på største-tillatte-spenningers-metode. Der kontrolleres opptredenene spenninger i konstruksjonen opp mot tillatte-spenninger [8]:

$$\sigma_0 \leq \sigma_{till} = \frac{\sigma_B}{F}$$

2-1

σ_0 = opptredenen spenning (trykk-, strekk-, skjær-spenninger)

σ_{till} = tillatte spenninger

σ_B = materialets bruddspenning

F = sikkerhetsfaktor

Etter 1973-74 ble håndbøkene bygget på partialfaktor-metoden, der det er en egen faktor som tar for seg usikkerheten for materialet og en faktor for lastene [8]:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \geq F_k \cdot \gamma_f = F_d \quad 2-2$$

f_d = Dimensjonerende materialfasthet

f_k = Karakteristiske materialfasthet

γ_M = Materialfaktor

F_d = Dimensjonerende last

F_k = Karakteristisk last

γ_f = Lastfaktor

2.1.1. Broklassifisering

Med broklassifisering forstås å bestemme maksimalt tillatt trafikklast for eksisterende broer ut fra tegninger, tidligere beregninger, dokumenterte materialfastheter og tilstand. Regelverket for broklassifisering består av følgende tre håndbøker:

- Håndbok 238 (nivå 1) – Brukklassifisering. Trafikklast
- Håndbok 239 (nivå2) – Brukklassifisering. Lastforskrifter 1920 – 1973 og brunormaler 1912 – 1958.
- Håndbok 286 (nivå 2) – Brukklassifisering. Eksempler

Håndbok 238 angir trafikklastene som broene skal kontrolleres for. I tillegg er det i vedlegg gitt en veiledning for fastsettelse av materialfastheter, last- og materialfaktorer.

Håndbok 239 gir en historisk oversikt over de laster (kjøretøy-, ekvivalent-, gangbane-, snølast osv.) og standardtegninger som har blitt benyttet for broer i Statens vegvesen.

Håndbok 286 er en samling beregningseksempler som viser praktisk bruk av nevnte håndbøker.

2.2. Laster

En bro er slik som andre konstruksjoner, utsatt for forskjellige laster. I Håndbok 185 blir lastene inndelt i 4 klassifiseringer; 1) permanente laster, 2) variable laster, 3) deformasjonslaster, og 4) ulykkeslaster [7]:

- 1) **Permanente laster:** Laster som kan anses som konstante innenfor et tidsrom som betraktes og omfatter:
 - Egenlasten av konstruksjonen

- Last av permanent ballast og utstyr som ikke blir fjernet
- Ytre vanntrykk
- Jordtrykk

2) Variable laster: Variable laster er laster som vil variere over tid og omfatter:

- Trafikklaster
- Naturlaster (snø, vind, bølger, strøm, is, jordskjelv, temperatur osv.).
- Andre variable laster (variabel ballast og utstyr som fjernes, midlertidige laster i forskjellige faser som installasjon, inspeksjon osv.)

3) Deformasjonslaster: Laster knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper (spennkrefter, svinn, kryp, relasjon, setninger, andre deformasjoner påført som et resultat av fabrikkasjons- bygge- eller installasjonsmetode). Deformasjonslaster er ofte tidsavhengige og derfor ofte vil karakteristisk last være definert som største forventet last innenfor det tidsrom som betraktes.

4) Ulykkes laster: Laster som konstruksjonen blir utsatt for som et resultat av et ulykkestilfelle, unormal hendelse osv.

- Påkjøringer fra kjøretøy eller jernbane
- Påseilingslast fra skip
- Fallende objekter
- Eksplosjon
- Brann
- Laster fra skred

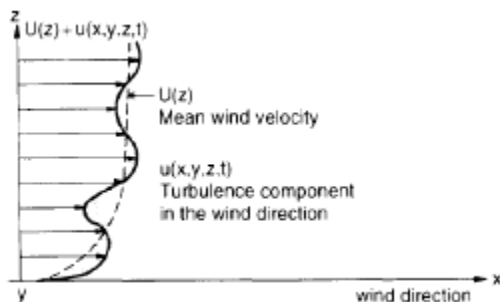
I den grad det er mulig å knytte sannsynligheter til karakteristisk ulykkeslaster bør den ikke overstige 10^{-4} pr. år, ellers vil den fastsettes ut ifra skjønn [7].

2.2.1. Vindlaster

Kanskje den mest kompliserte last en bro opplever er vindlast. Vindlast et bidrag til den statiske beregningen i tillegg til at det gir dynamiske bevegelser av broen på grunn av virvlervinder og turbulens.

Turbulens

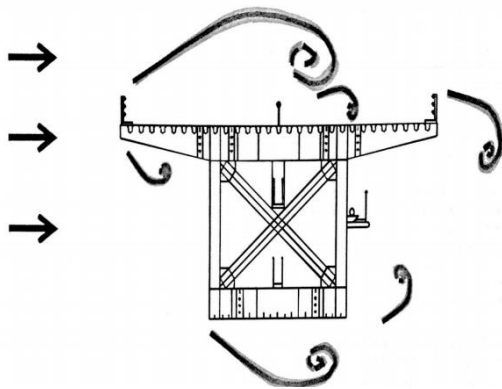
Hengebroer av en viss lengde vil oppleve krefter, indusert av turbulens (se Figur 2-2). Turbulens er at vinden øker og minker som kan føre til at broer settes i bevegelser.



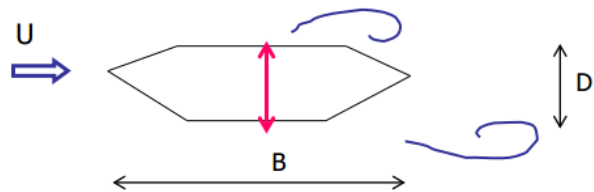
Figur 2-2 - Vindprofil, hvor vinden $U(z)$ er gjennomsnittsverdien og hvor turbulenskomponenten variere med sted og tid [9]

Virvelinduserte svingninger

I tillegg til turbulens vil virvelinduserte svingninger kunne bidra til dynamiske bevegelser av broen. Slike krefter er avhengig av vindhastighet, U , og utforming av broen. Dette er på grunn av at luften må passere en hindring og skaper da små, men rytmiske laster som Figur 2-3 og Figur 2-4 viser. Når virvelfrekvensen nærmer seg egenfrekvensen til broen vil bevegelsene forsterkes som kan skape store svingninger av broen.



Figur 2-3 – Virvelinduserte svingninger [10]



Figur 2-4 – Virvelinduserte svingninger [11]

Vindhastighet etter NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2004 (vindlaster):

Referansevindhastigheten $v_{b,0}$ er den karakteristiske 10 minutters middelhastigheten, uavhengig av vindretning og årstid, 10 m over terrengnivå i åpent tereng med lav vegetasjon som gress og avstand mellom enkelthindringer på minst 20 ganger deres høyde (tilsvarer terrengkatagori II) [12].

Basisvindhastighet:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad 2-3$$

$v_{b,0}$ = Referansevindhastighet

C_{dir} = Retningsfaktor

C_{season} = årstidsfaktor

Stedsvindhastighet:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o \cdot v_b \quad 2-4$$

$v_m(z)$ = Stedsvindhastighet. Hvor z er høyde over terrenget

$c_r(z)$ = Ruhetsfaktor (Formel 2-5)

c_o = Terrengformfaktor settes lik 1,0 når det ikke er skråninger som øker vindhastigheten

Ruhetsfaktor for $10 \text{ m} \leq z \leq 200 \text{ m}$:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad 2-5$$

k_r = Terrengets ruhetsfaktor (Formel 2-6)

z_0 = Ruhetslengde

Terrengetsruhetsfaktor:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$$

2-6

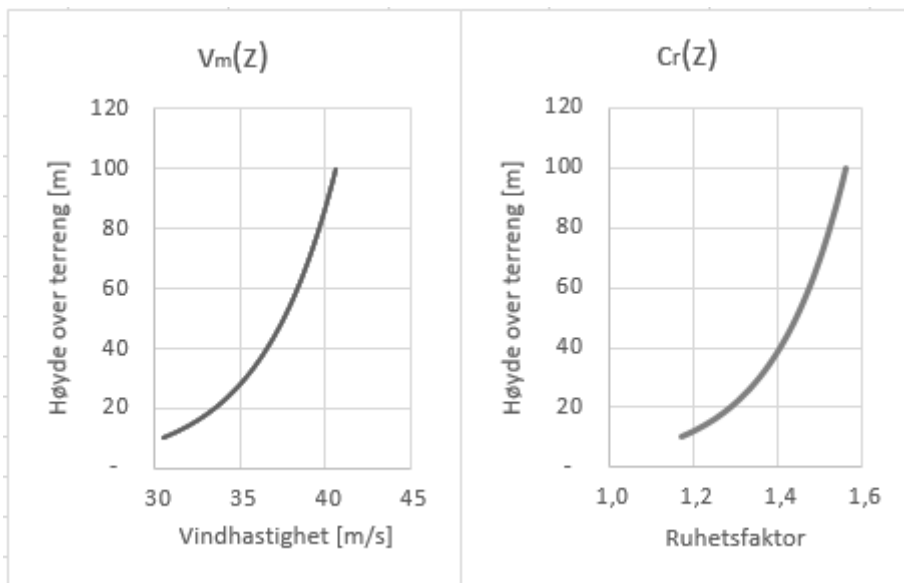
$z_{0,II}$ = Ruhetslengde i ruhetskategori II (se Figur 2-5)

Terrenkkategori		z_0 m	z_{min} m
0	Kyststrøk som er eksponert for åpent hav	0,003	1
I	Innsjøer eller flatt og horisontalt område med lite vegetasjon og uten hindringer	0,01	1
II	Område med lav vegetasjon som gress og spredte hindringer (trær, bygninger) med avstand minst 20 ganger deres høyde	0,05	2
III	Område med vegetasjon eller bygninger eller med spredte hindringer med avstand minst 20 ganger deres høyde (landsbyer, forstadsterreng, permanent skog)	0,3	5
IV	Område der minst 15 % av overflaten er dekket av bygninger, og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m	1,0	10

MERKNAD Terrenkkategoriene er illustrert i A.1.

Figur 2-5 - Terrenkkategorier og terrengparametere. Utdrag fra tabell 4.1 i NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2004 [12].

Figur 2-6 viser eksempel på hvordan vindhastighet og ruhetsfaktor endrer seg med høyde over terreng.



Figur 2-6 - Eksempel på vindhastighets- og ruhetsfaktorendring med høyde over terreng

2.2.2. Brukslast

Brukslast er den trafikklast som tillates på veinett i Norge. Den angis enten som bruksklasse eller totalvekt. Brukssklassen forkortes Bk og etterfølges av et tall (for eksempel Bk10). Den angir tillatte laster per aksling, last fra akselkombinasjoner og totalvekt avhengig av avstanden mellom akslingene [8]. Figur 2-7 viser eksempler på tillatte laster og akselavstander per bruksklasse.

Aksel/akselkombinasjon	Akselavstand i m	Tonn			
		Bk10	BkT8	Bk8	Bk6
Aksellast (firullende hjul)		10	8	8	6
Aksellast drivaksel		11,5 ¹	8	8	6
Last fra to aksler	1,30–1,79 (boggi)	18 ^{1 2}	14	12	9
	1,20–1,29 (boggi)	16	12	12	9
	0,80–1,19	15	11,5	11,5	8,5
	Under 0,80	10	8	8	6
Trippelboggi	1,30–1,80 ³	24	19	16	12
	1,00–1,29 ⁴	22	18	16	12
	Under 1,00 ⁴	16	12	12	9

Figur 2-7 - utdrag fra tabell 1 i Statens vegvesen vegliste, om tillatte laster per bruksklasse [13]

Spesialtransport er kjøretøy som har større aksellaster og totalvekter enn det bruksklassene tillater. Ved spesialtransporter kreves det dispensasjon hvor det blant annet skal angis om de må kjøre med eller uten følgebil [8].

2.2.2.1. Trafikk

Statens vegvesen fører årlig statistikk over trafikkvekst [14]. Den føres med om lag 200 tellepunkt, der trafikker blir kontinuerlig målt hver time:

Tabell 2-1 - Årlig trafikkøkning på norske veier [14]

År	Alle døgn [%]	Yrkesdøgn [%]	Helgedøgn [%]
2013	1.2	0.8	2.3
2012	1.7	0.8	4.5
2011	1.5	1.6	1.1
2010	1.1	1.4	0.1
2009	0.5	0.4	0.8
2008	1.3	1.8	0.0
2007	3.1	2.6	4.3
2006	1.7	1.3	3.2
2005	2.6	2.5	3.1
2004	2.0	2.1	1.8
2003	1.8	1.9	1.7

Ifølge Håndbok 185 - kap. 3.3.2 [7] skal utmattingslast bestemmes fra følgende fordeling (Figur 2-8) (hvis det ikke er gjort undersøkelser for å bestemme utmattingslast):

Aksellast [kN]	Andel av n [%]
3 · 60	75
3 · 80	10
3 · 100	5
3 · 125	5
3 · 145	5

Figur 2-8 – utdrag fra Håndbok 185 tabell 17, Fordeling av aksellaster [7]

Eller;

«Hvis utmattingskapasiteten er gitt av rettlinjert S/N-kurve uten utmattingsgrense og med helningskoeffisient $m = 3$, kan det forenklet regnes med én ekvivalentlast med 3 aksellaster à 80 kN med totalt antall passeringer lik n .» og $n=3650\text{ÅDT}$ [15].

Årsdøgntrafikk [16];

$$\text{ÅDT} = \frac{\text{registreringsperiodens trefikkvolum}}{\text{korreksjonsfaktor}} = \frac{RTV}{a \cdot b \cdot c} \quad 2-7$$

RTV = Registrert trafikkvolum i perioden t

a = Antatt andel av døgntrafikk i perioden t

b = Antatt, relativ belastning i forhold til gjennomsnittsdøgnet

c = Antatt, relativ belastning i forhold til gjennomsnittsuken

2.2.2.2. Trafikklast etter NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 (trafikklast på bruer)

Slik som Figur 2-9 viser, styres trafikklast etter bredden og antall felt på broen

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

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

(3) For variable carriageway widths, the number of notional lanes should be defined in accordance with the principles used for Table 4.1.

NOTE For example, the number of notional lanes will be :

- 1 where $w < 5,4 \text{ m}$
- 2 where $5,4 \leq w < 9 \text{ m}$
- 3 where $9 \text{ m} \leq w < 12 \text{ m}$, etc.

Figur 2-9 - Utdrag fra NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 tabell 4.1. Lastmodeller etter antall felt og bredde på bro.

Det blir delt inn i 4 forskjellige lastmodeller [17]:

- Lastmodell 1: Dekker laster fra biler og lastebiler som blir representert som konsentrerte og jevnt fordelte laster.
- Lastmodell 2: Dekker dynamiske påkjenninger på broen påført av kjøretøy. Der aksellast settes på over et spesifikt lastareal (kontaktflaten til kjøretøyet).
- Lastmodell 3: Representerer aksel laster for spesielle kjøretøy.
- Lastmodell 4: Er en jevnt fordelt last som representere en folkemengde og skal kun brukes som en generell verifikasjon.

Utmattingslevetid-vurdering basert på målt trafikkmengde:

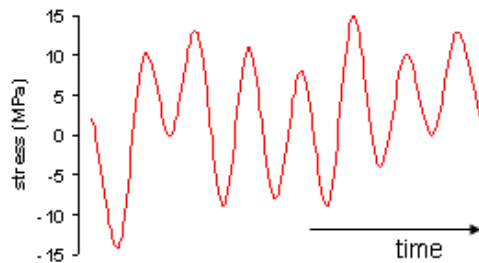
En skal kunne finne lastdata via målt trafikkdata, multiplisert med DAF (Dynamisk amplifikasjonsfaktor) φ_{fat} . DAF skal ta hensyn til den dynamiske oppførselen til broen.

For å «telle» spenningscykluser skal Rainflow- eller reservoar-metoden benyttes.

2.2.2.3. Rainflow-metoden

Rainflow-metoden er en metode som brukes for å redusere et spekter av uregelmessig spenninger over en tidsperiode. Som kjent vil en konstruksjon normalt være utsatt for uregelmessige spenninger, og ikke sykluser med konstante amplituder. Metoden gjøres via algoritmiske-programmer som tillater justerbare filtre som gir mulighet for eliminering av sykluser som er neglisjerbar størrelse. En vil ende opp med en gjennomsnittsverdi av positive og negative «topper/bunner» for hver syklus [18].

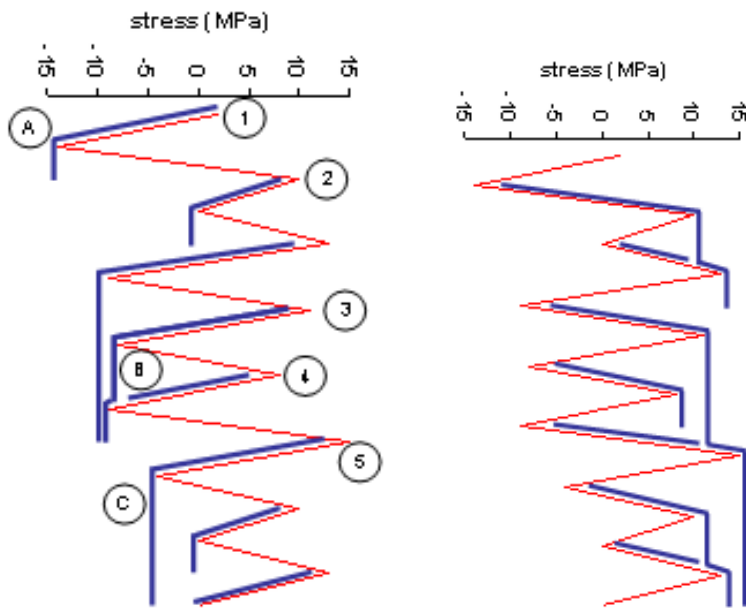
Figur 2-10 viser en tilfeldig spenningscyklus over tid. For å kunne analysere slike tilfeldige spenningscykluser er en avhengig av å telle de forskjellige spenningsamplitudene. Til det kan Rainflow-metoden benyttes.



Figur 2-10 Spenningsforløp [19] [20]

Metoden kan forklares ved at en tegner en ekstra linje (blå linje) som indikerer hvordan vann ville rent nedover dersom grafen (Figur 2-10) roteres 90°. Det antas at vann renner fra toppen, vannet fortsetter å renne nedover og slutter når en av følgende betingelser er oppfylt, se Figur 2-11 [18]:

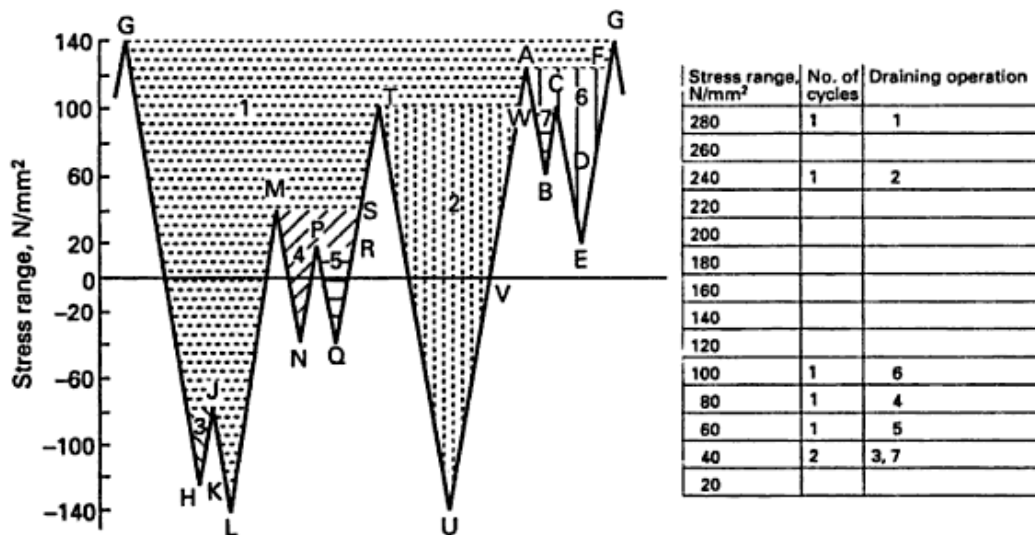
- Vannet starter å renne nedover fra toppen ved punkt 1, når vannet kommer til kanten ved punkt A vil den dryppe nedover.
- Vannet vil stoppe dersom betingelsen for en halv syklus er nådd, dvs. ved punktene 1-2 osv.
- Hvis vann starter fra toppen: vannet stopper når det kommer til en mer positiv topp enn den som vannet har startet ved, det vil også stoppe dersom vannet møter et kryssende vann
- Hvis vann starter fra et fall: vann-fallet stopper når det kommer til en mer negativ fall enn det som vannet har startet ved, det vil også stoppe dersom fallet møter en forgående fall



Figur 2-11 Rainflow [19] [20]

2.2.2.4. Reservoarmetoden

Slik som rainflow er reservoarmetoden er metode for å «telle» spenningscykluser. Spenningspekteret bestemmes av spesialiserte telle-regler;



AII.3 Reservoir counting method.

Figur 2-12 - Reservoar telle-metode [21]

For å bruke reservoarmetoden er det nødvendig ta syklusene starter og slutter på samme verdi, som også er maksverdien i intervallet.

Fremgangsmåte, se Figur 2-12 [22]:

- Fyll diagrammet med nominelt vann
- Den første syklus $\Delta\sigma_1$ (draining operation 1) er differansen mellom det dypeste punkt og «vannoverflaten». Ved det dypeste punkt, er en sluk åpnet, vannet strømmer ut.
- Nå er mange små reservoarer igjen, hver reservoaret tommes og punktet ovenfor gjentas, i hvert trinn er $\Delta\sigma_i$ notert i et regneark.
- n_i er nummeret til den forekommende $\Delta\sigma_i$. Lastsekvensen, som vist ovenfor, blir gjentatt n ganger

2.3. Hva skjer med konstruksjoner når de eldes?

Degraderingsmekanismer er mekanismer som gjør at sikkerheten til en konstruksjon forringes over tid. Over levetiden til en konstruksjon skal den yte sin funksjon med gitte sikkerhetsmargin fra gjeldene standarder. Aldring kan være:

- Funksjonell.
 - Tidsavhengige degraderinger. Dette vil være korrosjon, utmatting, frostskafer, råte osv.
 - Skader – I løpet av levetiden til konstruksjonen vil det skje hendelser som forårsaker skade på konstruksjonen.
- Ny teknologi eller forståelse.
 - Kan være kunnskap på områder som ikke var kjent da konstruksjonen ble prosjektert (For eksempel at konstruksjoner ikke var dimensjonert for utmatting på 1920-tallet).
- Organisatoriske.
 - Kan være kunnskap om en begrensning en konstruksjon har, kan bli «glemt» med tiden, og dermed øke sannsynligheten for svikt (For eksempel en last begrensning på en bro på grunn av en skade, hvor lang tid tar det før årsaken er glemt, og broen åpens for normal drift?).

Degraderingsmekanismer:

- Korrosjon.
- Kryp.
- Utmatting.
- Materialforringelse.
- Fysiske skader – Skader på konstruksjonen som akkumuleres over tid.
- Slitasje.
- Temperatur.
- Akkumulert plastisk deformasjon.
- mm.

2.3.1. Korrosjon

Korrosjon er elektrokjemisk tæring på materialer hvor materialet reagerer med omgivelsene. Korrosjon er særlig aktuelt i forbindelse med metaller og legeringer. Det meste velkjente eksempelet på korrosjon er rust.

Korrosjon innebærer at positive ioner i metallet flyttes fra metallgitteret til andre plasser i omgivelsene for å oppnå termodynamisklikevekt.

Eksempel; jern (Fe), i tørr tilstand under nærvær av oksygen i luft fører til reaksjonen; $3\text{Fe} + 2\text{O}_2 = \text{Fe}_3\text{O}_4$

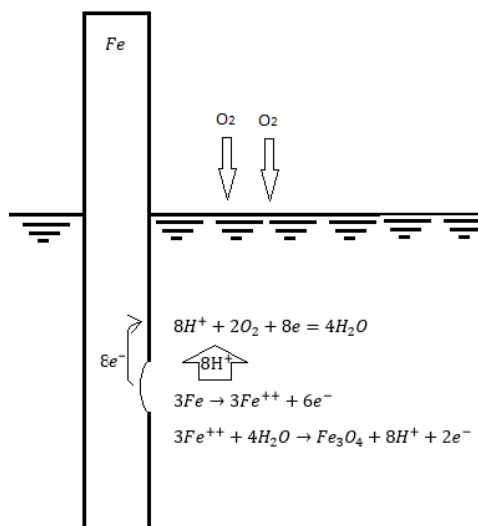
Store norske leksikon deler korrosjon inn i to underkategorier; våt korrosjon og galvanisk korrosjon [23].

Våt korrosjon

I våt korrosjon er det den samme reaksjon som er beskrevet ovenfor ($3\text{Fe} + 2\text{O}_2 = \text{Fe}_3\text{O}_4$), men prosessen skjer i to trinn. Først en oksidasjon, i det den frigjør elektroner (e^-) (anodisk reaksjon). Den andre reaksjonen er en reduksjon, i det den forbruker elektroner (katodisk reaksjon) [23].

Avhengig av korrosjonshastigheten kan det snakkes enten om anodisk kontroll eller katodisk kontroll etter om reaksjonen kontrolleres av den anodiske eller den katodiske reaksjonen [23].

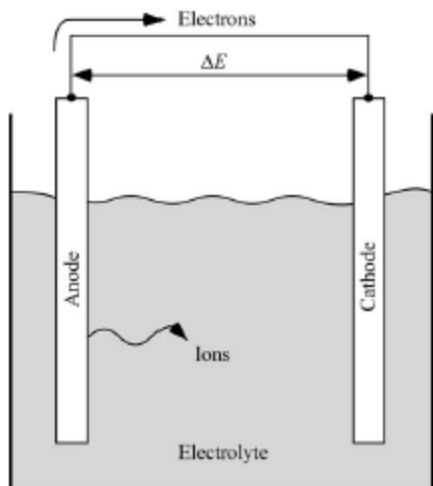
Dette innebærer et viktig prinsipp ved korrosjonsbeskyttelse, da korrosjonen kan stanses eller reduseres ved enten den anodiske eller den katodiske reaksjonen [24]. Vannets katalyserende virkning ved våt korrosjon skyldes at elektrisk ladde ioner, (eksempelet nedenfor H^+ -ioner, se Figur 2-13), transporteres i vann. Den katodiske reaksjonen kan dermed foregå på et annet sted enn den anodiske [24].



Figur 2-13 - Korrodering av jern (Fe) i vann. [23]

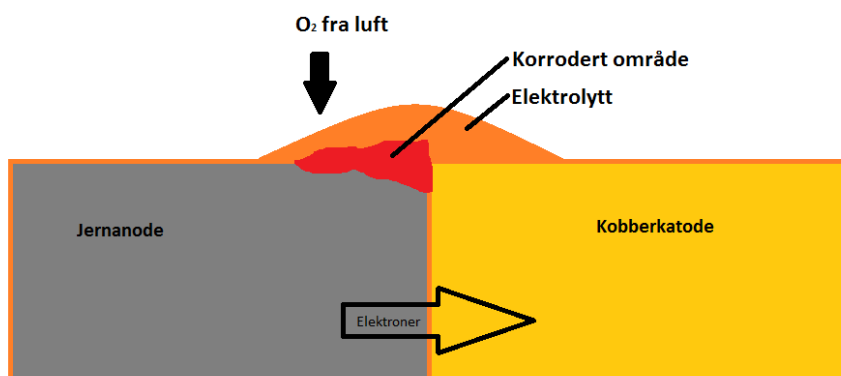
Galvanisk korrosjon

Som kjent involverer alle korroderinger elektrokjemiske prosesser. Figur 2-14 illustrerer en elektrokjemisk celle hvor anoden og katoden er koblet sammen via en elektrolytt (for eksempel saltvann). Atomene i anoden gir fra seg elektroner, resulterer i at ioner forlater anoden og elektroner går til katoden, når dette skjer vil det resultere i en spenningsendring (ΔE , se Figur 2-14).



Figur 2-14 – Skjematisk illustrasjon av Elektrokjemisk prosess [25]

I tilfelle der de forskjellige elektronene er av forskjellig metall vil det være en spenningspotensialforskjell mellom de forskjellige metallene, det vil resultere i en galvanisk korrosjon. En elektrokjemisk reaksjon trenger ikke å ha bånd mellom ulike metaller. Et metall og elektrolytt kan skape en elektrokjemisk reaksjon, avhengig av sammensetningene av metallet og elektrolytten [25]. Det termodynamisk minst stabile metallet danner da anode, og korroderer med større hastighet jo større overflaten av det andre mer stabile metallet er [23]. Et eksempel på dette kan være når kobber kommer i kontakt med stål, vil stålet korrodere (se Figur 2-15).



Figur 2-15 - Eksempel på galvanisk korrosjon

2.3.2. Utmatting

For stålkonstruksjoner utsatt for sykliske laster vil utmatting kunne være et problem. Utmatting er en skade som oppstår på grunn av sykliske laster. Skaden oppstår som en mikroskopisk sprekke som kan vokse svært raskt. Utmatting kommer selv om spenningene er langt under flytspenning.

Utmattelsessprekker oppstår i flere stadier og deles inn i tre prosesser, 1. sprekkdannelse, 2. sprekkevækst og 3. brudd.

- **Sprekkdannelse:** Sprekkdannelse skjer der hvor det oppstår spenningskonsentrasjoner. Den kan være i glideplan mellom korn, ved sveiser, små skader i overflaten, i sammenføyninger eller hvor det er restspenninger (residual stresses).

- **Sprekkveksten:** Når en sprekk først er dannet vil den i seg selv skape en spenningskonsentrasjon. Når sprekken vokser vil den i all hovedsak vokse normalt på strekkretningen. Kritisk størrelse på sprekken er når den utgjør en spenningskonsentrasjon som er høyere enn materialets bruddspenning. Det vil da føre til brudd. Det er derfor viktig å oppdage sprekker før den når en kritisk sprekkstørrelse.
- **Brudd:** Komponenter har fått en for stor skade til å kunne utføre sin tiltenkte oppgave.

Miljøpåvirkede sprekker

Miljøpåvirkede sprekker er et vanlig problem for offshore-konstruksjoner, kraftverk, skip, broer og flydeler.

Miljøpåvirket sprekker skjer på forskjellige måter [25]:

- Spennings-korrosjonssprekker («stress corrosion cracking» SCC) - sprekkvekst som drives av anodisk korrosjonsreaksjon ved sprekkspiss.
- Hydrogensprøhet («Hydrogen embrittlement» HE) - involverer tap av metallens bindingsstyrke mellom kornene via at hydrogenatomer trenger inn i materialet og forvandles til hydrogenmolekyler mellom kornene.
- Korrosjonsutmatting («corrosion fatigue» CF) - Når korrosjon foregår samtidig som virkningen av mekaniske spenninger, kan det opptre spenningskorrosjon og korrosjonsutmatting. Korrosjonen tar da form av sprekker som vokser vinkelrett på spenningsretningen med en hastighet som både er avhengig av spenningen og miljøet (elektrolytten) og av materialet. Spesielt korrosjonsutmatting er av stor betydning for dimensjonering av offshorekonstruksjoner, som står neddykket i sjøen og er under kontinuerlig påvirkning av krefter fra bølger, strøm og vind [23].

Bruddmekanikk

For å beskrive en sprekk matematisk kan en bruke bruddmekanikk. Bruddmekanikk forutsetter tilstedeværelse av en sprekk og sier ikke noe om hvor/når en sprekk vil oppstå.

Forenklet kan bruddmekanikk beskrives via LEFM-metoder (Linear Fracture Mechanics – Lineær bruddmekanikk). LEFM beskriver hvordan spenninger svært nær en sprekkspiss med en enkel parameter, referert som intensitetsfaktor, K , eller under sykliske laster, ΔK [2].

$$\Delta K = Y \cdot \Delta \sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \quad 2-8$$

a = Sprekkstørrelse

$\Delta \sigma$ Lastamplitude

Y = Geometrifaktor

ΔK Intensitetsfaktor

Bruk av Paris-formelen, hvor intensitetsfaktoren kan bli koblet til sprekkvekstraten;

$$\frac{da}{dN} = C \cdot \Delta K^m \quad 2-9$$

C = Materialkonstant

m = Materialkonstant

Paris-formelen kan løses opp med hensyn på antall sykluser før brudd:

$$N = \int_{a_0}^{a_c} \frac{da}{C \cdot \Delta K^m} \quad 2-10$$

$a_0 =$ Initiell sprekkstørrelse

$a_c =$ Kritisk sprekkstørrelse

Begge formlene ovenfor gir grunnlaget for å kunne gjennomføre på en rekke bruddmekaniske beregninger inkludert hvor utmattings-følsom en konstruksjonsdetalj er. Disse formlene er basert på at det allerede er en innledende sprekk eller defekt er til sted. Derfor vil LEFM passe inn i tolking av inspeksjonsdata, når sprekk i en konstruksjon oppdages vil en kunne bruke LEFM til å estimere gjenværende levetid vha. sprekkstørrelser, materialkonstanter, geometri, antatte lastamplitude.

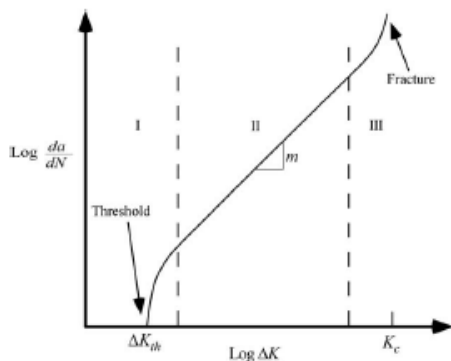
En kan modifisere ligningene til å forberede nøyaktigheten av bruddmekanikk [2]:

- På et log-log-plot av da/dN vs. ΔK , vil Parisformelen for stabil sprekkvekst resultere i et lineært forhold, med en helling på m (Figur 2-16). I virkeligheten vil stålprøver også oppleve ikke-lineært sprekkvekst; når ΔK synker vil den nærme seg en kritisk verdi hvor veksten vil avta raskt til null. Ved å ignorere denne effekten vil generelt føre til undervurdering av levetiden (altså konservativ), men graden av underestimering vil være avhengig av antall lastsykluser som oppstår ved, eller under grenseverdien (Figur 2-16). For å ta hensyn til dette kan Parisformelen modifiseres:

$$\frac{da}{dN} = C \cdot (\Delta K^m - \Delta k_{th}^m) \quad 2-11$$

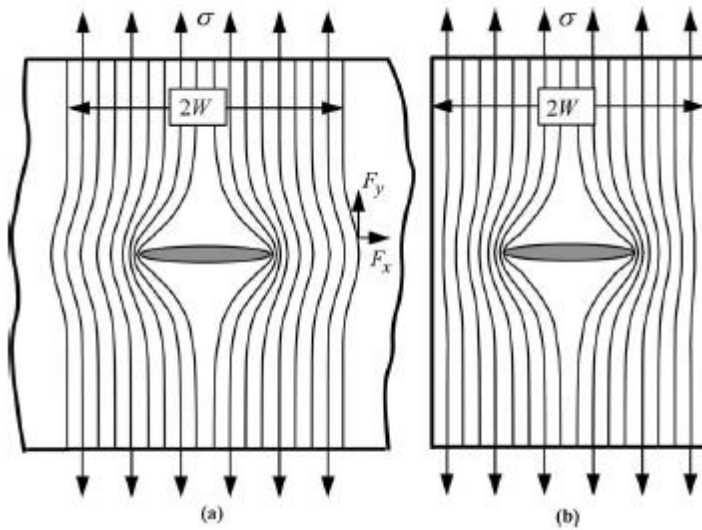
$\Delta K_{th} =$ Grenseverdi (se Figur 2-16)

ΔK_{th} kan sees på som en fast verdi, men undersøkelser viser at ΔK_{th} varierer med lastforhold, R (stress ratio), som er forholdet mellom minimum og maksimum spenning. Dette kan sees på som en modell med forskjellige uttrykk for forholdet mellom ΔK_{th} og R . Alternativt kan en 2-veis forhold mellom da/dN og ΔK -forhold.[2]



Figur 2-16 - log-log av Paris. Hvor K_c er kritisksprekkstørrelse [25]

Spenningskonsentrasjoner



Figur 2-17 - Spenningskonsentrajoner ved sprekk i plate [25]

Når spenningsene i en plate på «passere» en hindring, eller en geometrisk forandring (hjørne, sveisetå osv.) vil det resultere i en spenningskonsentrajon (se Figur 2-17).

$$SCF = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{nom}} \quad 2-12$$

SCF = Spenningskonsentrajonsfaktor

σ_{max} = Den største spenning ved hindring, på Figur 2-17 vil det være ved sprekkspiss

σ_{nom} = Den nominelle spenning på platen

Utmatingskalkulasjoner vha. SN-kurver

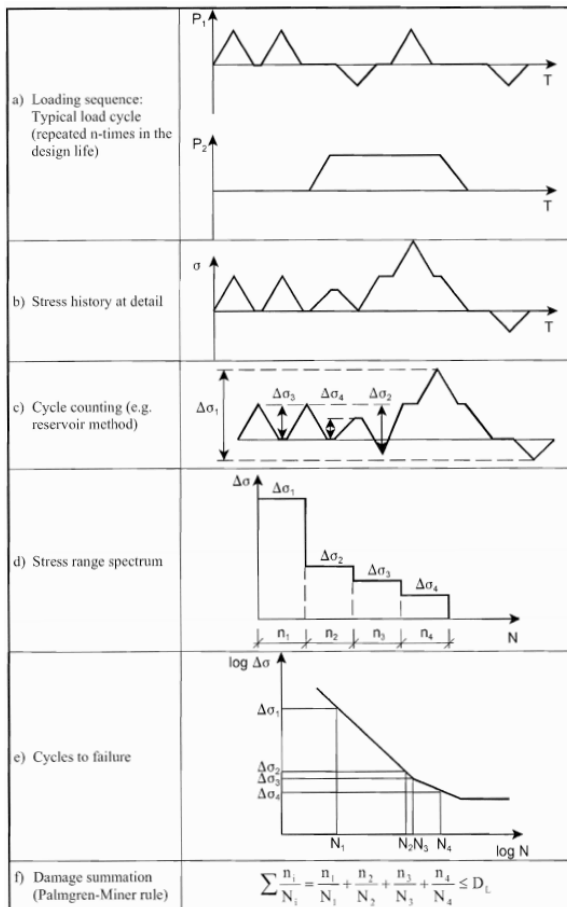
En enkel måte å utføre utmatingskalkulasjoner og levetidanalyse er å benytte SN-kurver (også kjent som Wöler-kurver). En SN-kurve er utarbeidet ved testing av diverse emner, en tester spenningsvidder mot antall sykluser før svikt (spenningsvidder er den absolutt sum av spenningsamplitude). Antall sykluser endrer seg svært raskt i forhold til endringer i spenningsvidder. Det er derfor hensiktsmessig og presentere SN-kurven via en Weibull-distribusjon. En får via Weibull en linearisert kurven (kan ha knekkpunkt), mot at aksene er logaritmiske [26].

Det Norske Veritas, Norsk Standard med Eurokode 3 og NORSOK beskriver utmatingsberegninger for stålkonstruksjoner med SN-kurver. DNV-RP-c203 NORSOK-N-serien og Eurokode 3 inneholder forskjellige SN-kurver for forskjellige geometrier, DNV og NORSOK skiller også mellom forskjellige korrosive miljøer. SN-kurvene i DNV og NORSOK baserer seg på 2,3 % kvartil, mens Eurokode benytter 5% kvartil [1, 27, 28].

Miner-Palmgren summering etter NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010 (utmatingspåkjente konstruksjoner)

I praksis er Miner-Palmgren summering for enkle estimeringer med en konstant, ekvivalent lastamplitude, eventuelt for mer detaljerte undersøkelser kan en kombinere flere lastamplituder som utgjør et lastspektrum eller lasthistogram (se Figur 2-19). Denne summeringen baserer seg på sum

av skade fra hver spenningsamplitude. Eurokode 3 del 1-9 vedlegg A beskriver hvordan en skal bestemme parameter for å vurdere utmatting av stålkonstruksjoner.



Figur 2-18 - delskade summering [1]

Del a) For å bestemme spenningsssyklene til en konstruksjonsdetalj skal det tas utgangspunkt i typiske lastsekvenser som representerer et sannsynlig estimat av fremtidige lastsekvenser. Den typiske lastsekvensen kan bestemmes ved hjelp av kunnskap fra lignende konstruksjoner eller ved å se på hvilken laster som en kan forvente vil komme i løpet av levetiden til konstruksjonene (se Figur 2-18, del a) dette kan være vinddata, trafikklast osv.

Del b) Deretter bestemmes en «lasthistorie» for de utmattingsutsatte detaljer der resultatet for del a tas med i tillegg til relevante influenslinjer, geometrier, dynamiske beregninger eller ut fra målinger på tilsvarende konstruksjoner (se Figur 2-18, del b).

Del c) Lastsyklene som er funnet i del a og b telles ved hjelp av Rainflow-tellemetode eller Reservoar-tellemetode. Disse er nærmere beskrevet i delkapittel for Rainflow og Reservoar.

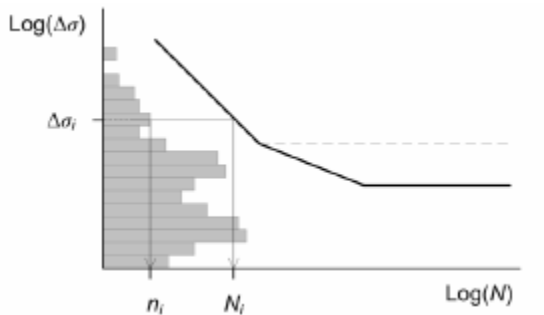
Del d og dele e) Et lastspektrum fra spenningsstillingen kobles til SN-diagram for det aktuelle konstruksjonsdetalj. Alle $\Delta\sigma_i$ med tilhørende antall svingninger kobles til delskadesummeringen.

$$D_d = \sum \frac{n_i E_i}{N_{Ri}} \leq 1,0 \quad 2-13$$

$D_d =$ Akkumulert utmattingskade

n_{Ei} = Antall sykler assosiert med faktorisert-lastamplitude. $\Delta\sigma_c = \gamma_{Ff}\Delta\sigma_i$, hvor γ_{Ff} er sikkerhetsfaktor.

N_{Ri} = Antall sykler fram til svikt ved konstant faktorisert-latamplitude. $\Delta\sigma_c = \gamma_{Ff}\Delta\sigma_i$, hvor γ_{Ff} er sikkerhetsfaktor.



Figur 2-19 – delskade [2]

De fleste standarder er baster på SN-kurver for utmattelse, og sikkerhetsnivået kan uttrykkes ved [2];

$$\mu_{fat} = \frac{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}} = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Ff}\gamma_{Mf}\Delta\sigma_{E,2}} \quad 2-14$$

μ_{fat} = Utmattings sikkerhetsnivå

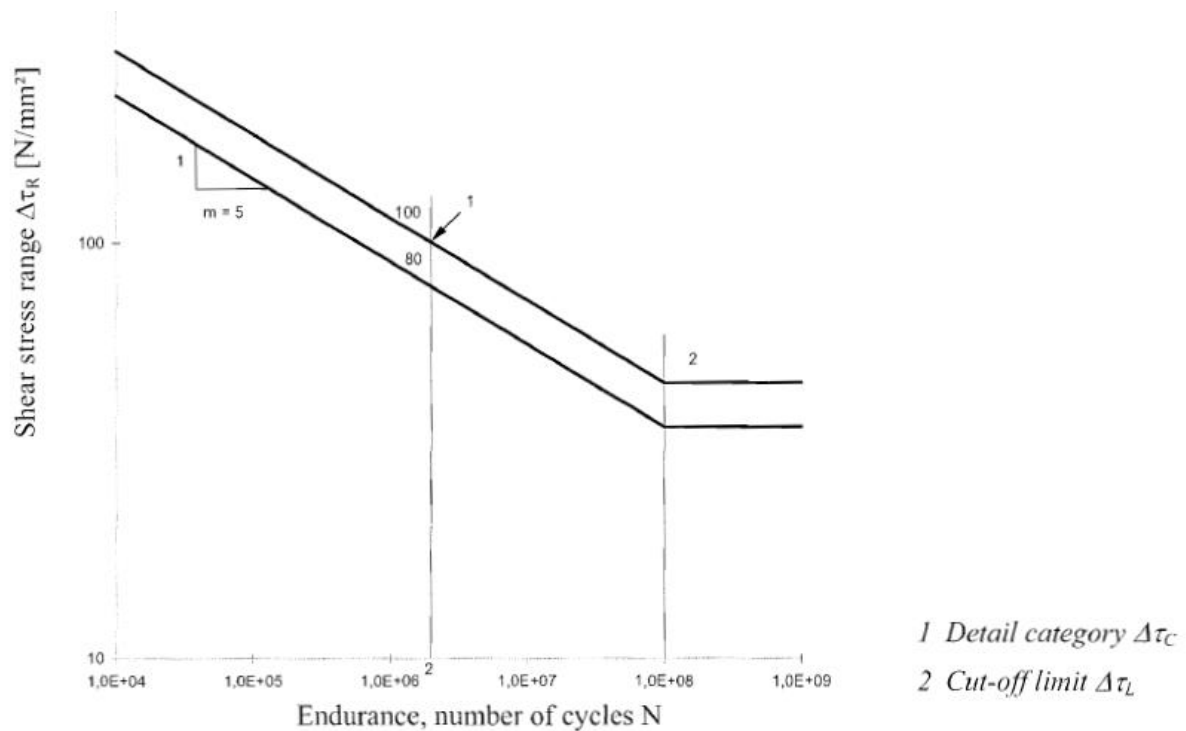
γ_{Ff} = Partiell sikkerhetsfaktor for tilsvarende konstante lastamplitude tilsvarende $\Delta\sigma_{E,2}$

$\Delta\sigma_{E,2}$ = Tilsvarende konstant amplitude for $2 \cdot 10^6$ sykler

$\Delta\sigma_c$ = Utmattingsstyrke/utmattingsmotstand ved $2 \cdot 10^6$ sykler

γ_{Mf} = Partiell sikkerhetsfaktor for utmattingsstyrken

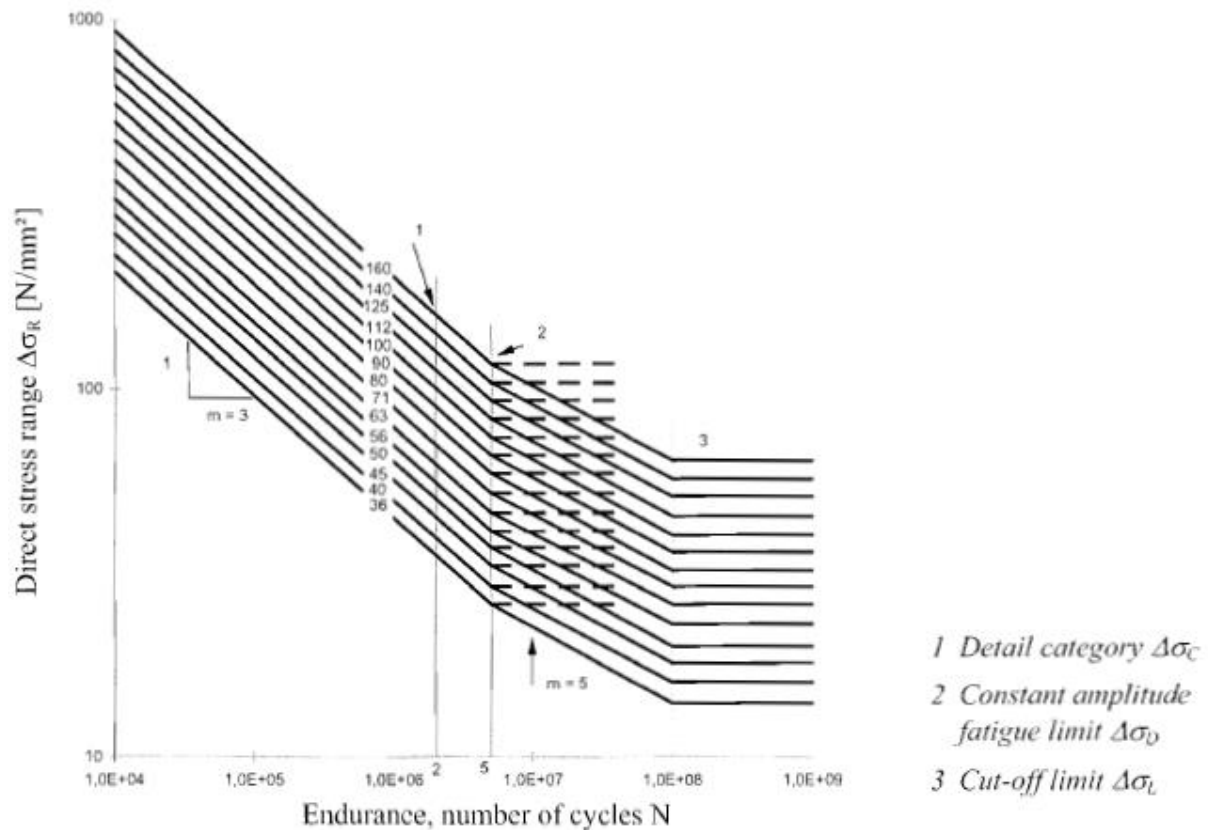
Verdiene fastsettelse av standarder (for eksempel NS-EN 1993 del 1-9) for forskjellige konstruksjonsdetaljer og utforminger. Normalt vil utmattingsstyrken være basert på styrke ved $2 \cdot 10^6$ sykler (se Figur 2-20).



Figur 2-20 - Eksempel på SN-kurver [1]. Tilstrekkelig utmattingsstyrke under grafen

En fremgangsmåte for å klassifisere er hot-spot analyse. I Hotspotanalyse blir belastningene vurdert der hvor sprekker vil oppstå (f.eks. ved sveisetå). Deretter vil hotspotområdet bli vurder opp mot tilsvarende geometri (utforming) fra gjeldende standard (se Figur 2-21, Figur 2-23 og Figur 2-24). For $\mu_{fat} \geq 1$ vil konstruksjonsdelen ha tilstrekkelig utmattingsstyrke.

Utmatting etter NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010 (utmatningspåkjennte konstruksjoner)



Figur 2-21 - SN-kurver etter eurokode 3 del 1-9 [1]

I SN-kurvene fra eurokode er delt inn i detaljkategorier og er spenningsamplitudene små nok vil de ikke akkumulere noe utmattingsskade (se «Cut-off limit $\Delta\sigma_L$ » på Figur 2-21). Nedre spenningsamplitude;

$$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{\frac{1}{5}} \cdot \Delta\sigma_D = 0,549 \cdot \Delta\sigma_D \quad 2-15$$

$\Delta\sigma_L$ = Nedre utmattingsgrense

$\Delta\sigma_D$ = Utmattingsgrense ved konstant spenningsamplitude

$$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta\sigma_C = 0,737\Delta\sigma_C \quad 2-16$$

$\Delta\sigma_C$ = Referanseverdi.

$\Delta\sigma_C$ er utmattingsgrensen ved $2 \cdot 10^6$ svingninger. På Figur 2-21 kan en se igjen referanseverdien på detaljkategorien og varierer fra 36 N/mm^2 til 160 N/mm^2 etter hvordan detaljen er utformet dermed skaper spenningskonsentrasjoner.

Nedre utmattingsgrense blir dermed (formel 2-18 innsatt i formel 2-15);

$$\Delta\sigma_L = 0,405\Delta\sigma_C \quad 2-17$$

Spenningskonsentrasjoner:

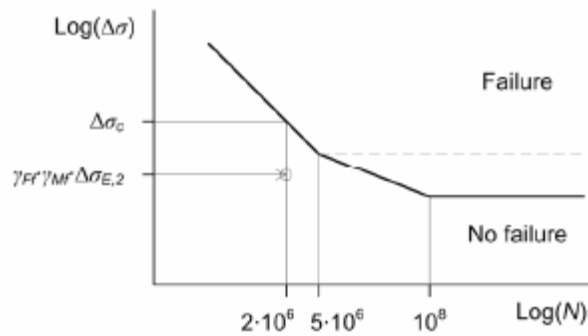
$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} = k_f (\gamma_{Ff} \Delta\sigma'_{E,2})$$

2-18

k_f = Spenningskonsentrasjonsfaktor som tar hensyn til lokale spenningskonsentrasjoner. Bestemmes etter relevante håndbøker eller FEM-analyser

$\Delta\sigma_{E,2}$ = Ekvalent konstant spenningsamplitude ved $2 \cdot 10^6$ sykler

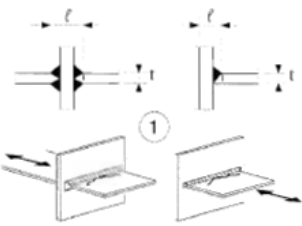

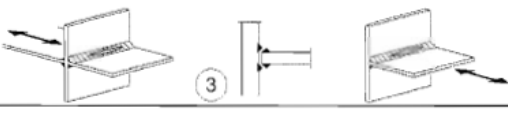
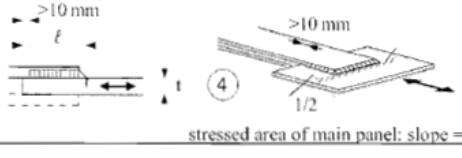

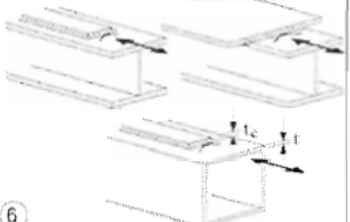
γ_{Ff} = Partiellfaktor for ekvalent spenningsamplitude



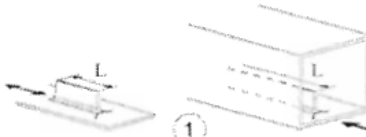


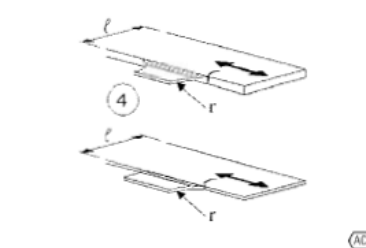

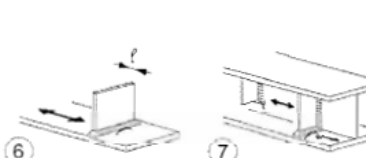
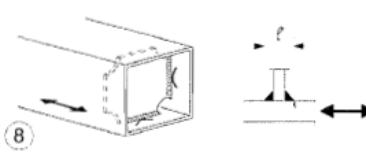
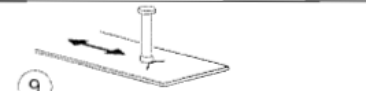

Figur 2-22 - Eksempel på SN-kurve [2]

Spenningskonsentrasjoner som oppstår på grunn av detaljens utforming og sveising er inkludert i detaljkategori, se Figur 2-23 og Figur 2-24.

Detaljkategorier:

Detail category	Constructional detail		Description	Requirements
80	$l < 50$ mm	all t [mm]	 <p>Cruciform and Tee joints:</p> <p>1) Toe failure in full penetration butt welds and all partial penetration joints.</p>	<p>1) Inspected and found free from discontinuities and misalignments outside the tolerances of EN 1090.</p> <p>2) For computing $\Delta\sigma$, use modified nominal stress.</p> <p>3) In partial penetration joints two fatigue assessments are required. Firstly, root cracking evaluated according to stresses defined in section 5, using category 36* for $\Delta\sigma_r$ and category 80 for $\Delta\sigma_a$. Secondly, toe cracking is evaluated by determining $\Delta\sigma$ in the load-carrying plate.</p>
71	$50 < l \leq 80$	all t		
63	$80 < l \leq 100$	all t		
56	$100 < l \leq 120$	all t		
56	$l > 120$	$t \leq 20$		
50	$120 < l \leq 200$ $l > 200$	$t > 20$ $20 < t \leq 30$		
45	$200 < l \leq 300$ $l > 300$	$t > 30$ $30 < t \leq 50$		
40	$l > 300$	$t > 50$		
As detail 1 in Table 8.5	flexible panel		 <p>2) Toe failure from edge of attachment to plate, with stress peaks at weld ends due to local plate deformations.</p>	<p>Details 1) to 3): The misalignment of the load-carrying plates should not exceed 15 % of the thickness of the intermediate plate.</p>
36*	 <p>3) Root failure in partial penetration Tee-butt joints or fillet welded joint and in Tee-butt weld, according to Figure 4.6 in EN 1993-1-8:2005, α_{CT}</p>			
As detail 1 in Table 8.5	 <p>4) $\Delta\sigma$ in the main plate to be calculated on the basis of area shown in the sketch.</p> <p>4) Fillet welded lap joint.</p> <p>stressed area of main panel: slope = 1/2</p>		<p>4) $\Delta\sigma$ in the main plate to be calculated on the basis of area shown in the sketch.</p> <p>5) $\Delta\sigma$ to be calculated in the overlapping plates.</p>	
45*	 <p>5) Fillet welded lap joint.</p>		<p>Details 4) and 5):</p> <ul style="list-style-type: none"> -Weld terminations more than 10 mm from plate edge. -Shear cracking in the weld should be checked using detail 8). 	
56*	$t_c < t$	$t_c \geq t$	 <p>Cover plates in beams and plate girders:</p> <p>6) End zones of single or multiple welded cover plates, with or without transverse end weld.</p>	<p>6) If the cover plate is wider than the flange, a transverse end weld is needed. This weld should be carefully ground to remove undercut.</p> <p>The minimum length of the cover plate is 300 mm. For shorter attachments size effect see detail 1).</p>
50	$t \leq 20$	-		
45	$20 < t \leq 30$	$t \leq 20$		
40	$30 < t \leq 50$	$20 < t \leq 30$		
36	$t > 50$	$30 < t \leq 50$		

Figur 2-23 - Utdrag fra tabell 8.5 i NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010 (utmattingspåkjennte konstruksjoner) for bestemmelse av detaljkategori [1]

Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
80	$L \leq 50\text{mm}$	 <p>1) The detail category varies according to the length of the attachment L.</p>	The thickness of the attachment must be less than its height. If not see Table 8.5, details 5 or 6.
71	$50 < L \leq 80\text{mm}$		
63	$80 < L \leq 100\text{mm}$		
56	$L > 100\text{mm}$		
71	$L > 100\text{mm}$ $\alpha < 45^\circ$	 <p>2) Longitudinal attachments to plate or tube.</p>	
80	$r > 150\text{mm}$	 <p>3) Longitudinal fillet welded gusset with radius transition to plate or tube; end of fillet weld reinforced (full penetration); length of reinforced weld $> r$.</p>	<u>Details 3) and 4):</u> Smooth transition radius r formed by initially machining or gas cutting the gusset plate before welding, then subsequently grinding the weld area parallel to the direction of the arrow so that the transverse weld toe is fully removed.
AC2 90	$\frac{r}{l} \geq \frac{1}{3}$ or $r > 150\text{mm}$	 <p>4) Gusset plate, welded to the edge of a plate or beam flange.</p>	
71	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{l} \leq \frac{1}{3}$		
50	$\frac{r}{l} < \frac{1}{6}$		
40		 <p>5) As welded, no radius transition.</p>	
80	$l \leq 50\text{mm}$	 <p>6) Welded to plate.</p>	<u>Details 6) and 7):</u> Ends of welds to be carefully ground to remove any undercut that may be present. 7) $\Delta\sigma$ to be calculated using principal stresses if the stiffener terminates in the web, see left side.
71	$50 < l \leq 80\text{mm}$	 <p>7) Vertical stiffeners welded to a beam or plate girder.</p>	
		 <p>8) Diaphragm of box girders welded to the flange or the web. May not be possible for small hollow sections. The values are also valid for ring stiffeners.</p>	
80		 <p>9) The effect of welded shear studs on base material.</p>	

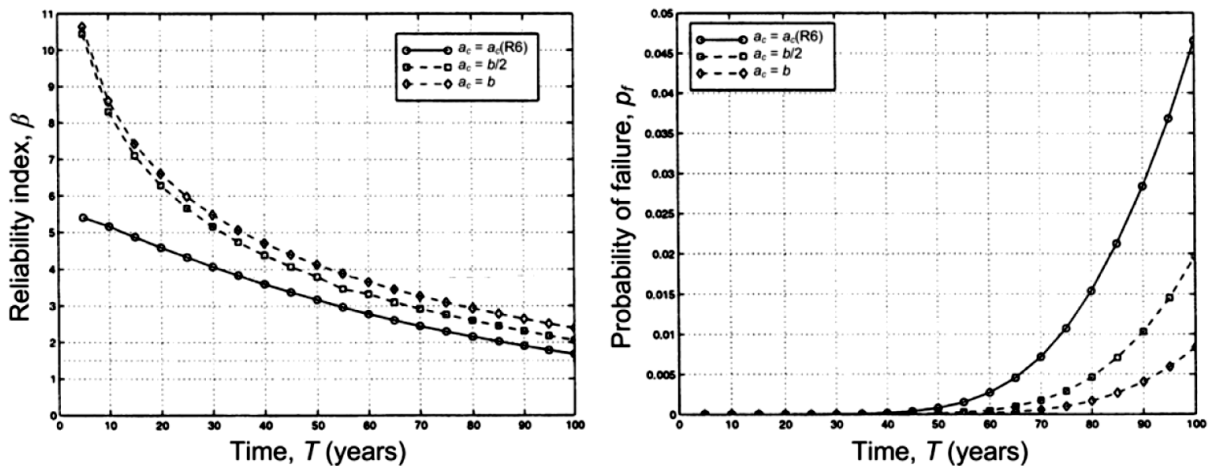
Figur 2-24 - Utdrag fra tabell 8.4 i NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010 (utmattingspåkjennte konstruksjoner) for bestemmelse av detaljkategori for sveiste avstivere [1]

Probabilistiske metode

Små variasjoner i noen av parameterne som kreves i beregningen (enten SN-kurver eller bruddmekanikk) kan ha en signifikant virkning på den beregnede utmattingslevetiden. Usikkerheten i verdiene som inngår i beregningsmodellen kan bli sett på direkte gjennom bruk av probabilistiske metoder. Når probabilistiske metoder benyttes vil deterministiske verdier bli erstattet med statistiske distribusjoner. Sviktsannsynligheten blir deretter bestemt for et forhåndsbestemt grensetilstandsfunksjon (predefined limit state function) [2].

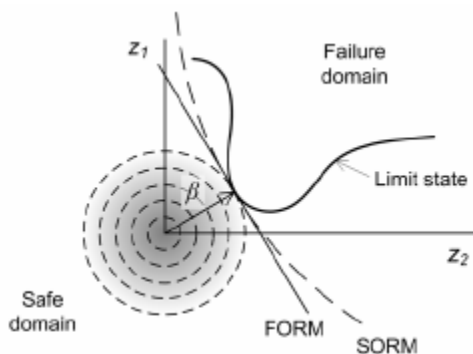
Probabilistiske metoder først og fremst for å bestemme sviktsansynlighet for en konstruksjon (eller pålitelighetsindeks $\beta = -\phi^{-1}(P_f)$) eller konstruksjonsdel. Når det gjelder utmatting som en degraderingsprosess vil P_f (eller β) normalt være presentert som en funksjon av tid. Forskjellige standarder gir maksimum P_f (minimum β) for nye og eksisterende konstruksjoner (for eksempel $P_f \leq 10^{-4}$). Sammenligner en beregnet P_f (eller β) mot tid for en gitt konstruksjon eller konstruksjonselement med de gitte maksimum sviktsansynlighet, kan en få et estimat av gjenværende utmattingslevetid [2], se Figur 2-25.

Figurene under viser sviktsansynlighet vs. tid og pålitelighet vs. tid. De forskjellige kurvene i figuren korresponderer med forskjellige antagelser av kritisk sprekke størrelse, a_c .



Figur 2-25 – Pålitelighet og Sviktsansynlighet over tid [2]

Det finnes flere metoder for å løse grensetilstandsfunksjon. Generelt er det mest vanligste metodene enten pålitelighetsbasert, eller simuleringsbasert. Pålitelighetsmetode inkluderer første og andreordens (henholdsvis FORM og SORM, se Figur 2-26), og variasjoner av disse[2]. Den mest vanlige er Monte Carlo-simuleringer (MCS).



Figur 2-26 - FORM og SORM

2.3.1. Annet

Det er korrosjon og utmatting som er den største bestandiges problem for broer i stål, men også slitasje som for eksempel som følge av gnissing av kabler kan også representere utfordringer.

2.4. Drift, vedlikehold og inspeksjoner av broer i Norge

Drift, vedlikehold og inspeksjoner er styrt i all hovedsak av Statens vegvesens Håndbøker.

- Håndbok 147 – «Forvaltning, drift og vedlikehold av bruer» gir bestemmelser for forvaltning, drift og vedlikehold av bruer i tilknytning til riks- og fylkesveger. Håndbok 147 er
- Håndbok 111 – «Standard for drift og vedlikehold av veger og gater»

2.4.1. NDT

NDT (Non-Destructive Testing) er samlebetegnelsen på metoder for å teste materialer for feil uten å ødelegge selve materialet. NDT er oftest brukt på eksisterende konstruksjoner.

NDT-metoder [29]:

- Visuell inspeksjoner: manuell inspeksjon hvor inspektør besøker konstruksjonen for å se hvordan den generelle tilstanden er.
- Nær visuell inspeksjon: tilsvarende som punktet ovenfor, men her ser inspektøren svært nøye og nært på konstruksjonen. Kan brukes for finne sprekker, korrosjon og geometriske avvik.
- Lekkasjeprovning: en enkel teste hvor området som skal testes dekkes med en egnet væske (gjerne med farge), hvor væsken vil lekke inn i sprekker og når væsken tørkes vekk vil sprekker bli avdekket.
- Ultralyd-testing: En høyfrekvent lydbølge sendes inn i materialet for deretter kunne avsløre interne defekter.
- Andre; Radiografi-testing, Eddy-current, termovisjon osv.

2.4.2. Inspeksjon av broer

Håndbok 147 gir generelle bestemmelser om når og hvordan broinspeksjoner skal gjennomføres. Det skal utføres rutinemessige inspeksjoner på broen i hele levetiden til en bro. Inspeksjonene deles inn i følgende inspeksjonstyper[30];

- **Enkel inspeksjon:** Er å kontrollere om det er kommet skader som kan påvirke konstruksjonens sikkerhet, fremtidig vedlikehold osv. En enkel inspeksjon består av enkel visuell inspeksjon av alle elementer over vann. Generelt skal enkel inspeksjon utføres årlig [4].
- **Hovedinspeksjon:** Skal avdekke eventuelle behov for drift- og vedlikeholdstiltak. Hovedinspeksjon omfatter en nær visuell inspeksjon av hele brokonstruksjonen, og med nødvendige materialundersøkelser og oppmålinger. Generelt skal hovedinspeksjon utføres hvert 5. år for broer og hvert 3. år for bevegelige broer (for eksempel flytebro) [4].
- **Spesialinspeksjon:** skal påviste skader, bevegelser og nedbrytningsmekanismer som allerede er oppdaget ved de andre inspeksjonene. En spesialinspeksjon omfatter normalt både visuellinspeksjon, oppmålinger og materialundersøkelser [4].

2.4.3. BRUTUS

Statens vegvesen sin lærebok for drift og vedlikehold beskriver BRUTUS som Statens Vegvesen system for informasjon- og planleggingsverktøy for forvaltning, drift og vedlikehold av broer og andre byggverk i veinettet [4]. Brutus består av fire moduler; 1) Byggverk, 2) Inspeksjon, 3) Vedlikehold og 4) Kostnad.

1) Byggverksmodulen består av en oversikt over alle broer og andre byggverk i det offentlige veinettet [4]. I byggverksmodulen er all informasjon om det tekniske og administrative for hver enkelt bro, for eksempel navn, byggverkstype, byggverkselementer, dimensjoner, lastdata, byggeår med mer [4].

2) Inspeksjonsmodulen består av inspeksjonsplaner, tilstandsdata, fotodokumentasjon og skadevurderinger (som inkluderer alvorlighetsgrad, årsak, omfang og estimat over utbedringskostnader av eventuelle registrerte skader) av broer [4]. Modulen er ment som et verktøy for å planlegge og gjennomføre inspeksjoner av broer.

3) og 4) Vedlikeholds- og kostandsmodulene består av vedlikeholdsplaner for hvert byggverk og årlige vedlikeholdsprogrammer oversikt over hvilke tiltaksom er utført. Begge modulene er ment som hjelpemiddel for å kunne planlegge og gjennomføre vedlikeholdet på en samfunnsøkonomisk måte [4].

Registrering av data i BRUTUS gjøres manuelt.

2.5. Utbedringer

2.5.1. Forebyggende tiltak på sveiste stålkonstruksjoner

Utmatting skjer ofte i og ved sveiser på grunn av sveiser kan skape spenningskonsentrasjoner og at sveising kan skape restspenninger. Videre er det listet noen metoder for å forebygge utmatting på sveiste konstruksjoner:

- **Sliping** («Burr grinding») av sveisene kan øke levetiden, redusere tykkelseeffekten og skape jevne overganger mellom sveiste emner (Tykkelseeffekt forklares med at motstanden mot brudd er lavere under plan tøyning enn under plan spenning. Hvis platen er tynn får vi plan spenning gjennom hele tykkelsen og høy bruddseighet. Med økende platetykkelse vil det bli økende grad av plan tøyning i sentrum og dermed avtagende bruddseighet [31].)
- **Hamring** på sveisene er mange små hammerslag som kan øke utmattingslevetiden ved at restspenninger reduseres [32].
- **Laserpeening** kan øke utmattingslevetiden for stål med flytespenning under 400 MPa. Det sendes en laserstråler mot metallet, og varmer overflaten kraftig opp. Reststrekkspenninger kan da bli til trykkspenninger. Ulempen er at hardheten i overflaten øker. Arbeidet krever stor nøyaktighet [33].
- **Dressing** er aktuelt å bruke hvis materialer er vanskelige å sveise sammen. Hvor «dressing» smeltes på overflaten til det ene materiale. Så når de to materialene skal sveises sammen vil den bare indirekte sveise det materiale som har fått «dressing». Dressing vil kunne øke utmattingsstyrken ved at det fyller igjen mikroskopiske sprekker i overflaten [33].
- **TIG dressing** («Tungsten inert gas» – med bruk av argon eller argon+helium) benyttes for å fjerne sveisetåfeil og redusere spenningskonsentrasjoner ved å re-smelte metallet ved sveisetåen [32].
- Andre tiltak kan være ultrasonisk behandling, oppvaring etter sveising osv.

2.5.2. Sprekker

Når en sprekk på en konstruksjon oppdages vil følgende tiltak kunne være aktuelt [2]:

- Fjerne sprekk ved hjelp av sliping
- Sveise over sprekken
- Behandle overflaten med TIG dressing, hamring eller sliping
- Bore små hull med sprekkspisser
- Lokale endringer i geometrien for å redusere spenningskonsentrasjonene
- Avlaste område med oppdaget sprekk
- Utskiftninger av konstruksjonsdelen

2.5.3. Korrosjonsvern

De økonomiske tap som følge av korrosjon er meget store. Undersøkelser viser at kostnaden av korrosjon tilsvarer 4% av BNP [34]. I 2012 var BNP i Norge på 500 milliarder USD [35] som gir kostanden knyttet til korrosjon på omtrent 20 milliarder USD for 2012. I tillegg kommer skader på mennesker og materiell som indirekte følger av ulykker forårsaket av korrosjon. Korrosjon har derfor store økonomiske konsekvenser og bør derfor forhindres.

Belegging

Den vanligste metoden for å beskytte en konstruksjon mot korrosjon er å hindre vann å komme frem til metalloverflaten ved bruk av belegg (som maling, lakk, fosfatisering, metallbelegging osv.). Problemet er at det er vanskelig å fremstille et belegg som vannet ikke kan trenge igjennom. Selv et perfekt belegg av maling og lakk er gjennomtrengbart for vannmolekylene [23].

Katodisk korrosjonsvern

Katodisk korrosjonsvern er at man forbinder metalloverflaten med et annet metall som er mindre edelt enn konstruksjonsmetallet (kalt offeranode). Det vil da bli skapt en elektrisk barriere på metalloverflaten som forhindrer at metallioner vandrer ut i elektrolytten[36]. Katodisk korrosjonsvern kan også gjennomføres på andre måter og er ofte benyttet for å beskytte skip, offshorekonstruksjoner osv [23].

Statens vegvesen spesifiserer i «Håndbok 111 – standard drift og vedlikehold av veger og gater» at katodisk anlegg skal beskytte stål og armering mot korrosjon og at det katodiske anlegget skal vedlikeholdes eller skiftes ut slik at konstruksjonen oppnår tilsiktet levetid [15].

Anodisk korrosjonsvern

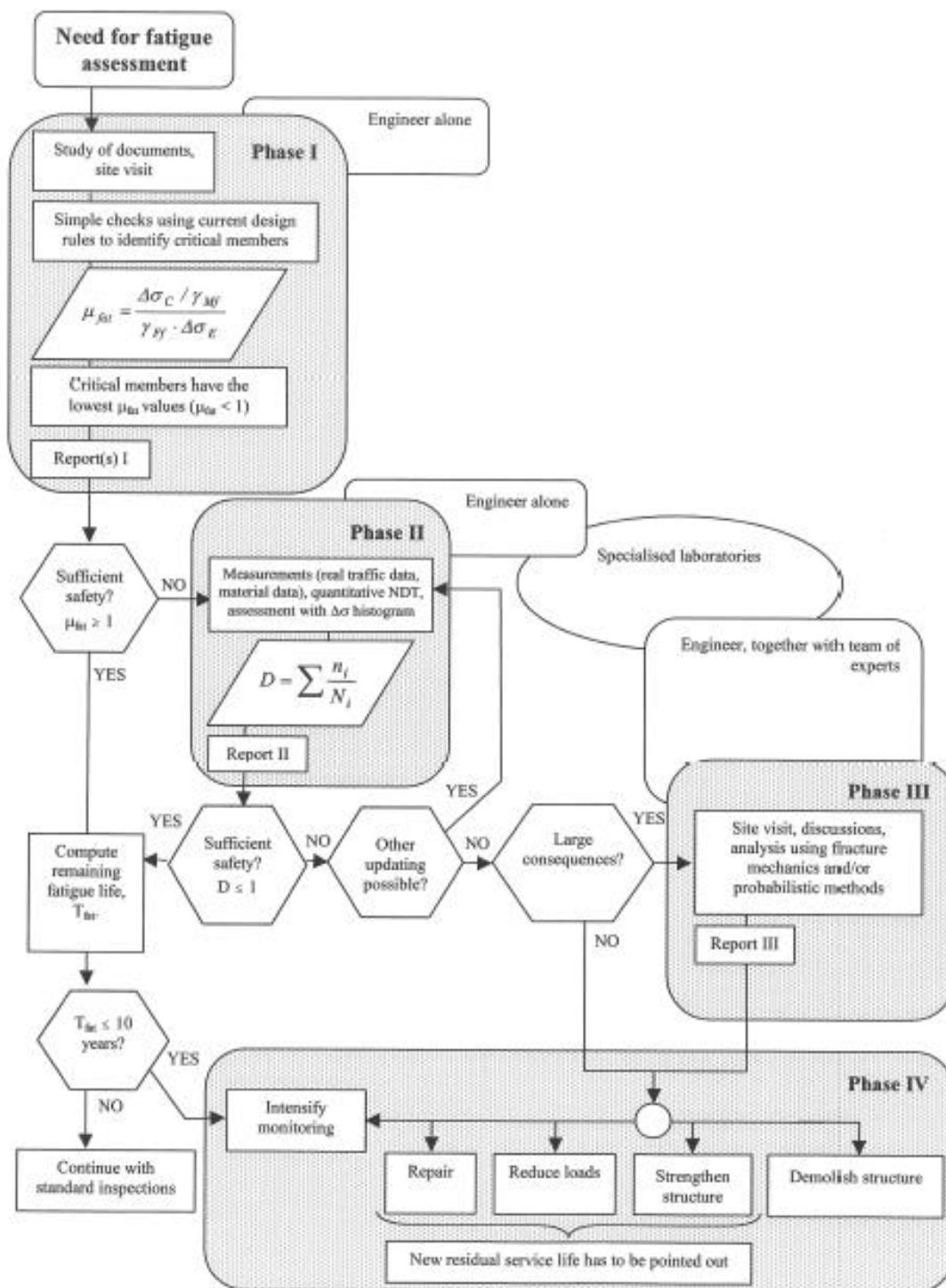
Anodisk korrosjonsvern er at en kobler metalloverflaten til en ytre spenningskilde. Det kan også oppnås ved å tilsette kjemiske stoffer til elektrolytten (f.eks. hydrazin, lesket kalk, fosfater og kromater for jern) [23].

2.6. Vurdering av utmattingsutsatte broer i stål

For å vurdere utmattingsutsatte stålbroer foreslår JRC og ECCS en fremgangsmåte med flere faser hvor ekspertise trekkes inn ved behov [2]. Fremgangsmåten består av fire faser (se Figur 2-27):

- **Fase I:** En foreløpig evaluering hvor ingeniør utfører beregninger for å identifisere kritiske emner
- **Fase II:** En Detaljert undersøkelse
- **Fase III:** Ekspertundersøkelser
- **Fase IV:** Utbedringstiltak

Det er beskrevet mer detaljert videre i kapittelet, gjengitt fra rapporten «Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life» [2].



Figur 2-27 - Flytdiagram for vurdering av utmattingsutsatte broer [2].

2.6.1. Fase I - Foreløpige evaluering

En del av meningen med en foreløpig evaluering er å fjerne eventuell tvil om sikkerheten av konstruksjonen ved hjelp av enkle metoder og identifisere kritiske deler eller konstruksjonselementer. For å identifisere de kritiske konstruksjonselementene (for eksempel de utmattingskritiske konstruksjonselementer), er det nødvendig å utføre en utfyllende undersøkelse av alle tilgjengelig dokumentasjon i tillegg til visuell inspeksjon av konstruksjonen. I noen tilfeller, spesielt ved eldre konstruksjoner vil tilgjengelig dokumentasjon være begrenset eller ufullstendige (i

eldre konstruksjoner vil det ikke foreligge noe utmattingsberegninger). Uavhengig av dokumentasjon bør det utføres inspeksjon av broen [2].

Det kan ikke alene baseres på tegninger og beregninger. En må ha informasjon om broen slik den ble bygget og om hvordan vedlikehold er blitt gjort. I en inspeksjon må følgende punkter sjekkes;

- Er broen bygget i samsvar med tegninger? Hvis ikke, hva er forskjellen?
- Er det utført endringer på bruene? (Rehabilitering, forsterket osv.)
- Noe synlig tegn på degraderinger (korrosjon, sprekker, løse nagler/innfestninger osv.)

Det er i denne forbindelse kan inspeksjon og vedlikeholdsrapporter være nyttig. Den mest vanlige inspeksjonsmetode for å finne trethetsbrudd er via visuell inspeksjon [2].

Fase I-evaluering bør utføres nærmest som en beregning av en ny konstruksjon der en benytter gjeldene standarder, anbefalinger og benytter konservative antagelser hvor informasjon/dokumentasjon er mangelfull eller tvilsom. På denne måten vil kritiske konstruksjonselementer bli identifisert. Slike beregninger er relativt raske og vil gi en god estimering av sikkerhetsnivået på broen. Denne evaluering kan gjøre etter SN-kurver (beskrevet i del 2.3.2) [2].

For $\mu_{fat} < 1$, vil det være nødvendig å gjøre ytterligere undersøkelser av konstruksjonsdelen (se formel 2-14). Ved hjelp av denne metoden vil en kunne finne de mest kritiske elementer og kunne lage en prioritetsliste. Disse vurderinger vil danne grunnlaget for videre vurderinger og beslutningsgrunnlag for eier.

2.6.2. Fase II – Detaljerte undersøkelser

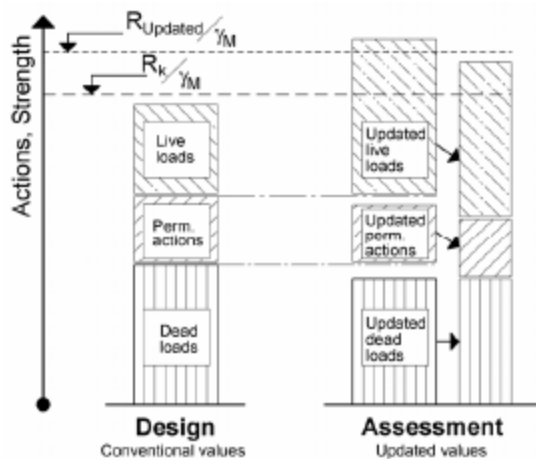
Målet med de detaljerte undersøkelsene er å oppdatere informasjonen fra fase I ved å utføre nøyere vurderinger på konstruksjonsdelene som er definert som kritiske i fase I. Når de kritiske konstruksjonsdetaljene er kjent (for eksempel de lavere verdier for μ_{fat}) kan det beregnes nærmere for å finne gjenværende utmattingslevetid [2].

For å finne gjenværende levetid vil det være hensiktsmessig å benytte Palmgren-Miner summering som er nærmere beskrevet i del 2.3.2.

Følgende steg kan benyttes [2]:

- **Oppdatere lastdata:** Generelt representerer lastdata en stor usikkerhet. I stedet for den nåværende standardverdier for aksiallast og trafikkmengde kan det måles verdier for belastning og trafikkmengde. Da vil beregningene bli mer realistiske, mer pålitelige og i mange tilfeller bedre predikasjon av den resiterende levetid.
- **Redefinere modellen:** Den statistiske modellen er ofte mer konservativ enn nødvendig. Den primære påkjenning som er beregnet kan være 10-40% høyere enn de faktiske verdiene [2]. I utmattingskalkulasjoner vil disse reduserte lastdataer kunne forlenge utmattingslevetiden.
- **Oppdatere motstandsinformasjonen:** De karakteristiske verdier for utmattingsmotstand (i SN-diagram) er ofte konservative [2]. Det kan tenkes at ved å gjennomgå detaljene og se på detaljkategoriene på nytt kan gi økt utmattingslevetid.

Figur 2-28 viser resultat av oppdatert lastdata hvor trafikklast er økt mens andre laster redusert. Oppdateringen viser det var noe konservative antagelser i styrke, egenlast, og permanente laster. Vurderingen viser at med en gang oppdaterte verdier brukes, kan konstruksjonen bære den økte trafikkmengde, selv om de er økt betraktelig fra prosjekteringen.



Figur 2-28 - oppdatering av laster [2]

Hvis stegene ikke viser at utmattingskaden, D , blir mindre enn 1, så må alvorlighetsgraden av svikt undersøkes [2]. Avhengig av sviktkonsekvensene og kostnadsanslag for utbedringer, kan en ytterligere undersøkelse vurderes.

2.6.3. Fase III – Ekspertundersøkelser

Hvis konstruksjonen eller konstruksjonselementene ikke blir godkjent fase I og fase II på grunn av oppdagede sprekker kan det være hensiktsmessig å benytte bruddmekanikk. Som beskrevet i del 2.3.2 er bruddmekanikk aktuelt å benytte når en sprekk er oppdaget for å estimere gjenværende levetid.

Bruddmekanikk vil kunne benyttes for å bestemme hvor ofte inspeksjoner skal foretas og for eksempel for å vurdere effekten av forskjellige inspeksjonsmetoder (Hvor stor kan sprekk kan aksepteres før den bør oppdages vs. hvor små sprekker kan inspeksjonsmetoden avdekke) [2].

2.6.4. Fase IV – Utbedringstiltak

Hvis konstruksjonen eller konstruksjonselementene ikke er godkjent til «as is» (fortsette med vanlig drift og vedlikehold) fra de andre fasene, så må tiltak gjøres. Tiltak vil kunne være forsterkning, reparasjoner, redusere trafikklast eller volum, og i verste tilfelle kondemnering av bruene.

3. Kalkulasjon – Lysefjorden bru.

For å finne ut av vindens bidrag til utmatting vil det blir utført kalkulasjoner på Lysefjordbrua (hengebro i Forsand kommune) se Figur 3-1. Universitet i Stavanger har i samarbeid med Statens vegvesen passert akselerometre inne i brokassen i midten og 72 meter i fra midten, i tillegg til vindmålere.



Figur 3-1 - Lysefjorden bro Foto: Johnsen

Lysefjorden bro er 447 meter lang, brokassen er av stål og begge tårnene er av betong.

3.1. Bjelketeori

Euler-Bernoullis-bjelketeori viser forholde mellom forflytting og moment (ingen aksiallast) [37];

$$M(x) = -EI \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad 3-1$$

E = E-modul

I = Bjelkens andre arealmoment

$w(x)$ = Ned(opp)bøyning

$\frac{d^2 w(x)}{dx^2}$ = Krumning

Kjenner en altså bjelkens nedbøyning, material og tverrsnitt kan en finne momentforløpet til bjelken.

Spenninger vil kunne beskrives slik [37];

$$\sigma_x = \frac{M \cdot z}{I} \quad 3-2$$

σ_x = Spenning fra påsatt moment

M = Moment

z = Avstand fra N.A.

$I =$ Annet arealmoment

3.2. Konstruksjonsdynamikk

Konstruksjonsdynamikk beskriver et systems oppførsel når det utsettes for dynamiske laster. Dynamiske laster blir påført systemet som en funksjon av tid, og dette gir responsfunksjoner for konstruksjonen som også er avhengige av tid.

Responser finnes ved hjelp av en dynamisk analyse med utgangspunkt i en differensialligning med likevekt mellom treghetskraften, dempningskraften og stivhetskraften og den eksterne kraften [38].

$$F_i + F_c + F_s = F(t)$$

$F_i =$ Treghetskraft knyttet akselerasjonen

$F_c =$ Dempningskraft knyttet til systemets fart

$F_s =$ Stivhetskraft knyttet til både forskyvning og stivhet

$F(t) =$ Eksternkraft

Dette gir bevegelsesligningen:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F(t) = m\frac{d^2x}{dt^2} + c\frac{dx}{dt} + kx$$

$m =$ Massen til systemet

$c =$ Dempningsforholdet

$k =$ Stivhet

$u =$ Forskyvning

I virkeligheten har konstruksjoner uendelig mange frihetsgrader. Men i praksis tilnærmes det til et endelig antall noder som beskriver frihetsgradene. Bevegelsesligningen vil fortsatt være gjeldende, forskjellen er at den nå er uttrykt på matriseform med n-antall frihetsgrader [38]:

$$\mathbb{M}\ddot{u} + \mathbb{C}\dot{u} + \mathbb{K}u = \mathbb{F}(t)$$

Det er flere metoder for å analysere dynamikken, blant annet numerisk som en SDOF- eller MDOF-system og modalanalyse.

3.3. Modalanalyse

Modalanalyse er en analysemetode for å vurdere den dynamiske responsen til en konstruksjon. Modalanalyse kalkulerer egenfrekvens (normalmodus) av et system/konstruksjon og svingeformer. Egenfrekvensen til en konstruksjon styres bare av konstruksjons stivhet og masse [39].

For å utføre en modalanalyse må en:

1. Finne de forskjellige svingeformene til konstruksjonen og egenfrekvensen.
2. Kalkulere responsen av hver svingeform.

3. Summere respons fra svingeformene for å finne den totale modale responsen til en gitt last.

Når en konstruksjon er under vibrasjoner, enten dempete svingninger eller tvunget svingninger vil den vibrere med faste svingeformer etter hvilken frekvens den opplever. Svingeformene viser hvordan forskjellige deler av konstruksjonen forholder seg med hverandre.

For konstruksjoner med flere frihetsgrader (FG) er masse og stivhet vanligvis skrevet i massematriser og stivhetsmatriser. Da vil utregningene resultere i forflyttinger som en vektor. Via modal analyse forenkler en utregningene ved at en løser ligningene en svingeform om gangen som et 1FG-system. Da vil massematrisen og stivhetsmatrisene «oversettes» til diagonale modalmassematrise og diagonal stivhetsmatrise. Disse utregninger vil da resultere modal forskyvninger, $\mathbf{q}(t)$ [40].

$$\mathbf{q}(t) = \begin{bmatrix} q_1(t) \\ q_2(t) \\ \vdots \\ q_n(t) \end{bmatrix} \quad 3-3$$

\mathbf{q} = Modal forskyvning

Selve forskyvningen vil en få ved å kombinere den modale forskyvningen med egenvektorer, \mathbf{X} ;

$$\mathbf{x}(t) = \mathbf{X} \cdot \mathbf{q} = q_1(t) \cdot \mathbf{X}^{(1)} + q_2(t) \cdot \mathbf{X}^{(2)} + \dots + q_n(t) \cdot \mathbf{X}^{(n)} \quad 3-4$$

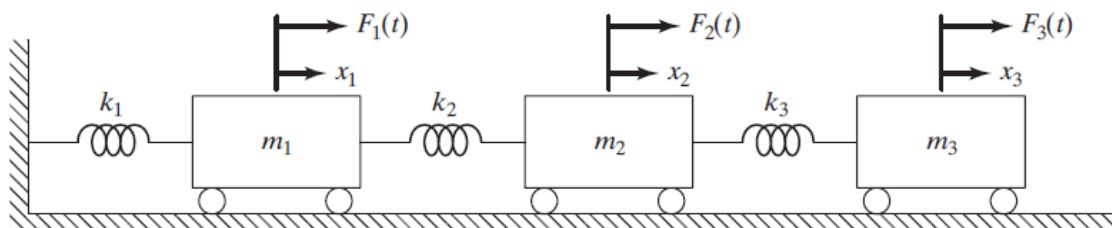
$\mathbf{x}(t)$ = Forskyvning

\mathbf{X} = Egenvektor

\mathbf{q} = Modal-forskyvning

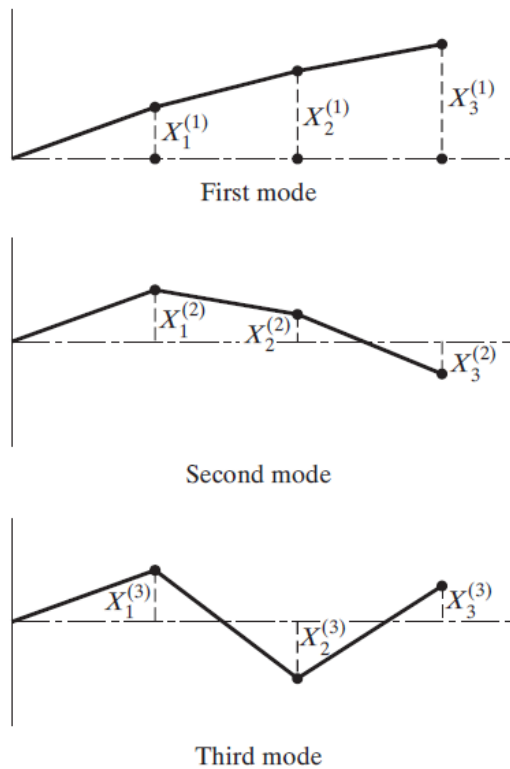
For konstruksjoner som opplever svingninger på grunn av bølger eller vind vil kun en eller noen få ledd på høyre side av formel 3-4 være nødvendig for å få en god nok tilnærming [40].

Eksempel; Figur 3-2 viser et tenkt fjær-masse-system med tre frihetsgrader. Et slikt system vil ha forskjellige moder med tilhørende svingeformer etter hvordan lastene oppfører seg.



Figur 3-2 - system med tre frihetsgrader [38]

Figur 3-3 viser de tre første svingeformene til systemet vist i Figur 3-2.



Figur 3-3 – svingeformer til et system med tre frihetsgrader [38]

Formlene nedenfor (Formel 3-5 til 3-7) beskriver svingeformene som er vist i Figur 3-3. For svingeform 1; når m_1 beveger seg én enhet, vil m_2 forflytte seg 1,802 enheter i samme retning og m_3 forflytte seg 2,247 enheter også i samme retning. Svingeformene beskriver altså ikke den faktiske forskyvning, men forholdet mellom de tre forskjellige massene sin forskyvning.

$$\vec{X}^{(1)} = X_1^{(1)} \begin{pmatrix} 1,000 \\ 1,802 \\ 2,247 \end{pmatrix} \quad \text{Svingeform 1} \quad 3-5$$

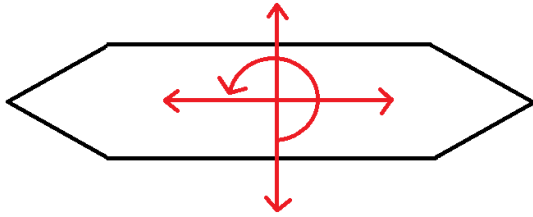
$$\vec{X}^{(2)} = X_1^{(2)} \begin{pmatrix} 1,000 \\ 0,445 \\ -0,802 \end{pmatrix} \quad \text{Svingeform 2} \quad 3-6$$

$$\vec{X}^{(3)} = X_1^{(3)} \begin{pmatrix} 1,000 \\ -1,247 \\ 0,554 \end{pmatrix} \quad \text{Svingeform 3} \quad 3-7$$

På samme måte som for eksempelet over vil en hengebro også ha flere svingeformer. Svingeformene til en hengebro vil kunne beskrives med sum av sinusfunksjoner som er et resultat av fourierrekker.

3.4. Bevegelser

En hengebro vil oppleve bevegelser i flere retninger under levetiden. Brokassen vil bevege seg vertikalt, horisontalt og torsjonalt avhengig av de aktive laster, se Figur 3-4.



Figur 3-4 - Bevegelser til brokasse

3.5. Utledning til analyse

Målt forskyvning midt på broen ($x=L/2$) = den modale forskyvning når verdien av svingeformen er lik 1. Det gir formelen;

$$Y_z \left(t, x = \frac{L}{2} \right) = q \text{ når } \phi \left(x = \frac{L}{2} \right) = 1 \quad 3-8$$

Y_z = Målt forskyvning

ϕ = Svingeform

q = Modalforskyvning

Krumningsforløp av broen;

$$H_{z,i}(x, t) = Y_{z,i}(t) \cdot \phi_i''(x) \quad 3-9$$

$Y_{z,i}(t)$ = Filtrert forskyvning for mode i ($i = 1, 2, 3, \dots$)

$\phi_i''(x)$ = Krumningsfordelingen langs broen lengde for mode i ($i = 1, 2, 3, \dots$), utledet av svingeformer (dobbel derivert av svingeformene)

$H_z(x, t)$ = Krumningsforløp for mode i ($i = 1, 2, 3, \dots$)

Når vi ser midt på broen;

$$H_z \left(x = \frac{L}{2}, t \right) = Y_{z,i}(t) \cdot \phi_i'' \left(x = \frac{L}{2} \right) \quad 3-10$$

$H_{z,i} \left(x = \frac{L}{2}, t \right)$ = Krumningsforløp midt på broen mode i ($i = 1, 2, 3, \dots$)

$\phi_i'' \left(x = \frac{L}{2} \right)$ = Krumning midt på broen for mode i ($i = 1, 2, 3, \dots$)

Altså krumningen til broen antas å kunne deles inn i to produkter, en som beskriver tidsforløpet og en som beskriver krumningsformen. Når vi ser på midten av broen ($x = \frac{L}{2}$), vil $Y_{z,i}(t)$ være med målte

«forskyvningsbevegelsene» midt på broen. Vi vil da sitte igjen med en beskrivelse av «kumningsbevegelsen» av broen.

Momentforløp basert på formel 3-1;

$$M_i(t) = -EI \cdot H_{z,i} \left(x = \frac{L}{2}, t \right) \quad 3-11$$

Spenningsforløp basert på formel 3-2;

$$\sigma_{x,i} = \frac{M_i(t) \cdot z}{I} \quad 3-12$$

$\sigma_{x,i}$ Spenningsforløp for mode i ($i = 1, 2, 3, \dots$)

$M_i(t)$ Momentforløp for mode i ($i = 1, 2, 3, \dots$)

z Vertikal avstand fra nøytralakse

I Annet arealmoment

3.6. Fremgangsmåte, antagelser og forenklinger.

For kalkulere spenninger på Lysefjordbrua er det benyttet følgende fremgangsmåte:

1. Beregne krumning av hver mode (av de tre laveste vertikale symmetriske svingeformer) se Vedlegg A.
2. Ta ut forflyttningsdata fra databasen. Filtrere forflytningene for de tre laveste modene. Dette gjøres ved å benytte matlab-skript skrevet av stipendiat Etienne Cheynet ved UiS.
3. Finne krumningsforløpet basert på de tre laveste modene, se formel 3-9 og 3-10.
4. Finne momentforløp (formel 3-11) tilhver mode med tilhørende speningsforløp i underkant av brokasse (formel 3-12).
5. Kjøre rainflow-telling for spenningsforløpet. Rainflow-telling gjøres med matlab-skript skrevet av Jasna B. Jakobsen ved UiS.

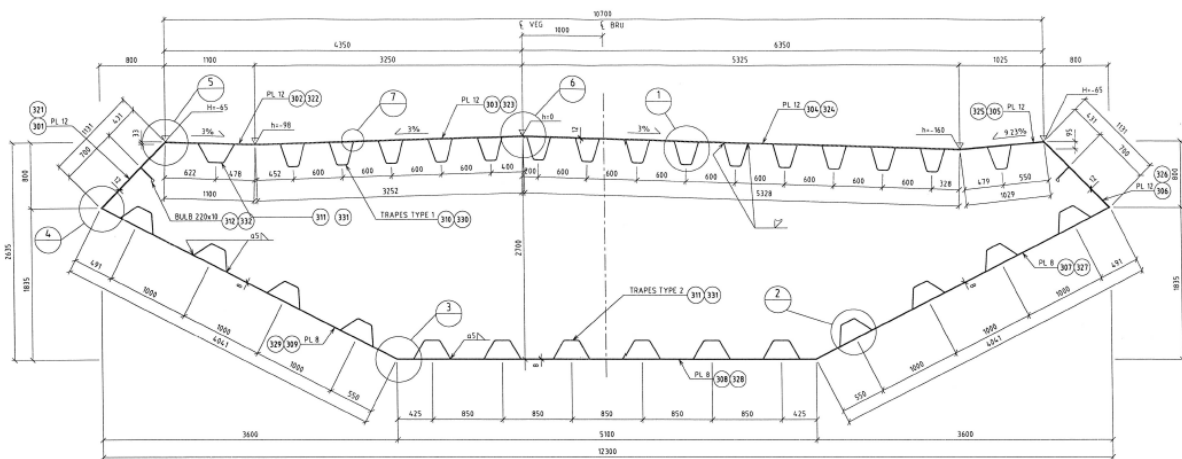
Antagelser og forenklinger:

- Tar kun utgangspunkt i de tre laveste vertikale, symmetriske svingeformer tidligere kalkulert i ALVSAT av Aas Jakobsen.
- Det er bare brokassen som er analysert
- Antar at data om natten er uten forstyrrelser fra trafikk

3.7. Brodata

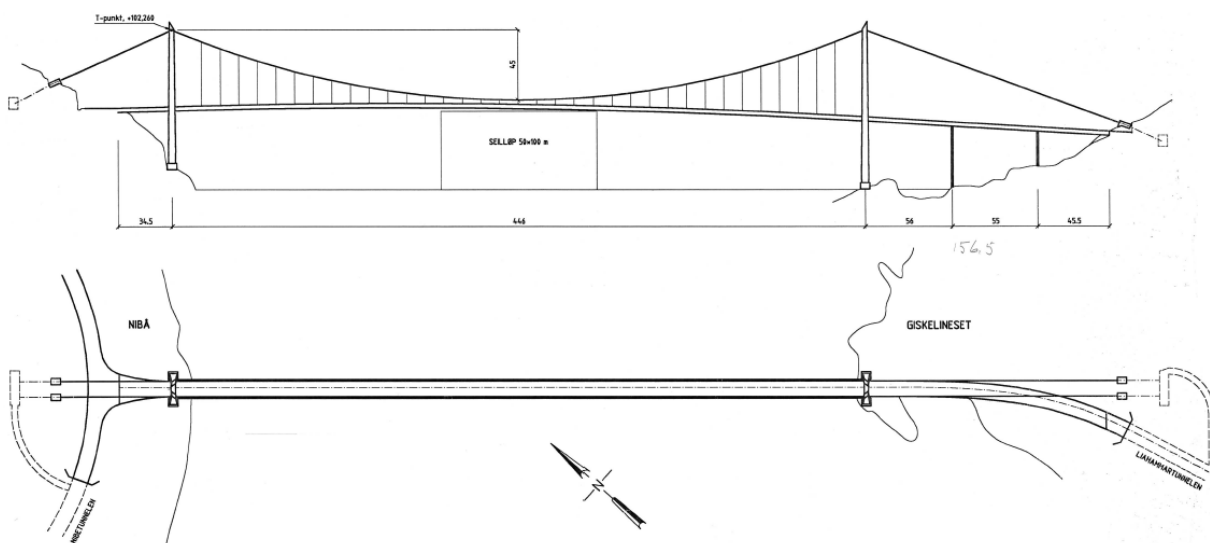
Brokasse [41, 42]	
Annet arealmoment, I	0.429 m^4
Elastisitetsmodul, E	$2,1 \cdot 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$
EI	$1,04 \cdot 10^{12} \text{ Nm}^2$
Avstand fra Nøytralakse til bunn, z	$1,656 \text{ m}$
Avstand fra nøytralakse til topp, z	$1,104 \text{ m}$

Utforming av brokassen;



Figur 3-5 – Typisk tverrsnitt av brokassen på Lysefjordbrua [43].

Brokassen er utformet med korrugertstål i lengderetning og avstivningsbjelker med faste mellomrom



Figur 3-6 - Oversikt over Lysefjordbrua [44] (broens nordvestlige retning ligger -46° for nord-retning)

3.7.1. Værdata

Figur 3-8 til Figur 3-10 viser værdata for Liarvatnet målestasjon. Liarvatnet målestasjon er den nærmeste målestasjonen Meteorologisk institutt har til Lysefjordbrua (14,1 km nord for Lysefjordbrua i luftlinje) se Figur 3-7.



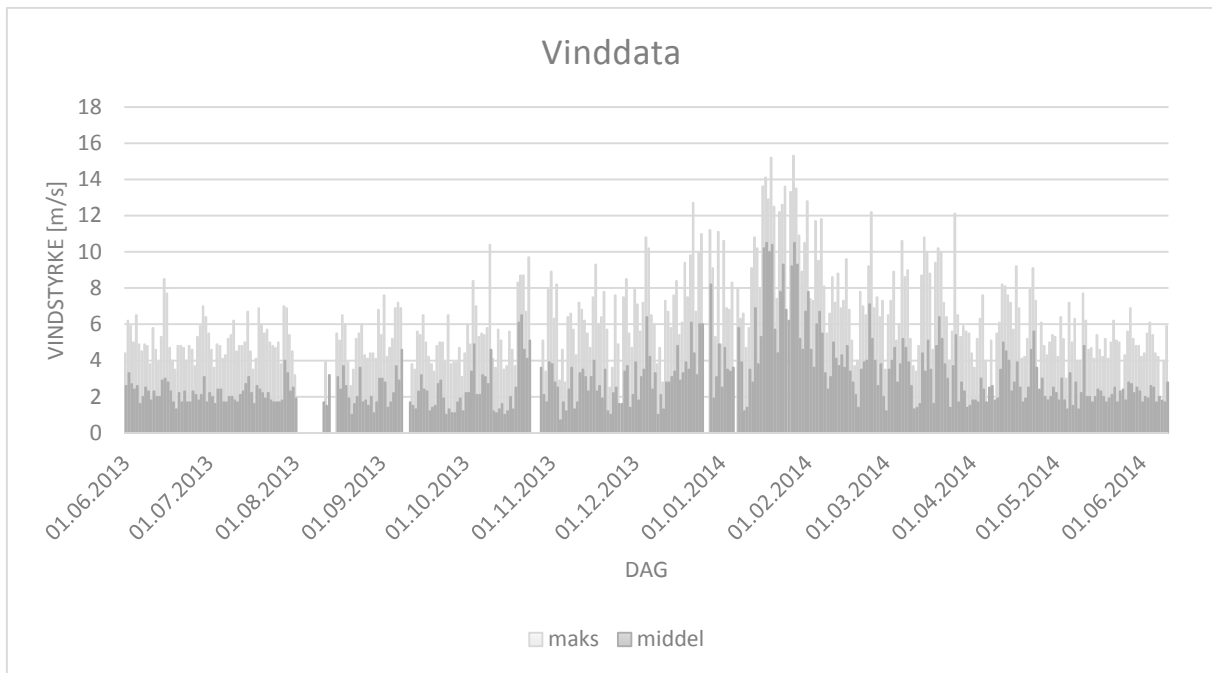
Figur 3-7 - Kart over Lysefjordbrua og Liarvatnet [45]

Måneder	Vind	
	Gjennomsnitt	Sterkest vind
Mai 2014	2,8 m/s	9,2 m/s 17. mai
April 2014	2,2 m/s	7,7 m/s 11. april
Mars 2014	3,3 m/s	12,1 m/s 26. mars
Februar 2014	4,1 m/s	12,8 m/s 1. februar
Januar 2014	6,0 m/s	15,3 m/s 27. januar
Desember 2013	3,7 m/s	12,7 m/s 22. desember
November 2013	2,4 m/s	9,3 m/s 17. november
Oktober 2013	2,9 m/s	10,4 m/s 10. oktober
September 2013	2,1 m/s	7,6 m/s 2. september
August 2013	2,2 m/s	6,8 m/s 31. august
Juli 2013	2,2 m/s	7,0 m/s 28. juli
Juni 2013	2,2 m/s	8,5 m/s 15. juni

Figur 3-8 - Værdata for Liarvatnet målestasjon per måned [46]

Daglig maksimal vind for dager med maksimalvind over 10 m/s.							
#	Dato	Maks [m/s]	Middel [m/s]	#	Dato	Maks [m/s]	Middel [m/s]
1	26.03.14	12,10	5,40	17	20.01.14	12,50	5,70
2	20.03.14	10,20	6,40	18	19.01.14	15,20	10,40
3	15.03.14	10,80	3,40	19	18.01.14	12,90	10,00
4	07.03.14	10,60	5,20	20	17.01.14	14,10	10,50
5	24.02.14	12,20	5,20	21	16.01.14	13,60	10,20
6	06.02.14	11,80	5,50	22	14.01.14	10,20	3,80
7	04.02.14	11,70	6,00	23	13.01.14	10,80	6,90
8	01.02.14	12,80	7,80	24	02.01.14	10,60	4,70
9	31.01.14	10,50	6,70	25	31.12.13	11,10	4,90
10	29.01.14	10,90	5,20	26	28.12.13	11,20	8,20
11	28.01.14	13,50	9,30	27	25.12.13	11,00	6,00
12	27.01.14	15,30	10,50	28	22.12.13	12,70	4,40
13	26.01.14	13,30	9,20	29	06.12.13	10,20	4,20
14	24.01.14	13,60	6,80	30	05.12.13	10,80	6,40
15	23.01.14	12,60	9,30	31	10.10.13	10,40	4,60
16	22.01.14	12,20	7,80				

Figur 3-9 - værdata for maksimal vind over 10 m/s (maks > 10 m/s) [47].



Figur 3-10 - diagram for middel og maksimal vind for siste 12 måneder. [47]

Slik som Figur 3-9 og Figur 3-10 viser er det i løpet av det siste året vært 31 dager med vind over 10 m/s.

Den 22.12.2013 opplevde værstasjonen maksimal verdi på 12,7 m/s (med en middelvind på 4,4 m/s). kl 02:00 (samme tidsrom som Lysefjordbrua er analysert) var maks vind 8,1 m/s (med en middelvei på 2,2 m/s) [48].

I nasjonal tillegg i Eurokode 1 del 4, vindlast, er referansevindhastighet for Forsand kommune, $v_{b,0} = 26 \frac{m}{s}$ [12]. Disse verdier er basert på 50 års returperiode og terrengkategori II, skal de omgjøres til 100 års returperiode ($p=0,01$) skal de økes med 4%.

3.8. Beregninger og Resultater

Det er utført analyse på tre forskjellige døgn på nattestid, henholdsvis 22. januar 2013, 26. mars og 07. april 2014. Den natten med sterkest vind er 22. januar 2013 og natten med svakest vind er 07. april 2014. I Vedlegg B ligger alle resultatene for alle nettene.

Videre er resultatet for tidsintervall med sterkest og svakest vind normal på broen av det som er analysert.

Hvert analysert intervall er de tre første moder analysert for den vertikale bevegelsene midt på boren.

	Egenperiode [s]	Egenfrekvens [rad/s]
Mode 1	3,49	1,80
Mode 2	2,50	2,52
Mode 3	1,15	5,45

Figur 3-11 - egenverdier for vertikale symmetriske moder [42]

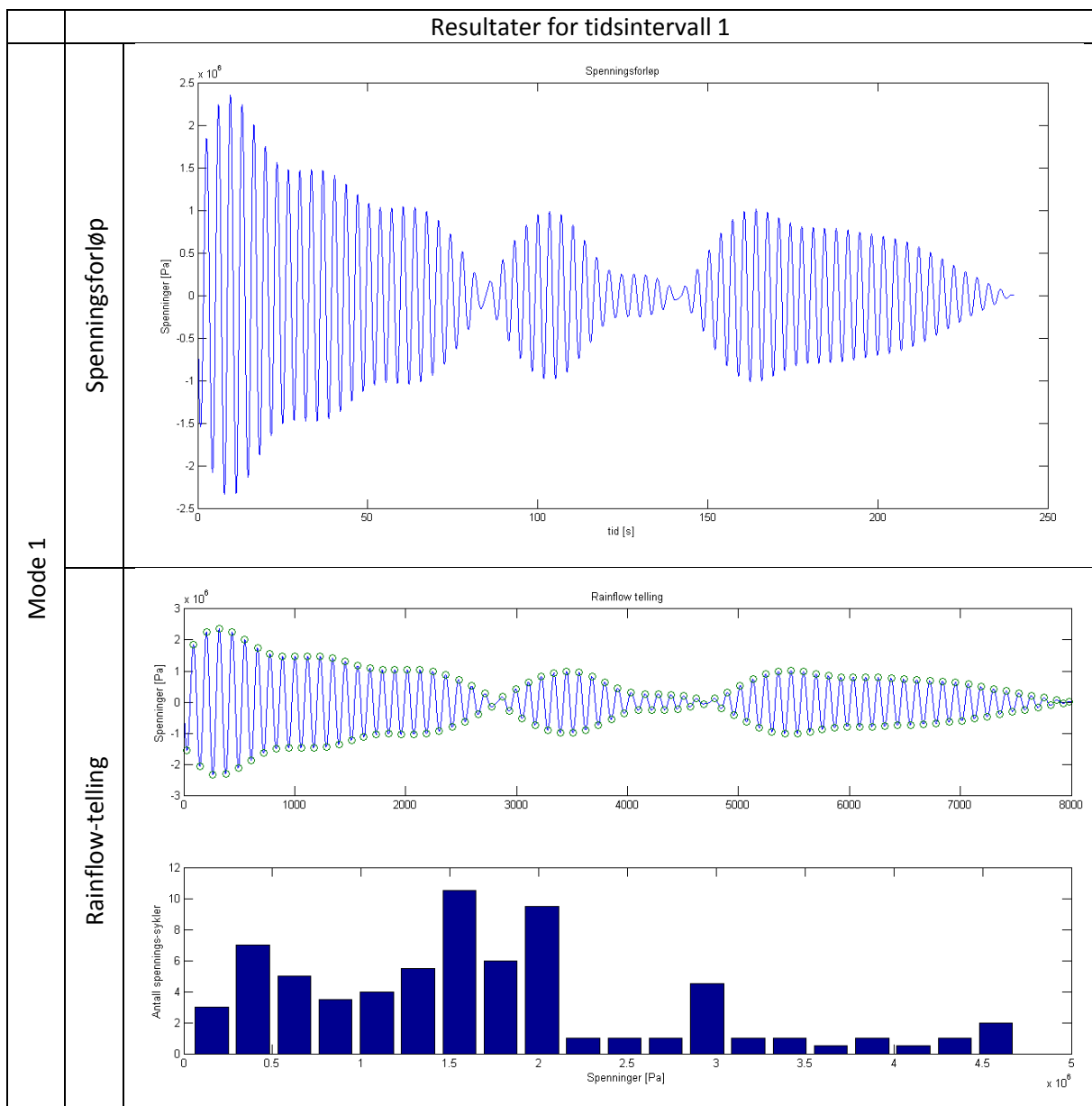
3.8.1. Resultater 22.12.2013 (sterkest vind)

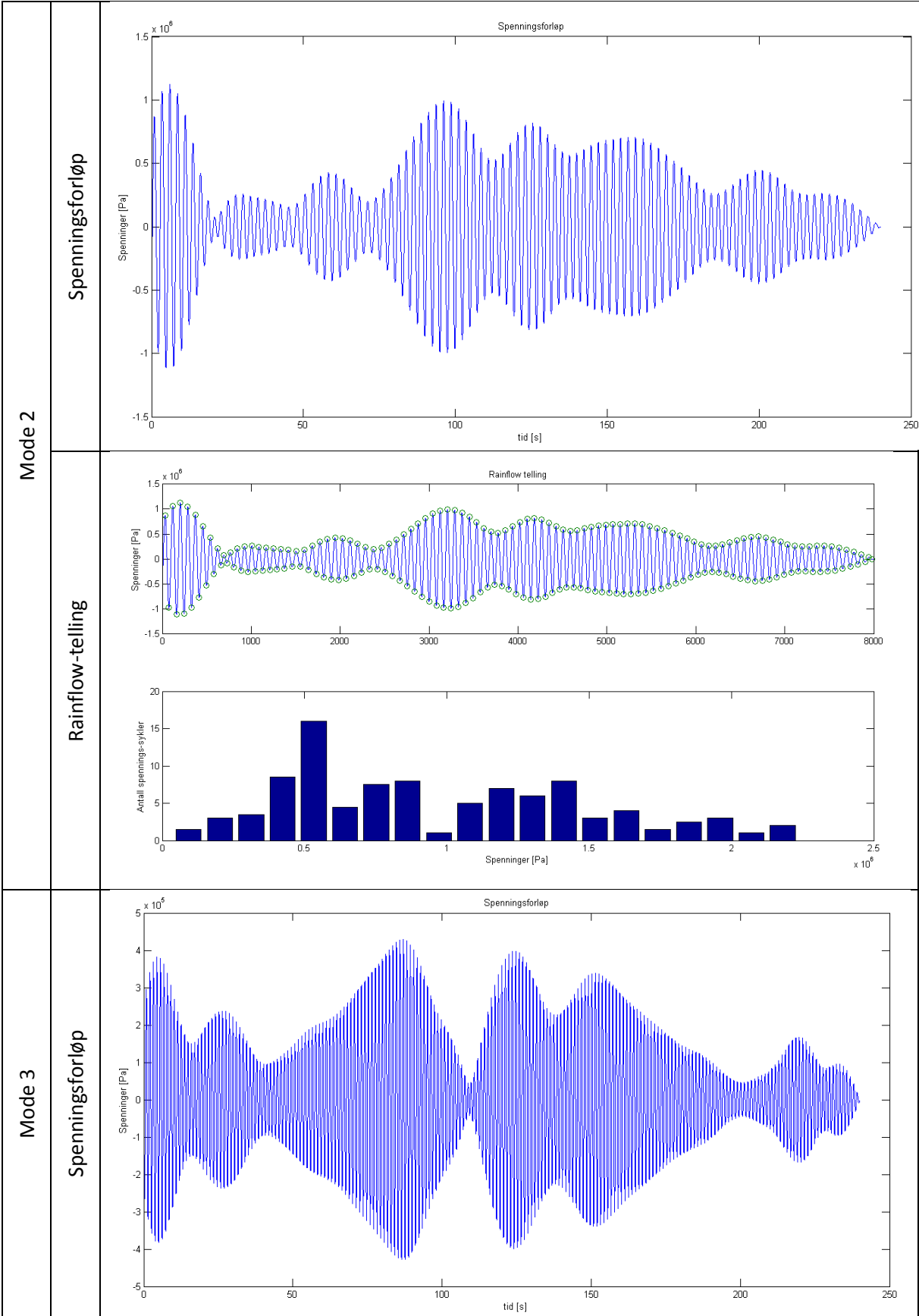
Vindretning og styrke:

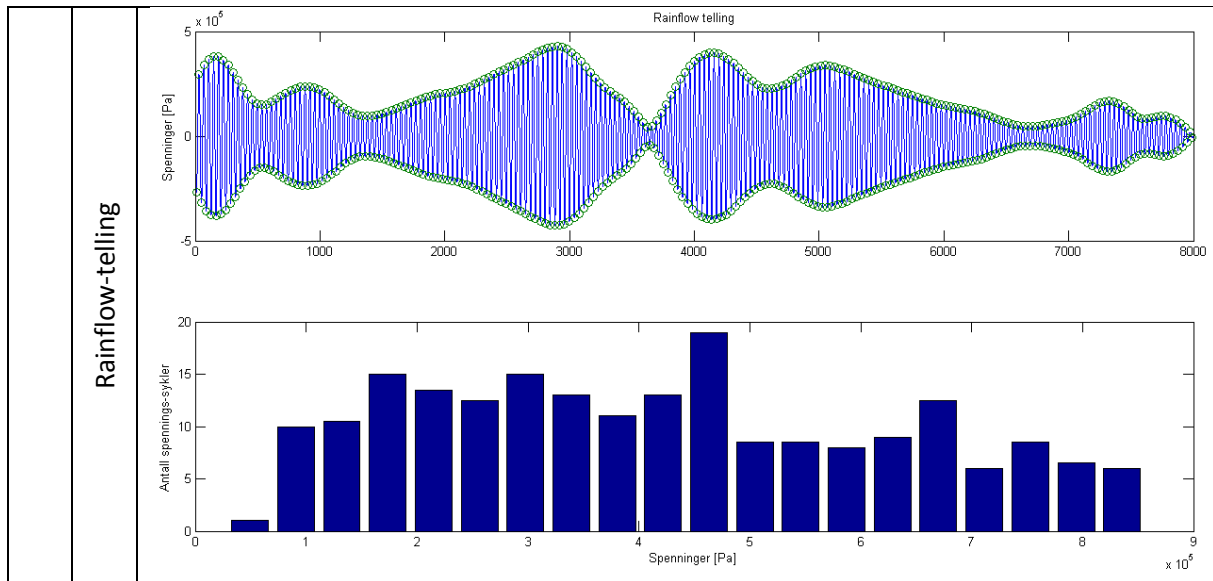
Gjennomsnittsverdier for vind midt på broen				
Tidsintervallnummer	1	2	3	4
Klokkeslett for intervall	02:00:46	02:04:46	02:08:46	02:20:20
Vindretning ¹	190,4	198,5	188,6	195,0
Vindstyrke normalt på bro ²	7,28	4,98	8,41	6,77
Vindstyrke langs bro ²	11,09	10,30	11,67	11,72
Vindstyrke vertikalt på bro	0,96	0,65	0,58	1,23

¹vindretning i forhold til Nord. Se Figur 3-6.
²angis som absoluttverdi (alltid positiv)

Fra 22.12.13 er det hentet data i fire forskjellige 4 minutters tidsintervaller. Nedenfor er resultatet for tidsintervall 3 gjengitt som er det tidsintervallet med strekes vind normal på broen av alle dager og tidsintervaller.







Utmatningsgrenser

SN-diagrammer fra NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010 viser at den laveste detaljkategorien har en utmatningsgrense 36 MPa (utmatningslevetid på 2 millioner spenningscykler) med en tilhørende nedre utmatningsgrense på $\Delta\sigma_L = 0,405 \cdot 36MPa = 14,6MPa$ (formel 2-17 side 22).

Figur 2-24 viser noen detaljkategorier. For brokassens utforming kan det være realistisk at avstivningsbjelkene representerer detaljkategori 80 (punkt 6 på Figur 2-24 side 25). For den detaljkategorien vil nedre utmatningsgrense komme på $\Delta\sigma_L = 0,405 \cdot 82MPa = 33,2MPa$.

Vindhastigheter

Vindhastighet etter NS-EN 1991-1-4 (se del 2.2.1); Hvis en legger til grunn formlene fra standarden, gjengitt i Formel 2-3 til 2-6 på side 7 vil 50 års vindhastighet, 50 meter over terrenget i ruhetskategori I (innsjøer eller flate og horisontalt område uten hindringer):

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{0,01m}{0,05m}\right)^{0,07} = 0,1698$$

$$c_r(50m) = k_r \cdot \ln\left(\frac{50m}{0,01m}\right) = 1,45$$

$$v_m(50m) = c_r \cdot 1,0 \cdot 26 m/s = 40,5 m/s$$

For å justere vindhastigheten til 100 års returperiode økes vindhastigheten med 4 % [12]:

$$v_m(50m)_{100\text{år}} = 42,1 m/s$$

4. Diskusjon

4.1. Hva påvirker levetiden til broer

Levetiden til broer påvirkes i stor grad av tidsavhengige degraderingsmekanismer som korrosjon, utmatting og slitasje. De må alle overvåkes i løpet av levetiden til broer.

4.1.1. Utmatting

Utmattingssprekker kan vokse svært fort når sprekken når en viss størrelse (kritisk sprekkstørrelse). Det vil derfor være viktig med inspeksjonsmetoder som kan oppdage sprekker før de når kritisk sprekkstørrelse. Videre må inspeksjonene være ofte nok til at sprekken ikke rekker å vokse til kritisk sprekkstørrelse før de oppdages.

4.1.2. Korrosjon

Korrosjon vil alltid være en utfordring for broer i stål hvis de ikke vedlikeholdes. Korrosjon er ikke reverserbart, så hvis et område er korrodert må område fjernes og erstattes. Det kan fort bli dyrt og vanskelig å gjøre på en bro. Det er derfor viktig å unngå at korrosjon forekommer.

Med et katodisk korrosjonsvern vil ikke metallet korrodere, men det avhenger at det katodiske anlegget vedlikeholdes og skiftes ut ved behov.

Når det kommer til galvaniskkorrosjon er det viktig at fremtidige reparasjoner og endringer av broen utføres med riktige materialer eller utforminger for å forhindre at feil metaller kommer i kontakt med hverandre (for eksempel kobber og stål).

Også belegging og maling må vedlikeholdes

4.2. Hvordan vurdere levetidsforlengelse på utmatningsutsatte broer i stål?

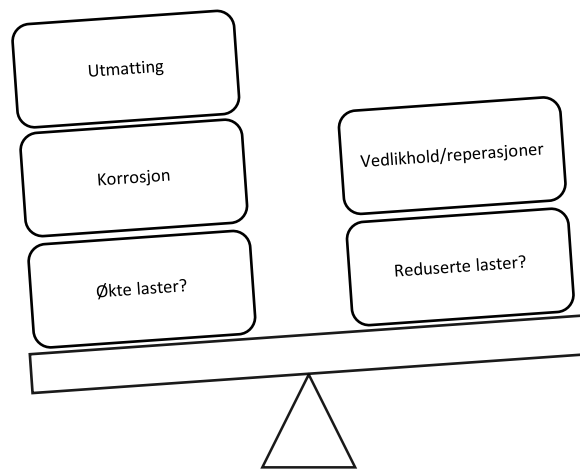
For å kunne vurdere levetidsforlengelse på en bro må en ha god oversikt over tilstanden til broen og hvordan den endre seg over tid. Som statistikkene i introduksjonen viser, er ikke broer i Europa unntatt svikter i levetiden. I følge undersøkelsen som Figur 1-3, side 3 viser er utmatting og miljø (som inkluderer korrosjon) de to største sviktårsaker (70,8 % av sviktilfellende på broer). Både utmatting og korrosjon er tidsavhengige degraderinger som bør overvåkes for å opprettholde tilsiktet pålitelighet. Når en levetidsforlengelse skal vurderes må følgende spørsmål besvares;

Hvordan er tilstanden med broen?

- Utmattingssprekker?
- Korrosjon?
- Andre degradering?

Hvordan er lastbilde?

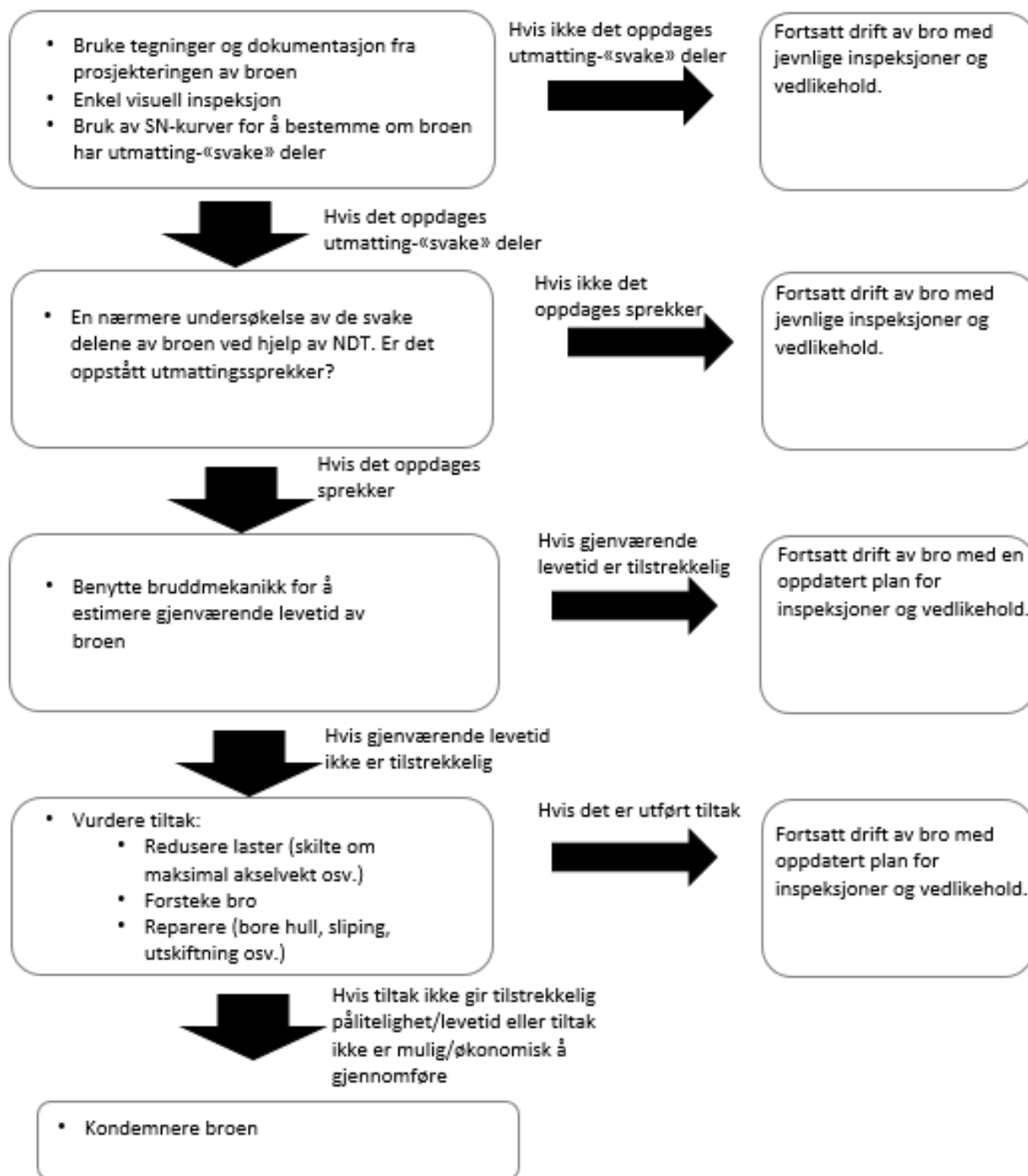
- Har trafikklasten økt i forhold til hva den er prosjektert for?
- Hva med andre laster?



Figur 4-1 - Balansegang ved vurdering av levetidsforlengelse på broer

4.2.1. Vurdering av levetidsforlengelse på utmattingsutsatte broer

Figur 4-2 viser et forslag for vurdering av levetidsforlengelse på utmattingsutsatte broer. Den utviklet på bakgrunn av teori som er gjennomgått og forlaget til JCS og ECCS, beskrevet i del 2.6 side 30.



Figur 4-2 - Flytdiagram for vurdering av utmatningsutsatte broer i stål

- **Fase I:** Enkel vurdering; av broen hvor gjeldende standarder benyttes til å finne ut om/hvor utmatting er aktuelt. Her vil en visuell inspeksjon være aktuelt for å se om tegninger og dokumentasjon stemmer overens med broen (er det utført endringer på broen?) og om det er noe synlige tegn på degradering. Her kan SN-kurver benyttes hvor verdier tas fra tegninger og tidligere dokumentasjon, det kan bli aktuelt å ta enkelte antagelser som bør være konservative (for eksempel trafikkmengde eller andre laster, utførelser av sveiser osv.)
- **Fase II:** En detaljert undersøkelse hvor de deler av broen som er «utmatnings»-svake fra fase I undersøkes nærmere. Her vil det være aktuelt å utføre inspeksjon med NDT og utføre målinger av for eksempel trafikk, vind osv for å bestemme disse mer nøyaktig. Muligens er

vind og trafikk antatt veldig konservativt og kan dermed reduseres. Her vil det også være aktuelt å benytte Palmgen-miner-summering for å bestemme forventet gjenværende levetid med de aktuelle laster.

- **Fase III:** Hvis det er oppdaget sprekke i undersøkelsen er bruddmekanikk aktuelt. Ved hjelp av bruddmekanikk kan det bestemmes gjenværende levetid.
- **Fase IV:** Hvis bruddmekanikk ikke gir tilfredsstillende resultater vil det være nødvendig å redusere laster, forsterke, reparere, eller kondemnere broen.

Når det gjelder oppdatering av planer for inspeksjon og vedlikehold ved levetidsforlengelse vil det være avhengig av vekstrate til en eventuell sprekke, inspeksjonsmetode og pålitelighetskrav.

4.3. I hvilken grad bidrar vind til utmatting?

For å vurdere i hvilken grad vind bidrar til utmatting er det blitt utført en enkel utmattingsanalyse av Lysefjordbrua. Resultatene der viser at med en vind opp mot 12 m/s vil det gi spenningsvidder opp i mot ca. 5 MPa. Dette resultatet tar ikke hensyn til geometrien til brokassen utenom største avstand fra nøytralaksen, E-modul og annet arealmoment. 5 MPa er langt under nedre utmattingsgrense for både den realistiske detaljkategori og den laveste detaljkategori.

Hvis en legger til grunn værdata for de siste 12 månedene fra Liarvatnet (se kapittel 3.7.1 side 41) vil vinden som oftest holde seg ved og under 11,6 m/s. Liarvatnet målestasjon ligger 14,1 km i fra Lysefjordbrua så målestasjonen sier ikke direkte hvilken vind broen opplever, men kan si noe om hvordan vindsituasjonen er i området. Vind som en konstruksjon opplever, styres av vinden som er i området, høyde over terreng og hvilke terreng som er i området. Lysefjordbrua er høyt over terrenget (fjorden) og det er lite ruhet i terrenget (fjorden)

Hvis en ser i detaljerte data fra meteorologisk institutt for de siste 12 måneder har daglig maksimalvind ved Liarvatnet overskridet 11,6 m/s 31 ganger (30 dager det siste året manglet vinddata), se Figur 3-9 side 41.

5. Konklusjon

For å vurdere levetidsforlengelse på utmattingsutsatte broer må en ha god oversikt over tilstanden til broen og hvordan den vil endre seg over tid. Videre er selve levetidsforlengelsen en balansegang mellom degraderinger og lastbilde. Det som kan muliggjøre levetidsforlengelse er en oppdatering av lastbilde. Trafikk- og vindlaster kan måles på broen og muligens reduseres i forhold til hva de tidligere er prosjektert til.

Vindbidrag til utmatting

Da det ikke er blitt gjort flere analyser på forskjellige vindhastigheter er det vanskelig å si om det akkumuleres utmattingssskade på brokonstruksjonen. Med grunnlag i kalkulasjonen som er foretatt er det sannsynlig at det ikke akkumuleres utmattingssskade ved de vindhastigheter som vanligvis opptrer.

Men ifølge NS-EN 1991-1-4, kan vinden nå hastigheter over 40 m/s (100 års vind), så under en stormsituasjon kan utmatting ikke utelukkes.

Beregningene som er utført har sine begrensinger, det er ikke sett på torsjonale eller horisontale bevegelser eller andre områder på broen. Det kan tenkes at andre områder kan ha utmattingsproblematikk som kablene, innfesting til kablene eller andre områder. Effekten torsjonale-

og horisontalbevegelser har i tillegg til vertikalbevegelser kan muligens øke spenningskonsentrasjoner til et problematisknivå.

6. Videre arbeid

For videre studier anbefales det:

- Se på effekten som torsjonale bevegelser og horisontale bevegelser har i forhold til utmatting.
- Koble spenningsamplitude med tilhørende vind opp mot statistiske modeller (Gumbel/Weibul) for å ekstrapolere spenningsamplituder ved ekstremverdier for vind.
- Se på utmattingsproblematikk på brokablene og innfestingene til disse.
- Utvikle en fremgangsmåte for levetidsvurdering av korrosjonsutsatte broer i stål.

7. Litteratur

1. Standard, N., *NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-9, Utmattingspåkjennte konstruksjoner*. 2010, Lysaker: Standard Norge. 34,[5,3] s. : ill.
2. B. Kühn, M.L., A. Nussbaumer, H.-P. Günther, R. Helmerich, S. Herion, M.H. Kolstein, S. Walbridge, B. Androic, O. Dijkstra, Ö. Bucak, *Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life*. 2008, JRC-ECCS.
3. Vines, J. *Bakke Bro*. 2009 [cited 2014 05.06]; Available from: http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Bakke_bro.JPG.
4. Aurstad, J., et al., *Drift og vedlikehold av vegger: lærebok*. Vol. Nr. 53. 2011, Oslo: Statens vegvesen, Vegdirektoratet. 1 b (flere pag.) : ill.
5. Oehme, P., *Schäden an Stahitragwerken - eine Analyse*. IABSE, 1989.
6. Wang, K.S., F.S. Hsu, and P.P. Liu, *Modeling the bathtub shape hazard rate function in terms of reliability*. Reliability Engineering & System Safety, 2002. **75**(3): p. 397-406.
7. Vegdirektoratet, S.v., *Håndbok 185 - Bruprosjektering*. okt. 2009.
8. Vegdirektoratet, S.v., *Bruklassifisering: lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett : [håndbok 238]*. Vol. 238. 2003, [Oslo]: Vegdirektoratet. 36, 17 s. : ill.
9. Dyrbye, C. and S.O. Hansen, *Wind loads on structures*. 1997, Chichester: Wiley. XIV, 229 s. : ill.
10. Simiu, E. and T. Miyata, *Design of buildings and bridges for wind: a practical guide for ASCE-7 standard users and designers of special structures*. 2006, Hoboken, N.J.: Wiley. X, 308 s. : ill.
11. Jakobsen, J.B., *Forelesningsnotat fra Forces du to vortex shedding and their effect on structures*, in *MKO 110 Naturlaster Vår 2013*. 2013: Universitetet i Stavanger.
12. Standard, N., *NS-EN 1991-1-4:2005/NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4, Allmenne laster. Vindlaster*. 2009, Lysaker: Standard Norge. 131, 27, 14 s. : ill.
13. Vegdirektoratet, *Vegliste 2014: riksveger, Forskrift om vekter og dimensjoner. Dispensasjonsbestemmelser for spesialtransport*. 2014, Oslo: Vegdirektoratet.
14. Vegvesen, S., *Vegtrafikkindeks 2013*, in *Årlig*. 2014, Statens Vegvesen: vegvesen.no.
15. Vegdirektoratet, S.v., *Håndbok 111 - Standard for drift og vedlikehold av vegger og gater*. 2010.
16. *Trafikkberegninger: håndbok 146*. Vol. 146. 1989, [Oslo]: Vegdirektoratet. 131 s. : ill.
17. Standard, N., *NS-EN 1990:2002/NA:2008 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. 2008, Lysaker: Standard Norge. 72, 8 s. : ill.
18. Mirza, D., *Effekten av turbulens modeller på utmattingskade (OC4 vindturbin)*. 2012, Stavanger: D. Mirza.
19. Cutler, A., *Rainflow-counting algorithm*. 2014: Wikipedia, The Free Encyclopedia.
20. Haagensen, P.J., *Fatigue and fracture - basic principles Fatigue life assessment, in Life extension and repair of offshore steel structures*. 2014: Sola.
21. Maddox, S.J., *Fatigue Strength of Welded Structures*. 1991: Abington Pub.
22. Kern, c.i.D. *About the reservoir method*. ukjent år [cited 2014 01.05.2014]; Available from: http://www.sigi.ca/engineering/subsites/steel_eurofatigue/newstruct_loads.html.
23. Almar-Næss, A., *Korrosjon. I Store norske lekskon*. 2009.
24. Byggutengrenser. *Armeringskorrosjon*. 26.03.2014]; Available from: <http://www.byggutengrenser.no/fordeler/armeringskorrosjon>.
25. Anderson, T.L., *Fracture mechanics: fundamentals and applications*. 2005, Boca Raton, Fla.: Taylor & Francis. 621 s. : ill.
26. NDT_Resource_Center. *S-N Fatigue Properties*. Materials and Processes [cited 2014 07.04.14]; Available from: <http://www.ndt-ed.org/EducationResources/CommunityCollege/Materials/Mechanical/S-NFatigue.htm>.

27. Veritas, D.n., *DNV Recommended Practice DNV-RP-C203*, in *FATIGUE DESIGN OF OFFSHORE STEEL STRUCTURES*. 2010, Det Norske Veritas.
28. Standard, N., *NORSOK N-001*, in *Integrity of offshore structures*. 2012, Standard, Norge.
29. McCrea, A., D. Chamberlain, and R. Navon, *Automated inspection and restoration of steel bridges—a critical review of methods and enabling technologies*. *Automation in Construction*, 2002. **11**(4): p. 351-373.
30. *Forvaltning, drift og vedlikehold av bru: retningslinjer : håndbok 147*. Vol. 147. 1997, [Oslo]: Vegdirektoratet. 57 s.
31. Bratfos, H.A., *Kapittel 2 Lineær-elastisk bruddmekanikk*, in *Forelesningsnotat i MEK4520 Brudmekanikk*. Ukjent, UiO: UiO.
32. Haagensen, P. and S. Maddox, *IIW Recommendations on Post Weld Improvement of Steel and Aluminium*. IIW Doc. no, 2003. **13**: p. 1815-00.
33. Wikipedia-bruker, *Utmatting*, in *Wikipedia*. 2014, Wikipedia: no.wikipedia.org.
34. Havn, T., *Forelesningsnotat: MSK520 1st presentation*, in *MSK540 Korrosjon*. 2014: UiS.
35. Verdensbanken. *GDP (current US\$)*. 2014; Available from: <http://data.worldbank.org/indicator/NY.GDP.MKTP.CD>.
36. 2007), S.n.l.-. *Katodisk beskyttelse*. 2009, Store norske leksikon: snl.no.
37. Haugan, J., *Formler og tabeller*. 1992, Bekkestua: NKI-forl. 208 s. : ill. ; 26 cm.
38. Rao, S.S. and Y.F. Fah, *Mechanical vibrations*. 2011, Singapore: Pearson/Prentice Hall. XX, 1084 s. : ill.
39. Vandiver, P.J.K., *24. Modal Analysis: Orthogonality, Mass Stiffness, Damping Matrix*. 2013, MIT OpenCourseWare - Massachusetts Institute of Technology.
40. Jakobsen, J.B., *Forelesningsnotat; Modal analyse*, in *MKO110 Naturlaster VÅR 2013*. 2013: UiS.
41. Steigen, R.O., *Modeling and analyzing a suspension bridge in light of deterioration of the main cable wires*. 2011, Stavanger: R.O Steigen.
42. Aas-jakobsen, *Beregninger av egenfrekvenser for lysefjordbrua*. 1999, Statens Vegvesen.
43. Aas-jakobsen, *Lysefjordbrua - Stålkasse Typisk tverrsnitt*. 1996, Statens Vegvesen.
44. Aas-jakobsen, *Lysefjordbrua - Oversikt*. 1996, Statens Vegvesen.
45. Google, *Google maps*. 2014: maps.google.com.
46. institutt, M. *Været som var Lysefjordbrua, Forsand (Rogaland)*. 2014 [cited 2014 03.06.2014]; Available from: <http://www.yr.no/sted/Norge/Rogaland/Forsand/Lysefjordbrua/statistikk.html>.
47. institutt, M. *Været som var (detaljert) Lysefjordbrua, Forsand (Rogaland)*. 2014 [cited 2014 11.06.2014]; Available from: http://www.yr.no/sted/Norge/Rogaland/Forsand/Lysefjordbrua/detaljert_statistikk.html.
48. institutt, M. *Datosøk Lysefjordbrua, Forsand (Rogaland)*. 2014 [cited 2014 11.06.2014]; Available from: <http://www.yr.no/sted/Norge/Rogaland/Forsand/Lysefjordbrua/almanakk.html?dato=2013-12-22>.

Vedlegg

Vedlegg A

Matlab-skript av Vegard Thune Johnsen

```

%% Kjøres etter TDD_Vegard.m og basert på tre tidsserier
%Inputdata:
I = 0.429; %[m^4] annet arealmoment. Tatt fra masteroppgave til Ragnhild O.
Steigen
E = 210E+9; %[N/m^2] E-modul. Tatt fra masteroppgave til Ragnhild O.
Steige.
z = 1.656; % avstand fra N.A. til bunn. Tatt fra masteroppgave til R.O.
Steigen, Vedlegg B. [m]

```

```

%% (krumningsfunksjoner er tatt fra "krumningsfunksjoner.m"):
x = [0:0.1:446];

```

```

% svingeformer:

```

```

VS1 = (1000*sin((pi*x)/446))/1423 - (4419*sin((3*pi*x)/446))/14230 -
(2229*sin((5*pi*x)/446))/142300 -
(155356172745772625*sin((7*pi*x)/446))/51268978157985726464 -
(733258076929954625*sin((9*pi*x)/446))/820303650527771623424 -
(1099656531094010625*sin((11*pi*x)/446))/3281214602111086493696 -
(483996447633954375*sin((13*pi*x)/446))/3281214602111086493696 -
(477770671509077375*sin((15*pi*x)/446))/6562429204222172987392;
VS2 = (1471*sin((pi*x)/446))/1928 + (1250*sin((3*pi*x)/446))/723 -
(191*sin((5*pi*x)/446))/4820 -
(1456644263476713125*sin((7*pi*x)/446))/208390561957687590912 -
(73*sin((9*pi*x)/446))/36150 -
(5019820231058211875*sin((11*pi*x)/446))/6668497982646002909184 -
(1468821996869123125*sin((13*pi*x)/446))/4445665321764001939456 -
(1448838024122604375*sin((15*pi*x)/446))/8891330643528003878912;
VS3 = (1356*sin((pi*x)/446))/50875 + (219*sin((3*pi*x)/446))/20350 +
(400*sin((5*pi*x)/446))/407 -
(185966238693084425*sin((7*pi*x)/446))/117309763093746679808 -
(88936364865372175*sin((9*pi*x)/446))/234619526187493359616 -
(62811163570981025*sin((11*pi*x)/446))/469239052374986719232 -
(215974479614991425*sin((13*pi*x)/446))/3753912418999893753856 -
(210956965226942425*sin((15*pi*x)/446))/7507824837999787507712;

```

```

% krumning utledet fra svingeformene:

```

```

VK1 = (39771*pi^2*sin((3*pi*x)/446))/2830574680 -
(250*pi^2*sin((pi*x)/446))/70764367 +
(2229*pi^2*sin((5*pi*x)/446))/1132229872 +
(237889139516964355*pi^2*sin((7*pi*x)/446))/318694376852309023916032 +
(464014876807236951*pi^2*sin((9*pi*x)/446))/1274777507409236095664128 +
(519759532274903459*pi^2*sin((11*pi*x)/446))/2549555014818472191328256 +
(1278053119533410753*pi^2*sin((13*pi*x)/446))/10198220059273888765313024 +
(839831258512050075*pi^2*sin((15*pi*x)/446))/10198220059273888765313024;
VK2 = (955*pi^2*sin((5*pi*x)/446))/191755024 -
(1875*pi^2*sin((3*pi*x)/446))/23969378 -
(1471*pi^2*sin((pi*x)/446))/383510048 +
(92936938685363213*pi^2*sin((7*pi*x)/446))/53974240914551282335744 +
(1971*pi^2*sin((9*pi*x)/446))/2396937800 +
(197720783840508995*pi^2*sin((11*pi*x)/446))/431793927316410258685952 +
(242413005342658007*pi^2*sin((13*pi*x)/446))/863587854632820517371904 +
(1273392794639007675*pi^2*sin((15*pi*x)/446))/6908702837062564138975232;
VK3 = (35595100374848189*pi^2*sin((7*pi*x)/446))/9115151888889510002688 -
(1971*pi^2*sin((3*pi*x)/446))/4047940600 -
(2500*pi^2*sin((5*pi*x)/446))/20239703 -
(339*pi^2*sin((pi*x)/446))/2529962875 +
(450240347130946641*pi^2*sin((9*pi*x)/446))/2916848604444464320086016 +
(21591337477524727*pi^2*sin((11*pi*x)/446))/265168054949496756371456 +

```

```
(570307610233336729*pi^2*sin((13*pi*x)/446))/11667394417777857280344064 +
(1483291161751938975*pi^2*sin((15*pi*x)/446))/46669577671111429121376256;
```

```
%% Plot av svingeformer
%figure
%plot (x,VS1,'b',x,VS2,'r',x,VS3,'y');
%title('Svingeformer');
%hleg1 = legend('VS1','VS2','VS3');
%xlabel('broens lengde [m]')
%% Plot av krumningsformer
%figure
%hold on
%plot (x,VK1,'b',x,VK2,'r',x,VK3,'y');
%title('Krumningsformer')
%hleg1 = legend('VK1','VK2','VK3');
%xlabel('broens lengde [m]')
%% Krumning midt på broen
VK1m = squeeze(VK1(2230)); %Krumning midt på broen fra svingeform 1
VK2m = squeeze(VK2(2230)); %Krumning midt på broen fra svingeform 2
VK3m = squeeze(VK3(2230)); %Krumning midt på broen fra svingeform 3
%% forskyvning (3 tidsintervaller)
% delvis basert på skript av Etienne:
% filtered_Displ er bygd opp i TDD_Vegard.m, et skript av Etienne

% filtered_Displ er filtrerte forflytninger
% filtered_Displ er bygd som en matrise; [ 3 x 2 x Nsamples x Nmodes x N]
% filtered_Displ er av 5 variabler:
% -> 3 : lateral,vertikal og torsjon
% -> 2 er de to akselerometre : UiS3, UiS2
% -> Hvilken av tidsserie = Nsamples : 1, 2, 3, ...
% -> hvilke mode = Nmodes : 1, 2, 3, ...
% -> lengden av tidsvektor = N

% filtrerte vertikale forflytninger for tidsserie 1:
Yz1t1 = squeeze(filtered_Displ(2,1,1,1,:)); %Forskyvning for tidsserie 1,
mode1
Yz2t1 = squeeze(filtered_Displ(2,1,1,2,:)); %Forskyvning for tidsserie 1,
mode2
Yz3t1 = squeeze(filtered_Displ(2,1,1,3,:)); %Forskyvning for tidsserie 1,
mode3
% filtrerte vertikale forflytninger for tidsserie 2:
Yz1t2 = squeeze(filtered_Displ(2,1,2,1,:)); %Forskyvning for tidsserie
2,mode1
Yz2t2 = squeeze(filtered_Displ(2,1,2,2,:)); %Forskyvning for tidsserie
2,mode2
Yz3t2 = squeeze(filtered_Displ(2,1,2,3,:)); %Forskyvning for tidsserie
2,mode3
% filtrerte vertikale forflytninger for tidsserie 3:
Yz1t3 = squeeze(filtered_Displ(2,1,3,1,:)); %Forskyvning for tidsserie
3,mode1
Yz2t3 = squeeze(filtered_Displ(2,1,3,2,:)); %Forskyvning for tidsserie
3,mode2
Yz3t3 = squeeze(filtered_Displ(2,1,3,3,:)); %Forskyvning for tidsserie
3,mode3

%% vertikalsvingeform (vs) med tilhørende forskyvning
%tidsserie 1:
Hz1t1 = Yz1t1*VK1m; %for krumning1
Hz2t1 = Yz2t1*VK2m; %for krumning2
Hz3t1 = Yz3t1*VK3m; %for krumning3
```



```

%tidsserie 2:
Hz1t2 = Yz1t2*VK1m; %for krumning1
Hz2t2 = Yz2t2*VK2m; %for krumning2
Hz3t2 = Yz3t2*VK3m; %for krumning3

%tidsserie 3:
Hz1t3 = Yz1t3*VK1m; %for krumning1
Hz2t3 = Yz2t3*VK2m; %for krumning2
Hz3t3 = Yz3t3*VK3m; %for krumning3

%% Momenter:

EI = E*I;

%Moment, tidsserie 1:
Mvs1t1 = -EI*Hz1t1; %Momentforløp for svingeform1,tidsserie1
Mvs2t1 = -EI*Hz2t1; %Momentforløp for svingeform2,tidsserie1
Mvs3t1 = -EI*Hz3t1; %Momentforløp for svingeform3,tidsserie1

%Moment, tidsserie 2:
Mvs1t2 = -EI*Hz1t2; %Momentforløp for svingeform1,tidsserie2
Mvs2t2 = -EI*Hz2t2; %Momentforløp for svingeform2,tidsserie2
Mvs3t2 = -EI*Hz3t2; %Momentforløp for svingeform3,tidsserie2

%Moment, tidsserie 3:
Mvs1t3 = -EI*Hz1t3; %Momentforløp for svingeform1,tidsserie3
Mvs2t3 = -EI*Hz2t3; %Momentforløp for svingeform2,tidsserie3
Mvs3t3 = -EI*Hz3t3; %Momentforløp for svingeform3,tidsserie3

% forskjellige plot av momentforløp:
%plot (t,Mvs1t1,'k')
%figure
%hold on
%plot (t,Mvs2t1,'r')
%figure
%hold on
%plot (t,Mvs3t1,'b')
%% spennigner

%Hva skal sees på:
M = Mvs3t1; % velger hvilket momentforløp som skal analyseres; svingeform
og tidsserie

sigma = M*z/I; % Spenningsforløp
c = sigma; % Spenningsforløp
figure
plot (t,c) % plot av spenningsforløp
title('Spenningsforløp')
xlabel('tid [s]')
ylabel('Spenninger [Pa]')
rainflow % kjøre rainflowkalkulasjon, skript av Jasna B. Jakobsen.

```

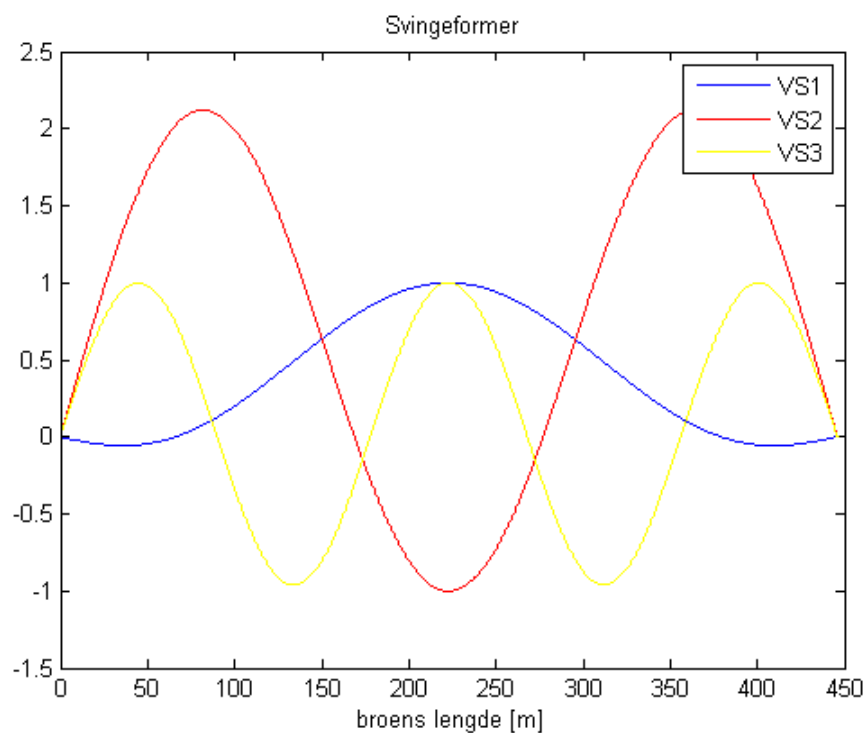
Vedlegg B

Resultater av kalkulasjoner

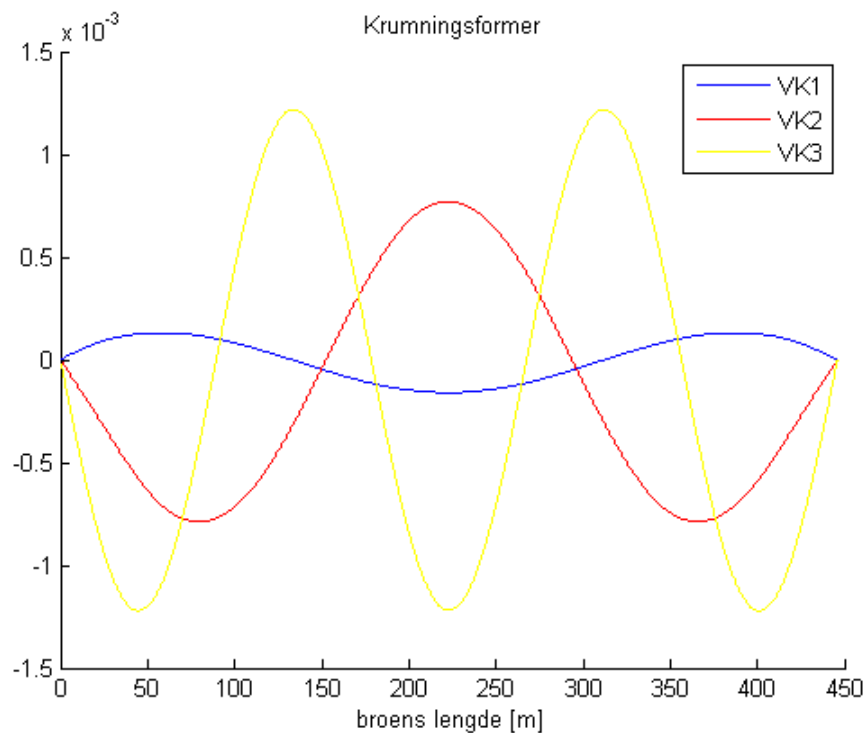
1. Svingeformer

Lysefjorden bru har flere svingeformer, i denne oppgaven vil jeg se med de tre første svingeformer (svingeformene er tatt fra fourierkonstanter utregnet i Alvsat i en tidligere analyse)

Svingeformener:



Krumning utledet fra svingeformene:



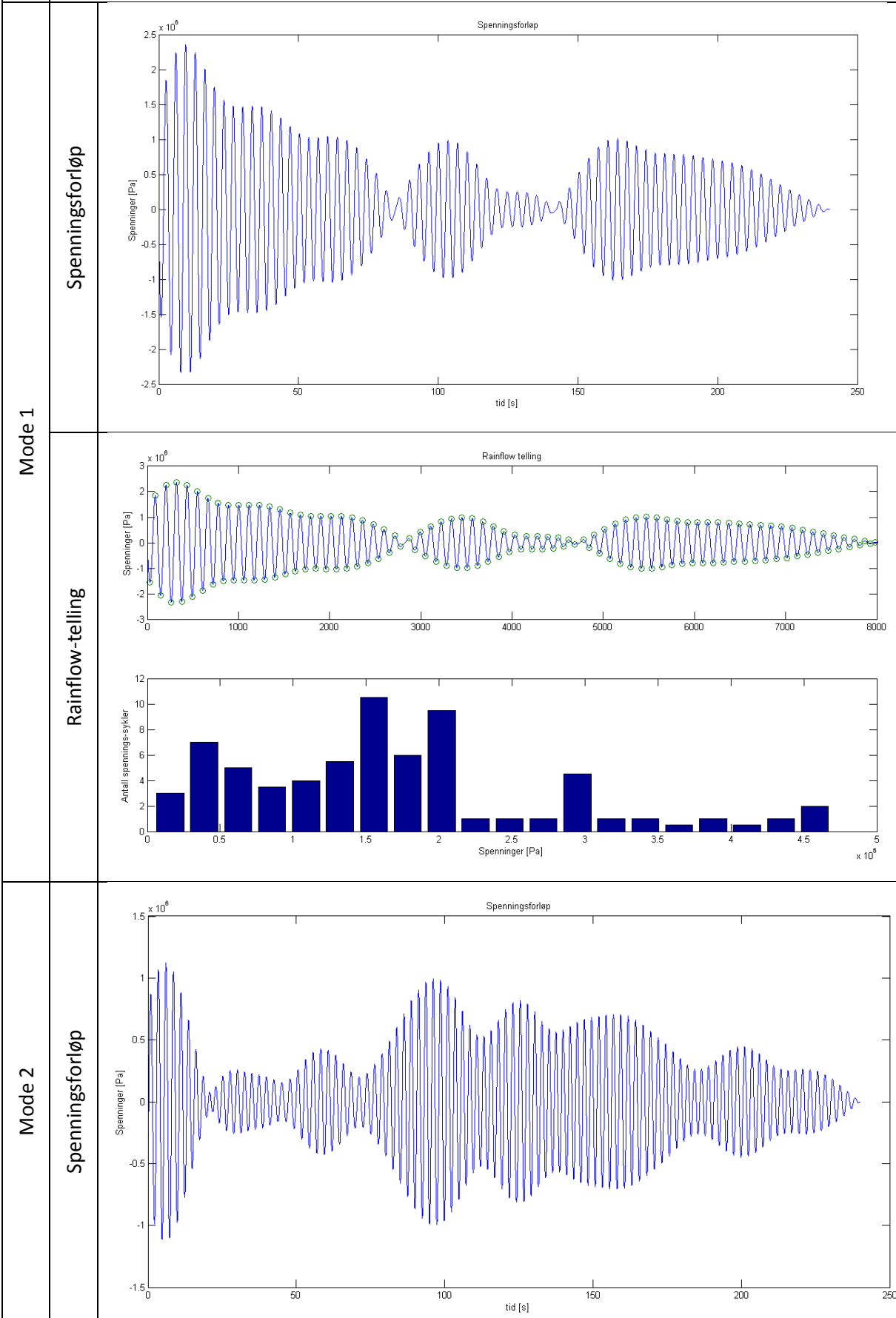
2. Resultater 22.12.2013

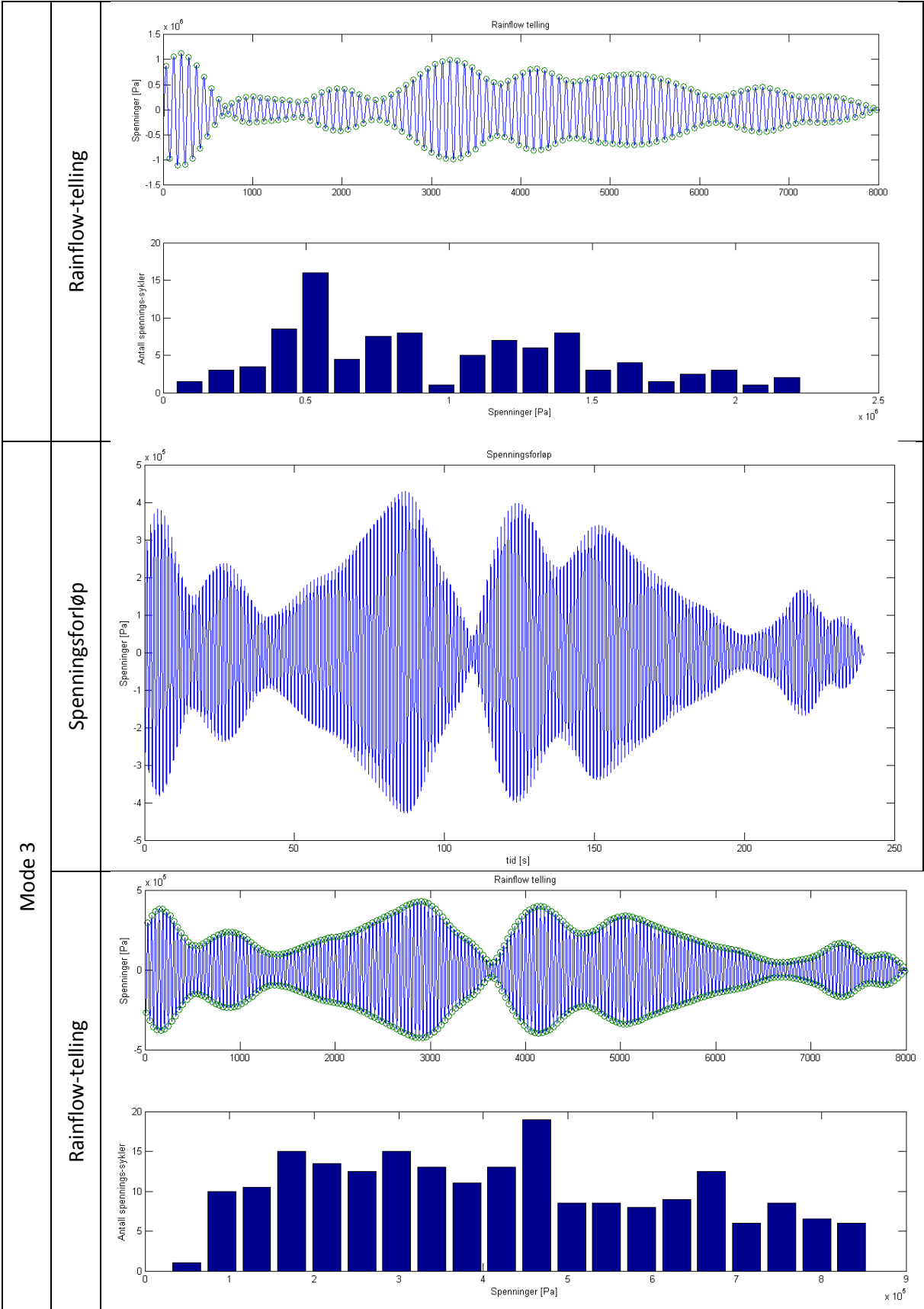
Vindretning og styrke:

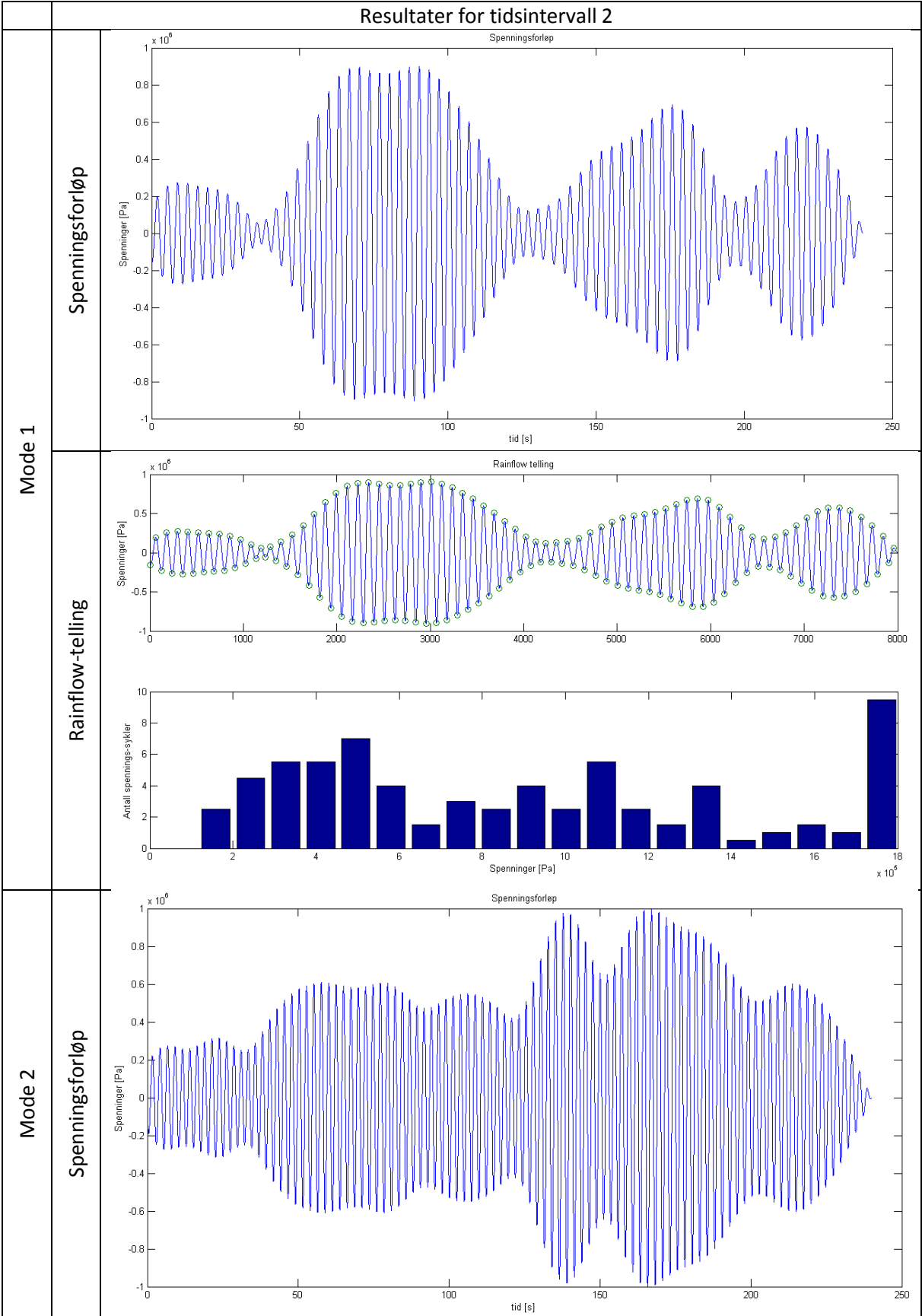
Gjennomsnittsverdier for vind midt på broen				
Tidsintervallnummer	1	2	3	4
Klokkeslett for intervall	02:00:46	02:04:46	02:08:46	02:20:20
Vindretning ¹	190,4	198,5	188,6	195,0
Vindstyrke normalt på bro ²	7,28	4,98	8,41	6,77
Vindstyrke langs bro ²	11,09	10,30	11,67	11,72
Vindstyrke vertikalt på bro	0,96	0,65	0,58	1,23
¹ vindretning i forhold Nord. Se Figur 3-6.				
² angis som absoluttverdi (alltid positiv)				

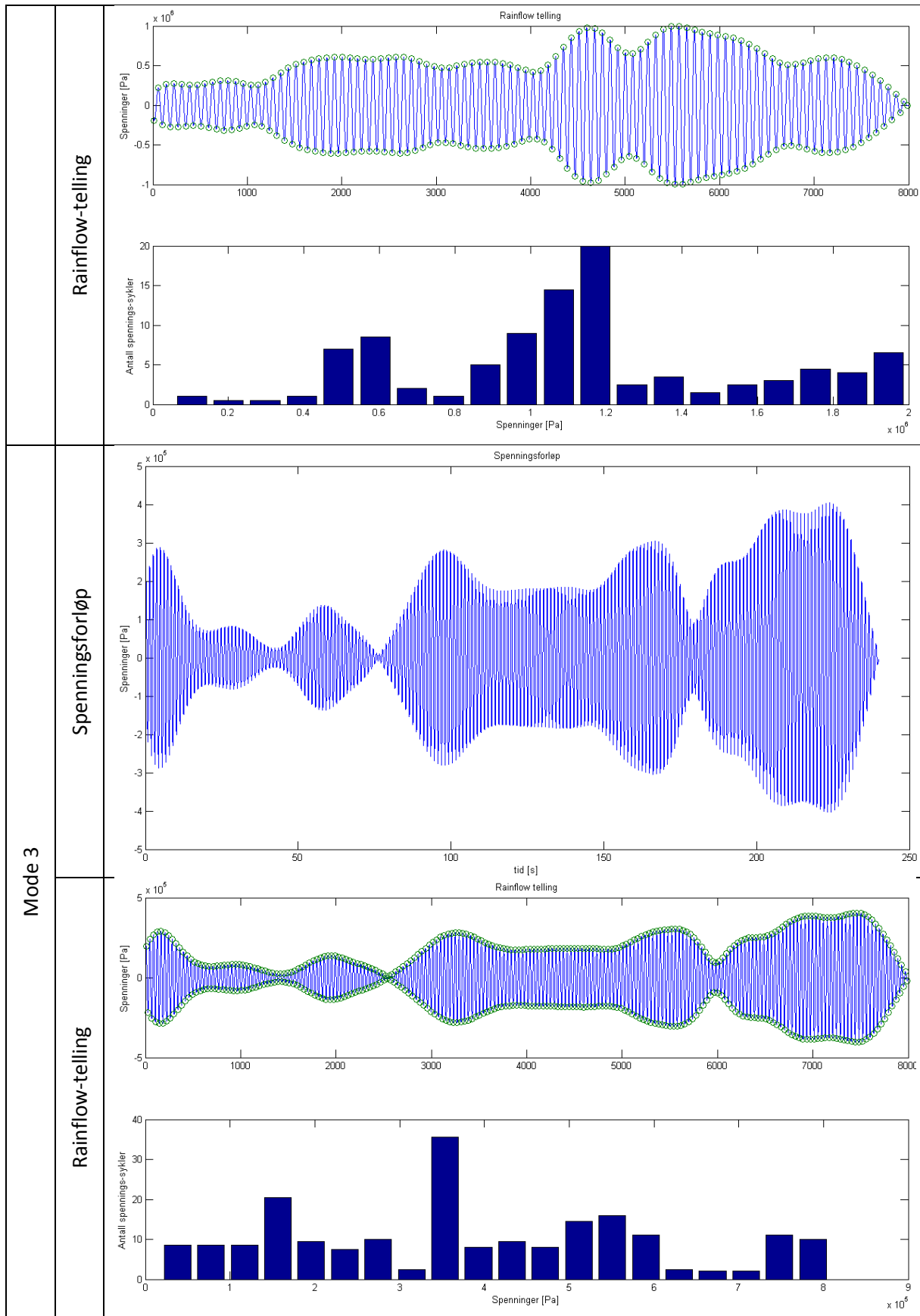
Fra 22.12.13 er det hentet data i fire forskjellige 4 minutters tidsintervaller. Videre er tidsintervall 1, 2 og 3 blitt analysert.

Resultater for tidsintervall 1

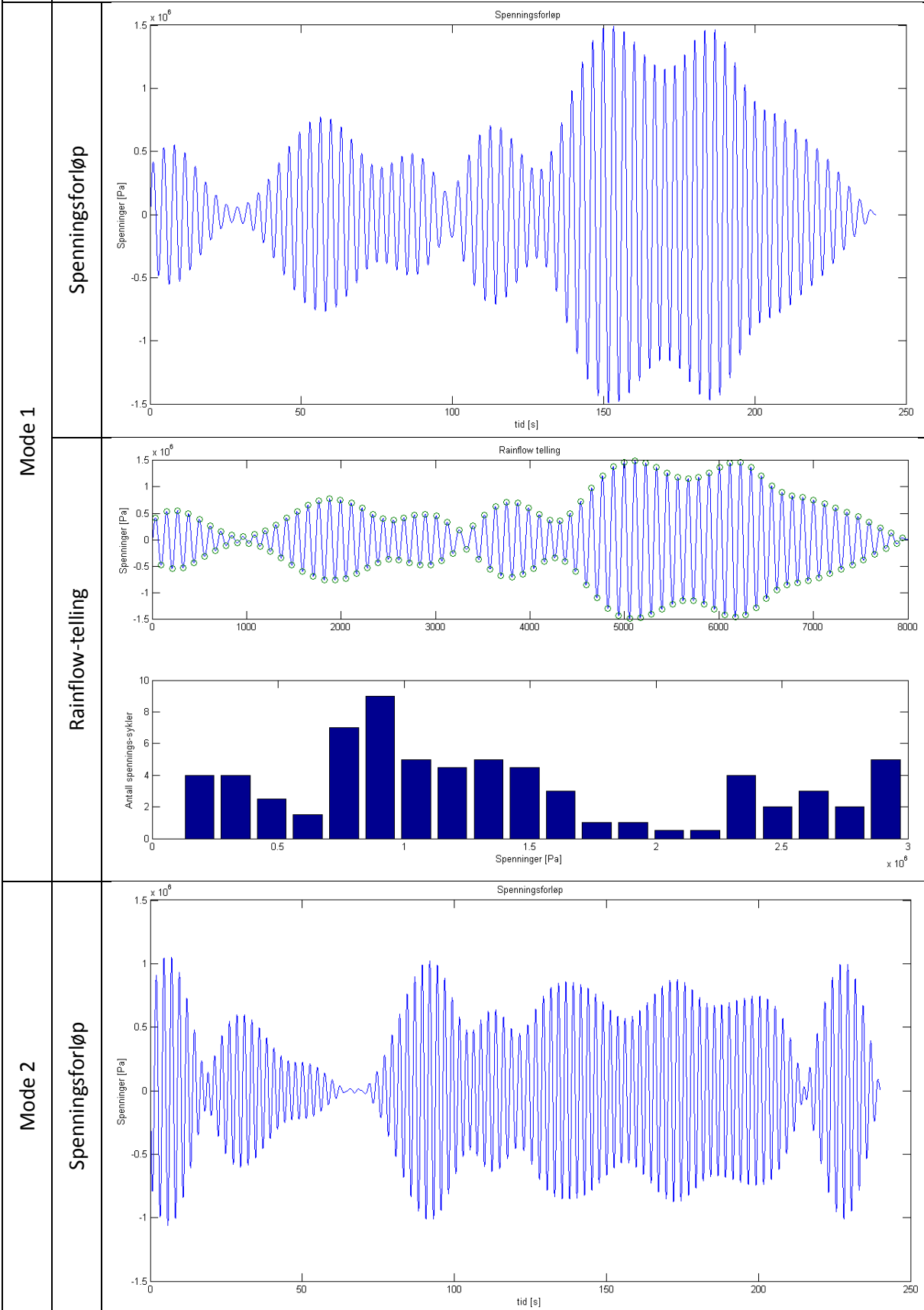


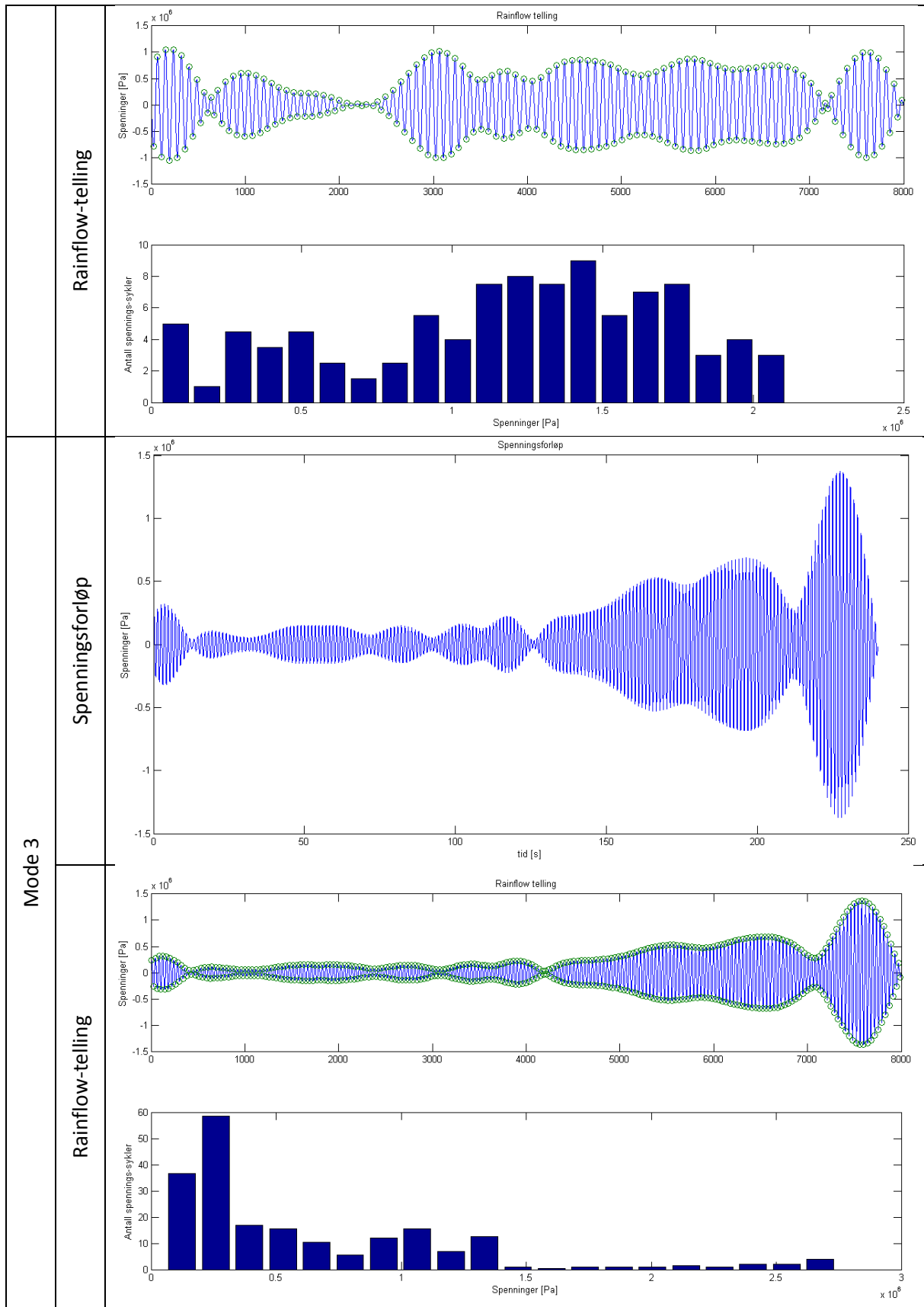






Resultater for tidsintervall 3





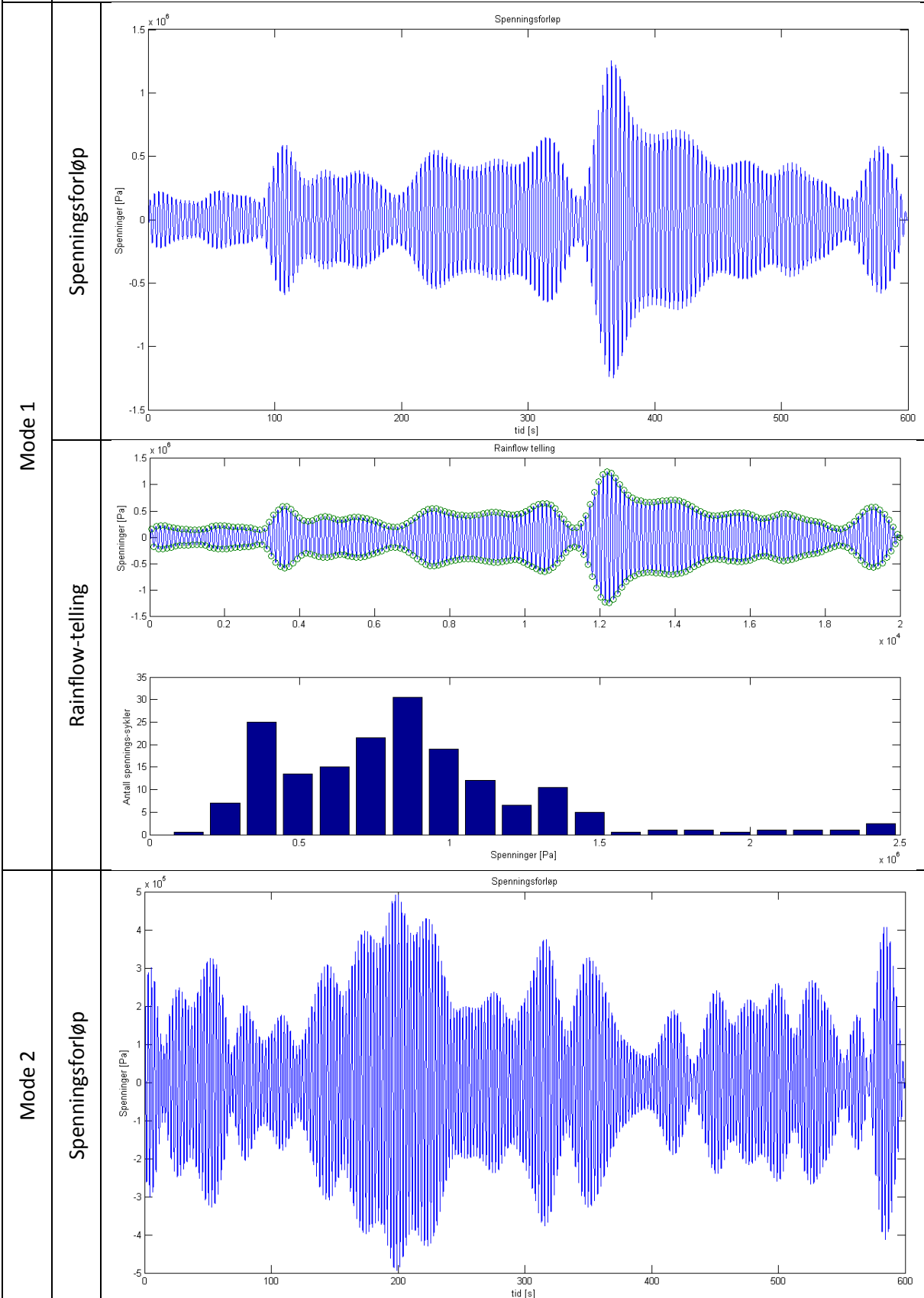
3. Resultater 26.03.2014

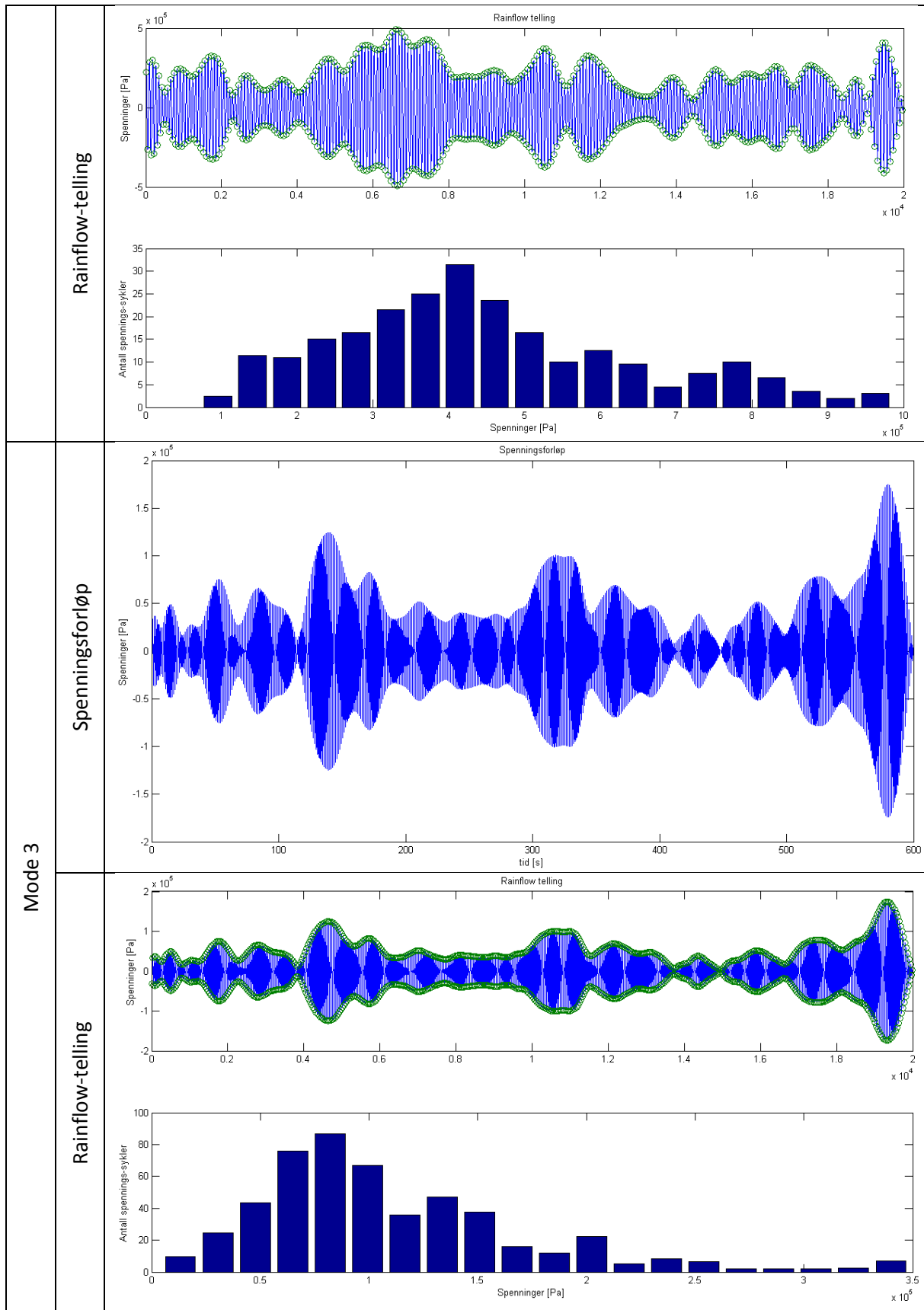
Vindretning og styrke:

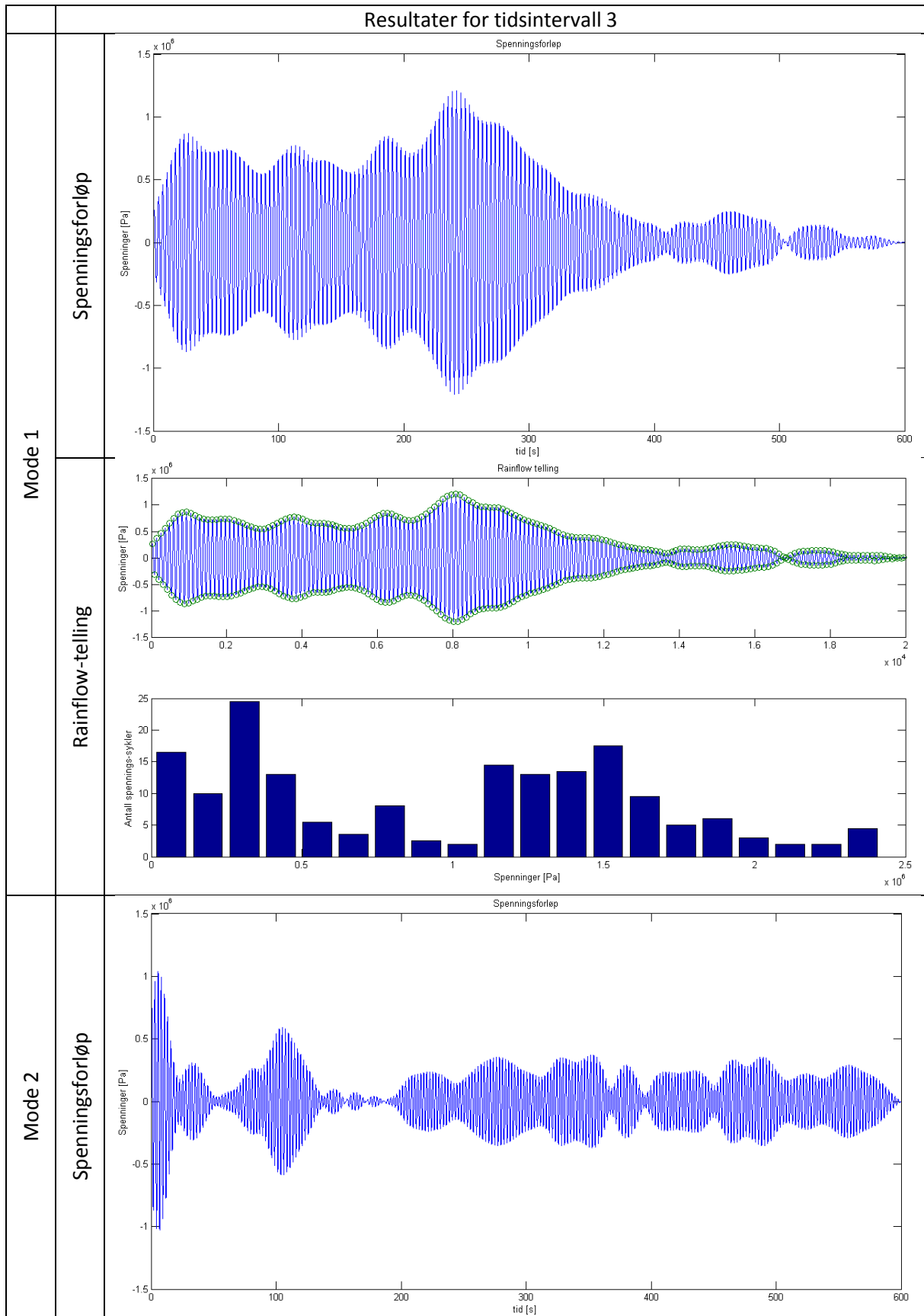
Gjennomsnittsverdier for vind			
Tidsintervallnummer	1	2	3
Klokkeslett for intervall	02:00:00	02:10:00	02:20:00
Vindretning ¹	34,2	24,2	17,8
Vindstyrke normalt på bro ²	1,35	2,83	3,78
Vindstyrke langs bro ²	7,54	7,62	7,41
Vindstyrke vertikalt på bro	-0,01	-0,04	-0,17
¹ vindretning i forhold til Nord. Se Figur 3-6.			
² angis som absoluttverdi (alltid positiv)			

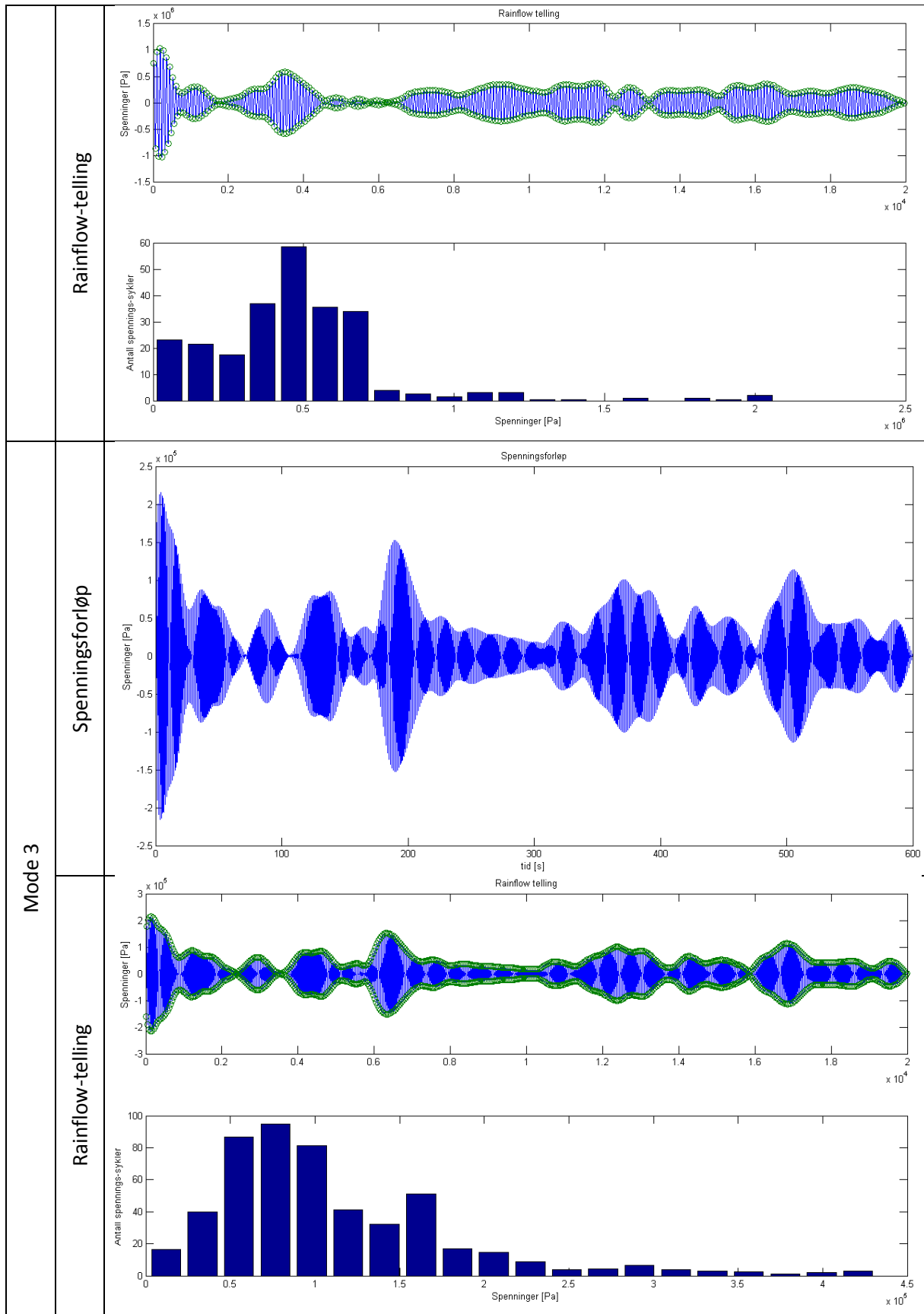
Fra 26.03.14 er det hentet data i tre forskjellige 10minutters tidsintervaller. Videre er tidsintervall 1 og 3 blitt analysert.

Resultater for tidsintervall 1









4. Resultater 07.04.2014

Vindretning og styrke:

Gjennomsnittsverdier for vind			
Tidsintervall	1	2	3
Klokkeslett for intervall	02:00:00	02:10:00	02:20:00
Vindretning ¹	28,2	24,7	22,2
Vindstyrke normalt på bro ²	0,77	0,81	0,46
Vindstyrke langs bro ²	2,68	2,41	1,28
Vindstyrke vertikalt på bro	0,04	0,012	-0,06

¹vindretning i forhold til Nord. Se Figur 3-6.
²angis som absoluttverdi (alltid positiv)

Fra 07.04.14 er det hentet data i tre forskjellige 10minutters tidsintervaller. Videre er tidsintervall 1 blitt analysert.

