



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Master i teknologi – Konstruksjoner og materialer Fordypning Byggkonstruksjoner	Vårsemesteret, 2016 Åpen
Forfatter: Sondre Aspøy	<i>Sondre Aspøy</i> (signatur forfatter)
Fagansvarlig: Jasna B. Jakobsen (UiS) Veileder(e): Jasna B. Jakobsen (UiS) Bruno Villoria (Statens Vegvesen)	
Tittel på masteroppgaven: Vindindusert respons av flerspenns hengebro med flytende tårn Engelsk tittel: Wind-induced response of multi-span suspension bridge with floating pylons	
Studiepoeng: 30	
Emneord: Flytebro Hengebro Sulafjorden Vindanalyse ABAQUS FEM	Sidetall: 116 + vedlegg: 7 Stavanger, 15/06/2016

Vindindusert respons av flerspenns hengebro med flytende tårn

Forord

Denne oppgaven er skrevet som en avsluttende masteroppgave ved Universitetet i Stavanger (UiS). Studieretningen er Konstruksjoner og materialer med fordypning innenfor bygg. Oppgaven skrives i samarbeid med Statens Vegvesen (SVV).

Oppgaven går ut på å se på responsen i en flerspenns hengebro med flytende fundamenter utsatt for vind og bølgekrefter. Vind blir studert i detalj med ulike vindspektre og koherens, mens bølgeanalysen blir gjort forenklet. Broen modelleres og analyseres i ABAQUS. All informasjon om broen er basert på rapport fra Multiconsult.

Mitt faglige grunnlag for oppgaven var begrenset. Skrivningen har derfor vært svært lærerik med en bratt læringskurve. Størsteparten av arbeidsmengden er lagt ned i ABAQUS. På grunn av begrenset tid måtte det velges ut et mindre utvalg analyser. Totalt er det kjørt 10 ulike analyser, men modellen er et godt grunnlag for mange flere. Jeg håper derfor den kan jobbes videre med også i kommende masteroppgaver.

Jeg vil gjerne takke medstudent Sindre Stensbak for godt samarbeid med modellen i ABAQUS.

Jasna B. Jakobsen har vært intern veileder for oppgaven med god hjelp fra Jonas Thor Snæbjørnsson ved universitetet i Reykjavik. Tusen takk for god og engasjert veiledning.

Takk til PH.D Etienne Cheynet ved universitetet i Stavanger for god hjelp med simulering av vind i Matlab.

Til slutt vil jeg takke Statens Vegvesen ved veileder Bruno Villoria for muligheten til å skrive om dette spennende prosjektet.

Sammendrag

I forbindelse med prosjekter «Ferjefri E39» skal flere utfordrende fjorder krysses. Denne oppgaven tar for seg kryssing av den 4km brede og 450 meter dype Sulafjorden. Flere konsepter utredes av Statens Vegvesen. I oppgaven studeres et konsept med en fem-spenns hengebro hvor to av fire tårn flyter i fjorden.

Valg av flytende fundamenter har mye å si for broens respons. Det studeres derfor to ulike konsepter for fundamenter. Et ellipseformet fundament, og en strekkstagsplattform (TLP). Målet er å finne ut hvilket konsept som gir gunstigst dynamisk respons fra vind og bølger. Vind studeres i detalj, mens det gjøres en forenklet bølgeanalyse.

Ved studie av broens respons på vind ses det også på hvordan ulike vindspektre og koherens påvirker broen. Vindserier genereres ved hjelp av Matlab.

Broen modelleres og de ulike last-scenarioene analyseres i elementprogrammet ABAQUS.

Konseptet med ellipseformet fundament oppnår middelforskyvninger sideveis fra vind på rundt 6 meter og maksforskyvninger på rundt 10 meter. Tilsvarende forskyvninger for TLP er 21 meter og i overkant av 30 meter. I bølgeanalysen kommer TLP betydelig bedre ut med sideveis forskyvning i overkant av 4 meter mot ellipsens 34 meter. Ellipsen har flest aktive svingformer i vindanalysen og får derfor mer uryddig respons. Det konkluderes med at en forbedret versjon av TLP med ekstra forankringer sideveis vil være det beste alternativet.

Broens lave egenfrekvenser er problematisk for de vanlige vindspektrene som ikke er tilpasset det aktuelle frekvensområdet. Det er et relativt stort sprik mellom Von Kármán og Kaimal-spektrene ved disse frekvensene, noe som fører til omtrent 15% mindre respons ved bruk av Kaimal-spekter. En svakhet i oppgaven er at Kaimal-simuleringen ble noe unøyaktig, og differansen i respons skulle sannsynligvis vært noe mindre.

Koherens har spesielt betydning for ellipsen der differansen i respons mellom høyest og lavest koherens er omtrent 50%. Samme tall for TLP er rundt 14%. Den store prosentvise forskjellen kommer av at det er større forskyvninger i TLP. Den faktiske differansen i forskyvning er omtrent lik. Det kan tyde på at koherens først og fremst har betydning for brokassens svingformer, og muligens flytetårnenes rotasjon om X-aksen.

Ved prosjekter av denne størrelsen anbefales det å studere vindfelt og koherens i felt da de lave egenfrekvensene skaper nye problemstillinger i forhold til vanlig praksis ved brobygging.

1 INNHOLD

Forord.....	ii
Sammendrag	iv
Figurliste.....	x
Tabelliste	xiii
Forkortelser	xiv
1 Innledning.....	1
2 Problemstilling og case.....	3
2.1 Problemstilling.....	3
2.2 Case	4
2.2.1 Ferjefri E39	4
2.2.2 Sulafjorden bro.....	5
2.2.3 Forutsetninger	6
3 Teori.....	9
3.1 Hengebro	9
3.1.1 Forankring.....	9
3.1.2 Tårn.....	9
3.1.3 Kabelsystem.....	9
3.1.4 Brokasse	10
3.1.5 Flerspenns hengebro	10
3.1.6 Flytende hengebro	11
3.2 Flytefundamenter.....	11
3.2.1 TLP	11
3.2.2 Ellipse.....	11
3.3 Mekaniske svingninger	12
3.3.1 Grunnleggende teori	12
3.3.2 Egenfrekvenser.....	13
3.3.3 Modalanalyse	13
3.4 Vind.....	13
3.4.1 Middelvindhastighet.....	15
3.4.2 Tidsplan/frekvensplan	15
3.4.3 Statistisk beskrivelse av vind	15
3.5 Vindkrefter	20
3.5.1 Aerodynamiske instabiliteter	21
3.5.2 Virvelinduserte vibrasjoner	22

3.5.3	Statisk vind og formfaktorer.....	22
3.5.4	Buffeting.....	24
3.6	Dempning.....	26
3.7	Elementmetoden.....	27
3.7.1	Om elementmetoden.....	27
3.7.2	Grunnleggende teori.....	28
3.7.3	Interpolering.....	29
3.7.4	B31-element.....	29
3.8	Programvare.....	29
3.8.1	ABAQUS.....	29
3.8.2	Matlab.....	30
4	Metode.....	31
4.1	Modellering.....	31
4.1.1	Aksesystem.....	31
4.1.2	Grunnleggende geometri.....	32
4.1.3	Brokasse.....	32
4.1.4	Brotårn.....	33
4.1.5	Flytefundamenter.....	34
4.1.6	Hovedkabler.....	35
4.1.7	Hengere.....	36
4.1.8	Tverrsnitt/masser.....	36
4.2	Dempning.....	36
4.2.1	Konstruksjonsdempning.....	36
4.2.2	Aerodynamisk dempning.....	37
4.2.3	Hydrodynamisk dempning.....	38
4.3	Vind.....	38
4.3.1	Aksesystem.....	38
4.3.2	Grunnlag.....	38
4.3.3	Formfaktorer.....	39
4.3.4	Vindkrefter.....	39
4.4	Bølger.....	40
4.5	Oversikt analyser i ABAQUS.....	41
4.5.1	Egenlast.....	41
4.5.2	Dempning.....	42
4.5.3	Egenfrekvenser/svingeformer.....	42
4.5.4	Dempningsforhold.....	42

4.5.5	Statisk vind	42
4.5.6	Dynamisk vind	42
5	Resultater	43
5.1	Eigenfrekvenser.....	43
5.1.1	TLP	43
5.1.2	Ellipse.....	47
5.2	Dempning	52
5.2.1	TLP	52
5.2.2	Ellipse.....	55
5.3	Vindgrunnlag	57
5.4	Vindsimuleringer	58
5.4.1	Vindserie.....	58
5.4.2	Vertikal høydeprofil.....	59
5.4.3	Turbulensintensiteter	59
5.4.4	Vindspektre	60
5.4.5	Ko-koherens.....	60
5.5	Vind-VKC10-TLP	63
5.5.1	Sideveis forskyvninger	64
5.5.2	Vertikale forskyvninger	67
5.5.3	Aksielle forskyvninger.....	70
5.5.4	Rotasjon om Z-akse	72
5.5.5	Rotasjon om Y-akse	75
5.5.6	Rotasjon om X-akse (torsjon)	78
5.5.7	Akselerasjon i brokassen	80
5.5.8	Aksialkraft og momenter i brokassen.....	81
5.6	Vind-VKC10-Ellipse	83
5.6.1	Sideveis forskyvninger	83
5.6.2	Vertikale forskyvninger	86
5.6.3	Aksielle forskyvninger.....	89
5.6.4	Rotasjon om Z-akse	91
5.6.5	Rotasjon om Y-akse	94
5.6.6	Rotasjon om X-akse (torsjon)	96
5.6.7	Akselerasjon i brokassen	99
5.6.8	Aksialkraft og momenter i brokassen.....	99
5.7	Bølge-TLP	101
5.8	Bølge-Ellipse	102

5.9	Statistisk sammenligning av analyser.....	103
5.9.1	Sideveis forskyvninger TLP	104
5.9.2	Sideveis forskyvninger Ellipse.....	105
5.9.3	Vertikale forskyvninger TLP.....	106
5.9.4	Vertikale forskyvninger Ellipse	107
6	Diskusjon	109
6.1	Valg av fundament	109
6.2	Vindsimulering.....	110
6.3	Feilkilder	110
6.4	Videre arbeid.....	111
7	Konklusjon	113
8	Referanser	115
9	Vedlegg.....	117
9.1	Vindgrunnlag	117
9.1.1	Beregning av referansevind.....	117
9.1.2	Turbulensintensitet	118
9.1.3	Integrale lengdeskalaer	119
9.2	Dempning	120
9.2.1	Aerodynamisk dempning.....	120
9.2.2	Beregning av vindkrefter i hengere.....	121
9.3	Masser	122
9.4	Krefter i kabler.....	122
9.4.1	Hovedkabler	122
9.4.2	Hengere	123

Figurliste

Figur 1-1: Konsept med 5 spenn (modifisert målsetting)(1)	1
Figur 2-1: Gjenværende fjordkryssinger E39 (2)	4
Figur 2-2: Sulafjorden (4)	5
Figur 2-3: Konsepter (Illustrasjon: Statens Vegvesen, Aas Jakobsen, Vianova)(5)	5
Figur 2-4: Plassering av broen(1)	6
Figur 3-1: Typisk norsk hengebro	9
Figur 3-2: Flerspenns hengebro med forankringstårn.(7)	10
Figur 3-3: Flerspenns hengebro uten forankringstårn.(7)	10
Figur 3-4: San Fransisco - Oakland Bay broen (7).....	10
Figur 3-5: Strekkstagplattformens prinsipp	11
Figur 3-6: Hovedprinsipp for ellipsefundament	12
Figur 3-7: Fri vibrasjon med en frihetsgrad.....	12
Figur 3-8: De globale vindsystemene. (11).....	13
Figur 3-9: Kartesisk koordinatsystem for vind.	14
Figur 3-10: Vindhastighetsprofil med turbulenskomponent).(13).....	14
Figur 3-11: Sammenheng mellom turbulens i to punkter(13)	17
Figur 3-12: Illustrasjon av korrelasjon	18
Figur 3-13: Sammenheng mellom vindhastighet og dynamisk respons(13)	21
Figur 3-14: Fordeling av trykk rundt brokasse (20)	22
Figur 3-15: Krefter på brokasse og angrepsvinkel(21)	23
Figur 3-16: Eksempel på formfaktorfunksjoner (20).....	24
Figur 3-17: Angrepsvinkel ved fluktuerende vind(20).....	25
Figur 3-18: Beregningsnett for jagerfly(22).....	28
Figur 3-19: To stav-elementer satt sammen	28
Figur 3-20: Timoshenko bjelkeelement.	29
Figur 4-1: Aksesystem i ABAQUS.....	31
Figur 4-2: ABAQUS-modell	32
Figur 4-3: Brokassens tverrsnitt(26).....	32
Figur 4-4: Brokasse før og etter påsatt egenlast	33
Figur 4-5: Flytetårn og landtårn	34
Figur 4-6: Ellipse og TLP (26)	34
Figur 4-7: Kabelsystem før og etter egenlast	36
Figur 4-8: Aksesystem ved generell omtalelse av vind	38
Figur 4-9: Fremgangsmåte for produisering av tidsserie i ABAQUS.....	40
Figur 4-10: Responsgraf for ulike fundamentkonsept (6)	41
Figur 5-1: Oversikt første 150 svingeformer, TLP.....	44
Figur 5-2: Oversikt første 150 svingeformer, ellipse	48
Figur 5-3: Oppnådd konstruksjonsdempning for ulike svingeformer	52
Figur 5-4: Oppnådd aerodynamisk dempning for ulike svingeformer	53
Figur 5-5: Oppnådd hydrodynamisk dempning for ulike svingeformer	54
Figur 5-6: Total oppnådd dempning for ulike svingeformer	54
Figur 5-7: Oppnådd konstruksjonsdempning for ulike svingeformer	55
Figur 5-8: Oppnådd aerodynamisk dempning for ulike svingeformer	55
Figur 5-9: Oppnådd hydrodynamisk dempning for ulike svingeformer	56
Figur 5-10: Total oppnådd effektiv dempning for ulike svingeformer	56
Figur 5-11: Kaimal og Von Kármán horisontale vindspektre.....	57
Figur 5-12: Vindserier topp (z=202.6m) og bunn (z=10m) av flytetårn, samt midtspenn. VKC10	58
Figur 5-13: Vertikal vindprofil. VKC10	59
Figur 5-14: Turbulensintensiteter. VKC10	59
Figur 5-15: Simulert Kaimal og Von Kármán spekter	60
Figur 5-16: Ko-koherens mellom topp og bunn av flytetårn vest med ulike verdier for C.	60

Figur 5-17: Ko-koherens mellom topp og bunn av flytetårn øst med ulike verdier for C	61
Figur 5-18: Ko-koherens mellom tårn i brodekkehøyde for ulike verdier av C	61
Figur 5-19: Ko-koherens mellom punkter på brokassen 200 meter fra senter av midtspenn med ulike verdier for C.....	62
Figur 5-20: Ko-koherens mellom punkter på brokassen 60 meter fra senter av midtspenn med ulike verdier for C.....	62
Figur 5-21: Ko-koherens mellom punkter på brokassen 20 meter fra hverandre med ulike verdier for C.....	63
Figur 5-22: Standardavvik i sideveis forskyvninger, brokasse.....	64
Figur 5-23: Sideveis forskyvninger i brokassen	64
Figur 5-24: Tidsplot av sideveis forskyvninger, brokasse	65
Figur 5-25: PSD sideveis forskyvninger, brokasse	65
Figur 5-26: Tidsplot av sideveis forskyvninger, flytetårn	66
Figur 5-27: PSD sideveis forskyvninger, flytetårn.....	66
Figur 5-28: Standardavvik i vertikale forskyvninger, brokasse.....	67
Figur 5-29: Vertikale forskyvninger i brokassen.....	67
Figur 5-30: Tidsplot av vertikale forskyvninger, brokasse.....	68
Figur 5-31: PSD vertikale forskyvninger, brokasse	68
Figur 5-32: Tidsplot av vertikale forskyvninger, flytetårn	69
Figur 5-33: PSD vertikale forskyvninger, flytetårn	69
Figur 5-34: Standardavvik i aksielle forskyvninger, brokasse.....	70
Figur 5-35: Tidsplot av aksielle forskyvninger, brokasse.....	70
Figur 5-36: PSD aksielle forskyvninger, brokasse	71
Figur 5-37: Tidsplot av aksielle forskyvninger, flytetårn	71
Figur 5-38: PSD aksielle forskyvninger, flytetårn	72
Figur 5-39: Standardavvik for rotasjon om Z-akse, brokasse.....	72
Figur 5-40: Tidsplot av rotasjon om Z-akse, brokasse.....	73
Figur 5-41: PSD for rotasjon om Z-akse, brokasse	73
Figur 5-42: Tidsplot av rotasjon om Z-akse, flytetårn	74
Figur 5-43: PSD for rotasjon om Z-akse, flytetårn	74
Figur 5-44: Standardavvik for rotasjon om Y-akse, brokasse.....	75
Figur 5-45: Tidsplot av rotasjon om Y-akse, brokasse.....	75
Figur 5-46: PSD for rotasjon om Y-akse, brokasse	76
Figur 5-47: Tidsplot av rotasjon om Y-akse, flytetårn	77
Figur 5-48: PSD for rotasjon om Y-akse, flytetårn.....	77
Figur 5-49: Standardavvik for rotasjon om X-akse (torsjon), brokasse	78
Figur 5-50: Tidsplot av rotasjon om X-akse (torsjon), brokasse.....	78
Figur 5-51: PSD for rotasjon om X-akse (torsjon), brokasse	79
Figur 5-52: Tidsplot av rotasjon om X-akse, flytetårn	79
Figur 5-53: PSD for rotasjon om X-akse, flytetårn.....	80
Figur 5-54: Total akselerasjon i brokasse (absoluttverdier)	80
Figur 5-55: Aksialkraft	81
Figur 5-56: Momentdiagram om Z-akse (vertikalt), positivt moment = trykk i underkant	81
Figur 5-57: Momentdiagram om Y-akse (sideveis)	82
Figur 5-58: Standardavvik i sideveis forskyvninger, brokasse.....	83
Figur 5-59: Sideveis forskyvninger i brokassen	83
Figur 5-60: Tidsplot av sideveis forskyvninger, brokasse	84
Figur 5-61: PSD sideveis forskyvninger, brokasse	84
Figur 5-62: Tidsplot av sideveis forskyvninger, flytetårn	85
Figur 5-63: PSD sideveis forskyvninger, flytetårn.....	85
Figur 5-64: Standardavvik i vertikale forskyvninger, brokasse.....	86
Figur 5-65: Vertikale forskyvninger i brokassen.....	86
Figur 5-66: Tidsplot av vertikale forskyvninger, brokasse.....	87
Figur 5-67: PSD vertikale forskyvninger, brokasse	87

Figur 5-68: Tidsplot av vertikale forskyvninger, flytetårn	88
Figur 5-69: PSD vertikale forskyvninger, flytetårn	88
Figur 5-70: Standardavvik i aksielle forskyvninger, brokasse.....	89
Figur 5-71: Tidsplot av aksielle forskyvninger, brokasse.....	89
Figur 5-72: PSD aksielle forskyvninger, brokasse	90
Figur 5-73: Tidsplot av aksielle forskyvninger, flytetårn	90
Figur 5-74: PSD aksielle forskyvninger, flytetårn	91
Figur 5-75: Standardavvik for rotasjon om Z-akse, brokasse.....	91
Figur 5-76: Tidsplot av rotasjon om Z-akse, brokasse.....	92
Figur 5-77: PSD for rotasjon om Z-akse, brokasse	92
Figur 5-78: Tidsplot av rotasjon om Z-akse, flytetårn	93
Figur 5-79: PSD for rotasjon om Z-akse, flytetårn	93
Figur 5-80: Standardavvik for rotasjon om Y-akse, brokasse.....	94
Figur 5-81: Tidsplot av rotasjon om Y-akse, brokasse.....	94
Figur 5-82: PSD for rotasjon om Y-akse, brokasse	95
Figur 5-83: Tidsplot av rotasjon om Y-akse, flytetårn	95
Figur 5-84: PSD for rotasjon om Y-akse, flytetårn	96
Figur 5-85: Standardavvik for rotasjon om X-akse (torsjon), brokasse	96
Figur 5-86: Tidsplot av rotasjon om X-akse (torsjon), brokasse.....	97
Figur 5-87: PSD for rotasjon om X-akse (torsjon), brokasse	97
Figur 5-88: Tidsplot av rotasjon om X-akse, flytetårn	98
Figur 5-89: PSD for rotasjon om X-akse, flytetårn.....	98
Figur 5-90: Total akselerasjon i brokasse (absoluttverdier)	99
Figur 5-91: Aksialkraft	99
Figur 5-92: Momentdiagram om Z-akse (vertikalt), positivt moment = trykk i underkant.....	100
Figur 5-93: Momentdiagram om Y-akse (sideveis)	100
Figur 5-94: Standardavvik i sideveis forskyvninger, brokasse.....	101
Figur 5-95: Tidsplot av sideveis forskyvninger, brokasse	101
Figur 5-96: Tidsplot av sideveis forskyvninger, flytetårn	102
Figur 5-97: Standardavvik i sideveis forskyvninger, brokasse.....	102
Figur 5-98: Tidsplot av sideveis forskyvninger, brokasse	103
Figur 5-99: Tidsplot av sideveis forskyvninger, brokasse	103
Figur 9-1: Middelvindhastighet som funksjon av høyde over havet.....	118
Figur 9-2: Turbulensintensitet som funksjon av høyde over havet.....	119
Figur 9-3: Integrale lengdeskalaer som funksjon av høyde over havet	120

Tabelliste

Tabell 2-1: Bølgehøyder(6).....	6
Tabell 4-1: Stivhet og masse, ellipse	35
Tabell 4-2: Stivhet og masse, TLP	35
Tabell 4-3: Tverrsnittsegenskaper	36
Tabell 4-4: Formfaktorer	39
Tabell 4-5: Påsatt forskyvning fra bølger, $T=16s$	41
Tabell 5-1: Oversikt svingformer, TLP	43
Tabell 5-2: Beskrivelse av svingformer, TLP	44
Tabell 5-3: Oversikt svingformer, ellipse.....	47
Tabell 5-4: Beskrivelse av svingformer, ellipse	48
Tabell 5-5: Grunnleggende parametere for vind	57
Tabell 5-6: Sideveis forskyvninger i midtspenn (m)	104
Tabell 5-7: Sideveis forskyvninger i sidespenn vest (m).....	104
Tabell 5-8: Sideveis forskyvninger i sidespenn øst (m)	104
Tabell 5-9: Sideveis forskyvninger i flytetårn vest.....	104
Tabell 5-10: Sideveis forskyvninger i flytetårn øst	105
Tabell 5-11: Sideveis forskyvninger i midtspenn (m)	105
Tabell 5-12: Sideveis forskyvninger i sidespenn vest (m).....	105
Tabell 5-13: Sideveis forskyvninger i sidespenn øst (m)	105
Tabell 5-14: Sideveis forskyvninger i flytetårn vest.....	106
Tabell 5-15: Sideveis forskyvninger i flytetårn øst	106
Tabell 5-16: Vertikale forskyvninger i midtspenn (m).....	106
Tabell 5-17: Vertikale forskyvninger i sidespenn vest (m)	106
Tabell 5-18: Vertikale forskyvninger i sidespenn øst (m).....	106
Tabell 5-19: Vertikale forskyvninger i flytetårn vest (m).....	107
Tabell 5-20: Vertikale forskyvninger i flytetårn øst (m)	107
Tabell 5-21: Vertikale forskyvninger i midtspenn (m).....	107
Tabell 5-22: Vertikale forskyvninger i sidespenn vest (m)	107
Tabell 5-23: Vertikale forskyvninger i sidespenn øst (m).....	108
Tabell 5-24: Vertikale forskyvninger i flytetårn vest (m).....	108
Tabell 5-25: Vertikale forskyvninger i flytetårn øst (m)	108
Tabell 9-1: Totale masser - landtårn	122
Tabell 9-2: Total masse mellom landtårn.....	122

Forkortelser

SVV=Statens Vegvesen

TLP=Tension Leg Platform

FEM=Finite Element Method

VKC5=Von Kármán spektrum med horisontal C-konstant=5

VKC10=Von Kármán spektrum med horisontal C-konstant=10

VKC15=Von Kármán spektrum med horisontal C-konstant=15

KC10=Kaimal spektrum med horisontal C-konstant=10

PSD=Power Spectral Density

1 Innledning

Samferdselsprosjektet «Ferjefri E39» går ut på å få en ferjefri hovedvei langs Vestlandet fra Kristiansand til Trondheim. De enkle kryssingene er allerede gjort, og syv fjorder gjenstår mellom Stavanger og Trondheim. Brede og dype fjorder gjør dette til en stor utfordring, og det kreves ny teknologi for å få det til.

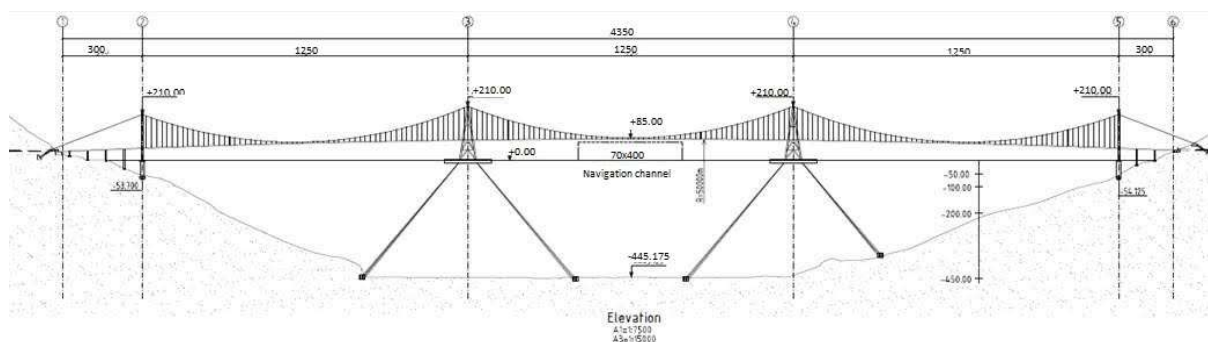
Denne oppgaven tar for seg kryssing av Sulafjorden. Med rundt 4 kilometer bredde er dette en av de bredere fjordene som skal krysses. I tillegg skaper en dybde på omtrent 450 meter utfordringer. Teknologisk er ikke dette en umulig dybde, Norge har mye erfaring med store dyp fra oljeindustrien. En bunnfast konstruksjon vil derimot kreve enorme mengder materialer. Det ses derfor på alternative løsninger:

- Tradisjonell trespenns hengebro
- Flytebro på pongtonger
- Rørbro
- Fem-spenns hengebro med flytende fundamenter

Etter ønske fra Statens Vegvesen vil det bli sett nærmere på det siste alternativet, både ved bruk av strekkstagsplattform (TLP), og et ellipseformet fundament. I oppgaven vil det bli bygget en elementmodell av broen i FEM-programmet «ABAQUS». Det skal så utføres vind- og bølgeanalyser på denne. Målet med oppgaven er å finne den dynamiske responsen i broen fra ulike lasttilfeller med hovedvekt på vindlast. I tillegg undersøkes det hvordan valg av koherens og vindspekter påvirker broens respons.

Multiconsult har laget rapport med tilsvarende resultater. Oppgaven støtter seg i stor grad på denne rapporten.(1)

I arbeidet med modellen i ABAQUS har det vært et tett samarbeid med medstudent Sindre Stensbak.



Figur 1-1: Konsept med 5 spenn (modifisert målsetting)(1)

2 Problemstilling og case

2.1 Problemstilling

Hovedspørsmål for oppgaven er:

Hvilket konsept for flytefundament gir gunstigst dynamisk respons for ulike lasttilfeller av bølger og turbulent vind?

Hvordan påvirker valg av vindspekter og C-konstant for koherens broens dynamiske respons?

For å svare på dette må følgende oppgaver løses:

1. Bygge en elementmodell i ABAQUS for videre analyser
2. Definere statiske og turbulente vindlaster
3. Påføre vind- og bølgelaster i ABAQUS
4. Utføre analyser i ABAQUS
5. Vurdere resultatene ved å studere hvilke frekvenser responsen kommer fra.
Statistisk studere effekt av vindspekter og koherens.

For å løse oppgaven må det studeres mye teori som ikke er kjent fra tidligere i studiet. I teorigrunlaget vil det bli lagt vekt på vindteori.

2.2 Case

2.2.1 Ferjefri E39



Figur 2-1: Gjenværende fjordkryssinger E39 (2)

Stortinget har vedtatt en ambisjon om at E39 fra Kristiansand til Trondheim skal være ferjefri og utbedret innen 2035. «Ferjefri E39» er både teknologisk og samfunnsøkonomisk et spennende prosjekt. Utbedring av veier på Østlandet gir typisk små tidsbesparelser, men samfunnsøkonomisk går de i pluss på grunn av høy trafikk. En stor oppgradering av stamveien på Vestlandet vil derimot gi store besparelser i tid, avstand, og langt større forutsigbarhet. Dette kan føre til store endringer i samfunnsstruktur helt opp på nasjonalt nivå. Forflytting av trafikk fra E6 til E39 og fra fjellovergangene til Sørlandet er ventede effekter på nasjonalt nivå. Ventede regionale effekter er blant annet store endringer i bo- og arbeidsmarkeder. I dag finnes det ingen modeller som er i stand til å modellere den samfunnsøkonomiske nytten av prosjekter på denne størrelsen. Det er likevel foretatt flere beregninger som vurderer deleffekter. Disse antyder en årlig samfunnsøkonomisk nytte på 5-20 mrd. kroner ved full utbygging. Selv med en estimert total kostnad på i underkant av 300 mrd. kroner er det derfor mulig at prosjektet kan være en samfunnsøkonomisk god investering. (3)



Figur 2-2: Sulafjorden (4)

2.2.2 Sulafjorden bro

Sulafjorden ligger mellom Hareid og Sula, rett sør for Ålesund. Det er bestemt at E39 skal flyttes og gå over Hareidlandet. Sammen med Sognefjorden og Bjørnafjorden er Sulafjorden den mest utfordrende kryssingen med dagens teknologi. Sulafjorden er i overkant av 4000 meter bred, og 450 meter dyp. Dybden gjør at Statens vegvesen ser på tunnel og bunnfaste konstruksjoner som uaktuelle. Statens vegvesen står per februar 2016 igjen med fire aktuelle konsepter:

- Tradisjonell trespenns hengebro
- Flytebro på pongtonger
- Rørbro
- TLP-bro (hengebro med flytende fundamenter)

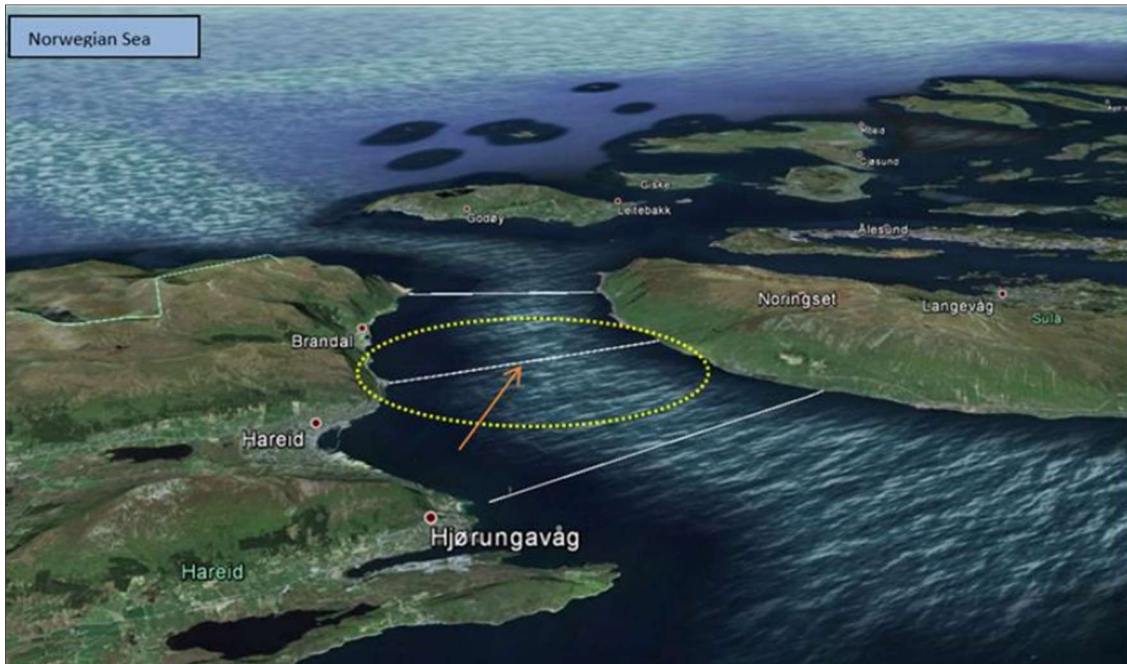


Figur 2-3: Konsepter (Illustrasjon: Statens Vegvesen, Aas Jakobsen, Vianova)(5)

Alle konseptene krever utvikling av ny teknologi, men det blir antatt at minst ett konsept er teknologisk gjennomførbart innen 2020. Planlagt ferdigstilling er 2033.(2) I denne oppgaven vil

fokuset ligge på TLP-bro sammenlignet med en lignende løsning med ellipseformede fundamenter i stedet for TLP'er.

2.2.3 Forutsetninger



Figur 2-4: Plassering av broen(1)

Plassering

Tre mulige plasseringer av broen er skissert. Den ytterste plasseringen er den korteste, men også mest utsatt for vind, og særlig bølger. Denne plasseringen er derfor mer aktuell for en trespenns hengebro. For konseptet med flytende tårn er en mellomløsning valgt ved å plassere den flytende broen midt i fjorden. Her ligger den mer beskyttet til, samtidig som det er smalere enn det tredje alternativet.

Bølger

I tabell 2-1 er dimensjonerende bølgeførhold presentert.

Tabell 2-1: Bølgehøyder(6)

Dønninger – returperiode 100 år

	Signifikant bølgehøyde (m)	Periode (s)	Retning
Østlig tårn	2.0	15-17	NV
Vestlig tårn	0.9	15-17	NV

Vindgenererte bølger – returperiode 100 år

	Signifikant bølgehøyde (m)	Periode (s)	Retning
Østlig tårn	2.4	7.9	V
Vestlig tårn	1.9	5.3	NØ
Vestlig tårn	1.6	3.7	V

Generering av bølgeserier er ikke en del av oppgaven. Bølgeanalyser håndteres forenklet ved å kun se hvilken respons dønninger gir på brokassen. Dette gjøres ved hjelp av responsgrafer gitt i Multiconsults mulighetsstudie. (6)

Vind

Oppgavens hovedfokus er analyser av vindlast. Da det ikke finnes målinger fra stedet må det først utføres vindsimuleringer. NS-EN-1991-1-4 og vegvesenets håndbok N400 er lagt til grunn ved beregning av vindforhold.

Materialer

Brokasse og tårn blir modellert i konstruksjonsstål, S355/S460. Hovedkabler og hengere blir henholdsvis modellert som Y1770 og Y1570. Alle tverrsnittskarakteristikker (areal, arealmoment, masse, E-modul) er tatt fra Multiconsults rapport. Flytefundamenter modelleres som lineære fjærelementer med dynamiske egenskaper (stivhet, masse, demping) gitt av Multiconsult.

Laster

Det vil i oppgaven kun bli sett på vind- og bølgelaster, samt alle egenlaster.

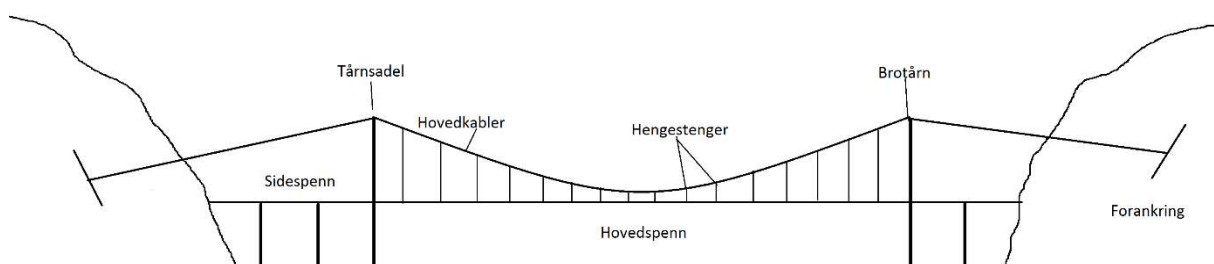
3 Teori

3.1 Hengebro

Ved lengre spenn benyttes det som regel enten strekkstagsbroer eller hengebroer. For de lengste spennene egner hengebro seg best, og er dermed valgt for Sulafjorden.

Teori om hengebroer er i stor grad basert på Gimsing(7). Hengebro er en fleksibel brotype med hensyn til spennlengde. Bruksområdet for hengebroer er for spenn på 200-2000 meter, men det skal også være mulig å bygge lengre broer. Som regel kan konstruksjonen deles inn i:

- Tårn
- Kabelsystem
- Brokasse
- Forankring



Figur 3-1: Typisk norsk hengebro

3.1.1 Forankring

I en tradisjonell hengebro blir hovedkablene forankret i begge ender. Over tårnene legges kablene i tårnsadler på toppen av tårnene hvor de i teorien er frie til å gli. I praksis hindrer friksjon slik glidning. Endeforankringene tar vanligvis både vertikale og horisontale krefter. Brotårnene er fleksible, og blir derfor best representert av et rullelager som da kun kan ta opp vertikale krefter. I Norge er det vanlig å forankre direkte i fjell, men det går også an å bygge ankerblokker.

3.1.2 Tårn

Tårnenes oppgave er å overføre kreftene fra hovedkablene til bakken. De blir derfor utsatt for store aksiallaste. I motsetning til vanlige tårn hvor horisontallaster fra vind ofte blir dimensjonerende, er det derfor de aksielle kreftene som er kritiske i brotårn. Høyden varierer med spenn og design.

3.1.3 Kabelsystem

Kabelsystemet på en hengebro består av hovedkabler og hengestenger. Hovedkablene blir strukket mellom forankringene, via tårnsadler på toppen av brotårnene. Hovedkablens oppgave er å holde brokassen oppe, og overføre kreftene til brotårn og forankring. Hengestengene overfører krefter fra brokassen til hovedkablene.

Det mest gunstige i sidespennet for brokonstruksjonen er en rett kabel som vist i figur 3-1 fordi tårnet da vil bli mer effektivt holdt på plass. Dette er en vanlig løsning i Norge da dype fjorder ofte gjør at tårnene må plasseres på eller nær land. Ulempen er at sidespennet må bæres på annen måte. Om sidespennet ikke kan bæres på annen måte må det bæres av hovedkablene. I dette tilfellet vil et kort sidespenn være gunstig for å oppnå god stivhet. Sidespenn under 30% av hovedspennet regnes som korte. Ofte må sidespennene være lengre enn dette, gjerne opp mot 50% av hovedspennet. Konsekvensen er at tårnene vil bevege seg mer, og det oppstår større deformasjoner i hovedspennet.

Avstanden mellom hovedkablene har mye å si for broens stivhet, og ved lengre spenn er dette en avgjørende faktor for broens stivhet.

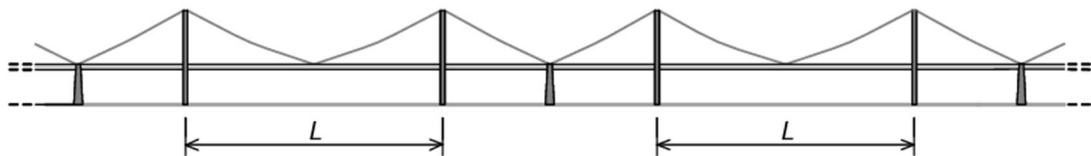
Stålet som brukes i hovedkablene har mer karbon enn konstruksjonsstål. Dette fører til at bruddstyrken omtrent dobles i forhold til høyfast konstruksjonsstål. Kompromisset er at stålets duktilitet blir sterkt svekket med en bruddtøyning rundt en femtedel av konstruksjonsstål. Kabelstålet kan heller ikke sveises på grunn av det høye karboninnholdet. Typisk strekkfasthet er 1570 MPa. (7)

3.1.4 Brokasse

Brokassens hovedoppgave er å bære kjørebanelokket mellom hengestengene, hvor kreftene føres videre opp i hovedkablene. På grunn av brokassens stivhet fordeles punktlaster effektivt mellom flere hengestenger. Den er også en betydelig bidragsyter til broens torsjonsstivhet, spesielt ved korte til middels spenn.

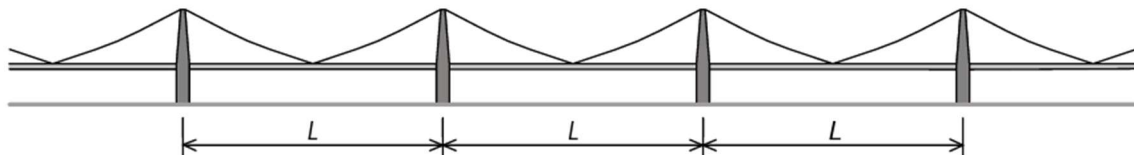
3.1.5 Flerspenns hengebro

Vanligvis er en trespenns hengebro, altså ett hovedspenn og to sidespenn, nok. I noen tilfeller kreves det derimot lengre spenn. Et alternativ er da å sette sammen trespenns-hengebruer. En vil da få to sidespenn forankret i en ankerblokk, og et hovedspenn, koblet i serie. Se figur 3-2.



Figur 3-2: Flerspenns hengebro med forankringstårn.(7)

Det andre alternativet er å ha flere hovedspenn etter hverandre. Estetisk og praktisk sett er dette en bedre løsning da det er behov for færre tårn. Konstruksjonsmessig kan det være utfordrende da tårnene må ha nok stivhet til å kunne motstå skjev lastfordeling. Se figur 3-3. (7)



Figur 3-3: Flerspenns hengebro uten forankringstårn.(7)

På grunn av manglende horisontal fastholdelse vil brotårnene få større horisontale deformasjoner ved skjev trafikklast. Dette fører igjen til større deformasjoner både i det belastede og det ubelastede spennet.



Figur 3-4: San Fransisco - Oakland Bay broen (7)

Da San Fransisco – Oakland Bay broen ble planlagt ble det både vurdert et konsept med ankring i midten, og en firespenns hengebro. Ingeniørene lyktes ikke med å få tårnene stive nok, og broen ble bygget med ankertårn.(7)

3.1.6 Flytende hengebro

En flytende hengebro av Sulafjordens karakter er per dags dato ikke bygget. Med to flytende tårn, uten ankertårn i midten, blir det en stor utfordring å bygge den stiv nok. Eventuelt må det vurderes om store forskyvninger kan være akseptable.

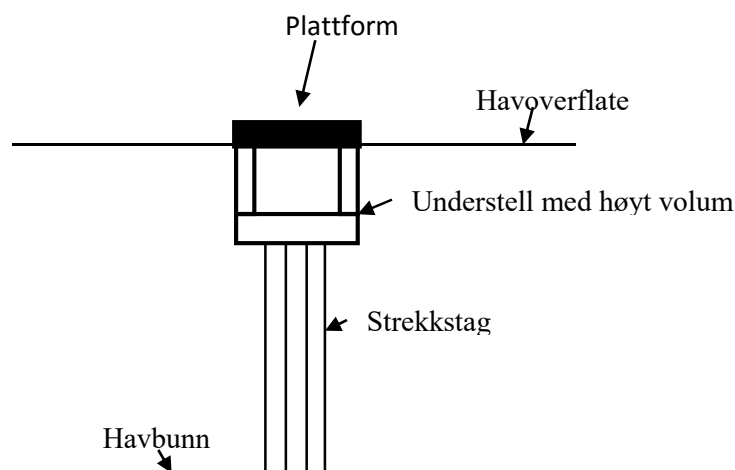
3.2 Flytefundamenter

3.2.1 TLP

TLP står for «Tension Leg Platform», eller strekkstagsplattform på norsk. Det er en flytende plattform forankret til bunnen gjennom vertikale stag. Understellet har stort overskudd av oppdrift, som fører til store strekkrefter i de vertikale stagene ned til havbunnen. Sideveis blir plattformen fastholdt av den horisontale komponenten av strekkreftene som oppstår ved sideveis forskyvning, se ligning 3-1.

$$F_x = \cos \alpha * F \quad (3-1)$$

Der F er strekkreftene i strekkstaget, F_x er motstandskraft sideveis og α er vinkel mellom strekkstag og horisontalaksen. TLP kjennetegnes derfor av svært høy vertikal stivhet, men lite horisontal stivhet. (8)



Figur 3-5: Strekkstagplattformens prinsipp

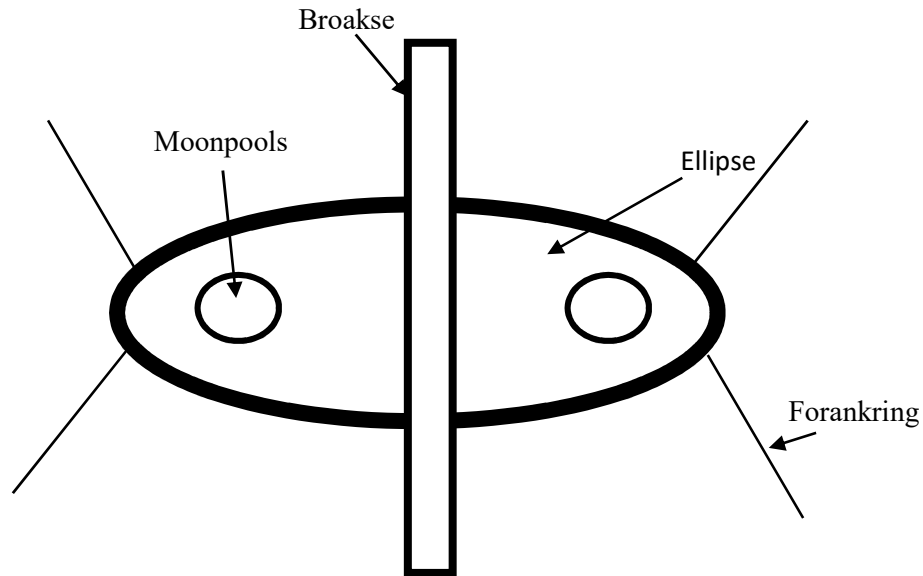
3.2.2 Ellipse

Prinsippet med det ellipseformede fundamentet er en stor flåte eller leker ankret til havbunnen. Den er ellipseformet da det er viktigst med sideveis stabilitet (broen bidrar til stabilitet i broaksens retning). Mot endene er det laget hull, såkalte «moonpools». Dette kommer fra offshoreindustrien der de brukes for å få rolig vann å arbeide i. Norsk ord er derfor arbeidsbrønn. Dette er et misvisende navn i denne oppgaven da formålet her er å begrense responsen fra bølger med visse perioder.

Forholdet mellom en bølges periode og bølgelengde er tilnærmet(9):

$$\lambda = 1.56 * T^2 \quad (3-2)$$

En bølgeperiode på 10 sekund gir da bølgelengde på omtrent 156 meter. Aktuelle bølgelengder strekker seg altså fra noen få meter til godt over ellipsens lengde. Bruk av «moonpools» kan derfor begrense respons fra kritiske bølgeperioder/lengder med det formål å få et lengre fundament med høyere stivhet.



Figur 3-6: Hovedprinsipp for ellipsefundament

3.3 Mekaniske svingninger

Denne oppgaven tar for seg dynamisk respons av broen, forårsaket av vind og bølger. Grunnleggende prinsipper innen dynamisk konstruksjonsanalyse er derfor oppsummert i det følgende.

3.3.1 Grunnleggende teori

En grunnleggende ligning innen mekaniske svingninger er bevegelsesligningen. Med utgangspunkt i Newtons andre lov, og med antakelse om konstant masse, kan en si:

$$F = m\ddot{x} \quad (3-3)$$

Altså kraft som virker på massen medfører akselerasjon \ddot{x} . En av kreftene som virker på massen er den elastiske gjenopprettende kraften fra stivhet. I tillegg kan energitap under bevegelse modelleres som en viskøs dempende kraft:

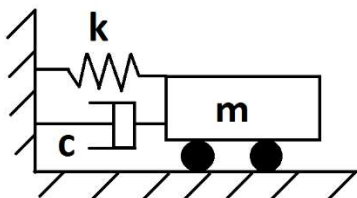
$$F = -kx \quad (3-4)$$

$$F = -c\dot{x} \quad (3-5)$$

Satt sammen blir bevegelsesligningen ved fri vibrasjon:

$$m\ddot{x} = -kx - c\dot{x} \quad (3-6)$$

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (3-7)$$



Figur 3-7: Fri vibrasjon med en frihetsgrad

Generell løsning på denne differensialligningen er:

$$x(t) = C_1 * e^{\left(-\frac{c}{2m} + \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}}\right) * t} + C_2 * e^{\left(-\frac{c}{2m} - \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}}\right) * t} \quad (3-8)$$

Kritisk dempning er den dempningen som raskest stanser en fri svingning. Den er definert som den dempningen hvor leddet under kvadratrotten i løsningen ovenfor blir 0.

$$\left(\frac{c_c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m} = 0 \quad (3-9)$$

$$c_c = 2 * \sqrt{k * m} = 2 * m * \omega_n \quad (3-10)$$

Dempningsforhold er forholdet mellom dempning og kritisk dempning:

$$\xi = \frac{c}{c_c} \quad (3-11)$$

$$\xi = \frac{c}{2 * m * \omega_n} \quad (3-12)$$

Dette er en dimensjonsløs relativ størrelse.

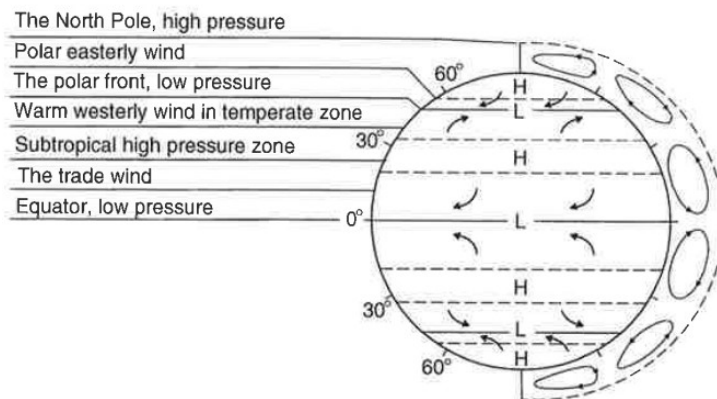
3.3.2 Egenfrekvenser

Egenfrekvenser med tilhørende svingformer beskriver den frie svingningen en konstruksjon satt i bevegelse vil innta. Om det er snakk om en tvungen svingning, med en påført periodisk kraft med samme frekvens som egenfrekvensen vil konstruksjonen gå i resonans. Svingningen blir forsterket i mindre grad om frekvensen og egenfrekvensen er i nærheten av hverandre.

3.3.3 Modalanalyse

Bevegelsesligningen til et system med n frihetsgrader består av n koblede ordinære andreordens differensialligninger. Ved store systemer eller om påført last ikke er periodisk blir ligningen svært kompleks. I slike tilfeller kan modalanalyse være lurt. Masseforskyvningene blir da uttrykt som en lineær kombinasjon av systemets normalsvingformer. Denne lineære transformasjonen gjør den koblede bevegelsesligningen om til et sett av n uavhengige andregrads differensialligninger som hver for seg kan løses som et system med en frihetsgrad. (10)

3.4 Vind



Figur 3-8: De globale vindsystemene. (11)

Vindhastighet kan ses på i flere skalaer. De største vindsystemene er de globale. Dette er mer eller mindre konstante vindsystemer som relativt enkelt kan beskrives ved fysiske lover.

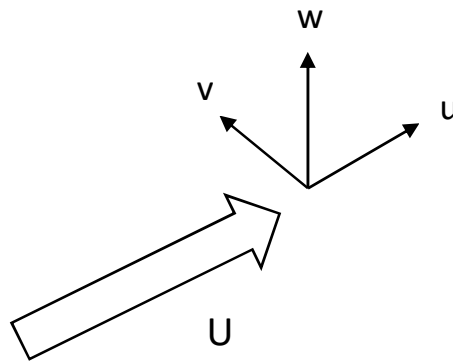
De regionale vindsystemene er langt mindre stabile, men forutsies med god sannsynlighet i værmeldingen hver dag. Vinden i «småskala» er derimot tilfeldig og kan ikke forutsies.

Vinden er ingen rett luftstrøm. Terreng og stigende varme er faktorer som kan gjøre vinden turbulent. En turbulent strøm er tredimensjonal. Den varierer helt tilfeldig, både i sted og tid. Den beskrives derfor best statistisk. I en kort tidsperiode, vanligvis 10 minutter, blir den øyeblikkelige vindhastigheten beskrevet som summen av middelvindhastigheten og den fluktuerende delen. I det kartesiske koordinatsystemet, med x-aksen i samme retning som middelvinden, blir komponentene:

I retning med vinden: $U(z) + u(x,y,z,t)$

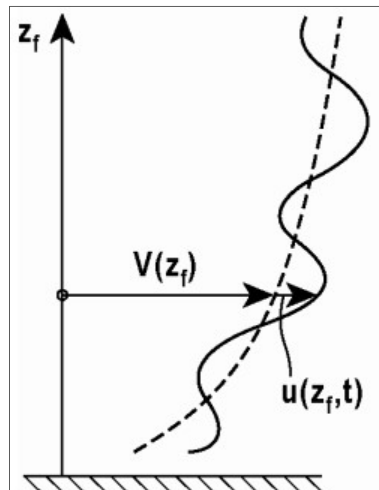
I retning på tvers av vinden sideveis: $v(x,y,z,t)$

I retning på tvers av vinden vertikalt: $w(x,y,z,t)$



Figur 3-9: Kartesisk koordinatsystem for vind.

Middelvinden $U(z)$ øker som en funksjon av høyde over bakken, samtidig som turbulensen avtar med høyde sett i forhold til middelvindhastigheten. Den turbulente delen regnes som en stasjonær stokastisk funksjon av posisjon og tid med 0 som gjennomsnittsverdi.



Figur 3-10: Vindhastighetsprofil med turbulenskomponent).(13)

I figuren er middelvindhastigheten over 10 min lik den stiplede linjen, mens den heltrukne linjen er summen av turbulens og middelvind, og varierer med tiden. (12)

3.4.1 Middelvindhastighet

Ved design av konstruksjoner blir vindhastighet gitt som en referansehastighet i området det skal bygges. Referansehastigheten blir så justert for effektene av:

- Vindretning
- Variasjon med årstidene
- Årlig sannsynlighet for at den blir overskredet
- Høyde over havet
- Terrengrøffhet
- Lokale topografiske effekter

I Norge regnes referansehastigheten etter Eurokode 1 (NS-EN-1991-1-4), og er definert som middelhastigheten over ti minutter, ti meter over bakken på havnivå med terrengkategori to, og sannsynlighet for overskridelse $p=0.02$. Dette tilsvarer 50 års returperiode. (12) Det finnes to fremgangsmåter for å ta hensyn til nevnte effekter.

Logaritmisk profil

Den logaritmiske formelen for vindhastighet er gitt ved:

$$V_d = V_{ref} * c_0(z) * c_r(z) \quad (3-13)$$

$$c_r(z) = \begin{cases} k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), & z_{min} \leq z \leq 200m \\ c_r(z_{min}), & z < z_{min} \end{cases} \quad (3-14)$$

Konstantene her bestemmes ut i fra terrengkategorier gitt i Eurokode 1.

Power law

Power law er en empirisk utviklet formel som gir tilnærmet like resultater som den logaritmiske formelen.

$$U(z) = U_{ref} * \left(\frac{z}{z_{ref}}\right)^\alpha = U_{10} * \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \quad (3-15)$$

$$\alpha \cong \frac{1}{\ln\left(\frac{z_{ref}}{z_0}\right)} \quad (3-16)$$

Hvor koeffisienten α endres med terrengrøffhet og høyde.

3.4.2 Tidsplan/frekvensplan

Innen vindteori går tidsplan og frekvensplan ofte igjen. Turbulens i tidsplan gir vindhastighet som en funksjon av tiden, altså vindamplitude ved en gitt tid. I frekvensplan blir turbulensen, ved hjelp av fouriertransformasjon, delt opp i n sinusfunksjoner. I stedet for amplitude som funksjon av tiden får en da amplitude som funksjon av frekvens.

3.4.3 Statistisk beskrivelse av vind

Grunnleggende parametere for å beskrive turbulens statistisk er(14):

- Turbulensintensitet
- Tids- og lengdeskalaer
- Vindspekter
- Ko-koherens

Det settes av plass til en kort gjennomgang av stokastiske prosesser. En stokastisk prosess er definert som tilfeldig men statistisk beregnelig.

Middelverdi

Middelvindhastighet beskrives statistisk:

$$\mu_X = E[X(t)] \quad (3-17)$$

Varians

Varians beskriver spredningen i en funksjon.

$$\sigma_X^2 = E[(X(t) - \mu_X)^2] \quad (3-18)$$

$$\sigma_X^2 = E\{(X(t))^2\} - \mu_X^2 \quad (3-19)$$

I beskrivelsen av vind er variansen den turbulente delen.

Standardavvik

Standardavvik er roten av variansen og angir forenklet en funksjons gjennomsnittlige avstand til middelverdien, eller turbulensens gjennomsnittlige avstand til middelvinden.

$$\sigma_X = \sqrt{\sigma_X^2} \quad (3-20)$$

Turbulens og turbulensintensitet

Turbulens er den fluktuerende delen av vinden. Turbulensintensitet i vindretning, på tvers av vinden og i vertikal retning er definert som standardavviket σ av den respektive turbulenskomponenten (u , v og w) relativt til vindhastigheten U . Turbulensintensitet beskriver altså hvor stor turbulensen er i forhold til middelvinden. I utgangspunktet vil derfor turbulensintensiteten avta med høyere vindhastighet, men på havet vil høyere vindhastighet gi en røffere overflate og dermed mer turbulens. Turbulensintensiteten kan derfor øke med vindhastigheten over sjø.

Turbulensintensiteten vil vanligvis avta med høyde. (14)

Standardavvik av momentanvindhastigheten er gitt av følgende formel, der k_l kan settes til 1:

$$\sigma_v = k_r * V_b * k_l \quad (3-21)$$

Videre blir turbulensintensiteten:

$$I_u(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad (3-22)$$

$$I_v(z) = \frac{3I_u(z)}{4} \quad (3-23)$$

$$I_w(z) = \frac{I_u(z)}{4} \quad (3-24)$$

(15)

Kovarians og korrelasjon

Kovarians beskriver den statistiske sammenhengen mellom to punkter gjennom å vise hvor lik variansen i to tidssteg er over tid. Høyest tall vil følgelig forekomme om høye verdier multipliseres. Høy kovarians tyder derfor på god sammenheng mellom tidsstegene. Høy negativ kovarians tyder fremdeles på sammenheng, men prosessene beveger seg da ifra hverandre.

$$\kappa_X(\tau) = E\{(X(t) - \mu_X)(X(t + \tau) - \mu_X)\} \quad (3-25)$$

For stasjonære stokastiske prosesser forandres ikke de statistiske egenskapene med tiden. Det vil si at en kan bytte ut t med $(t - \tau)$ (11)

$$\kappa_X(\tau) = E\{(X(t - \tau) - \mu_X)(X(t) - \mu_X)\} \quad (3-26)$$

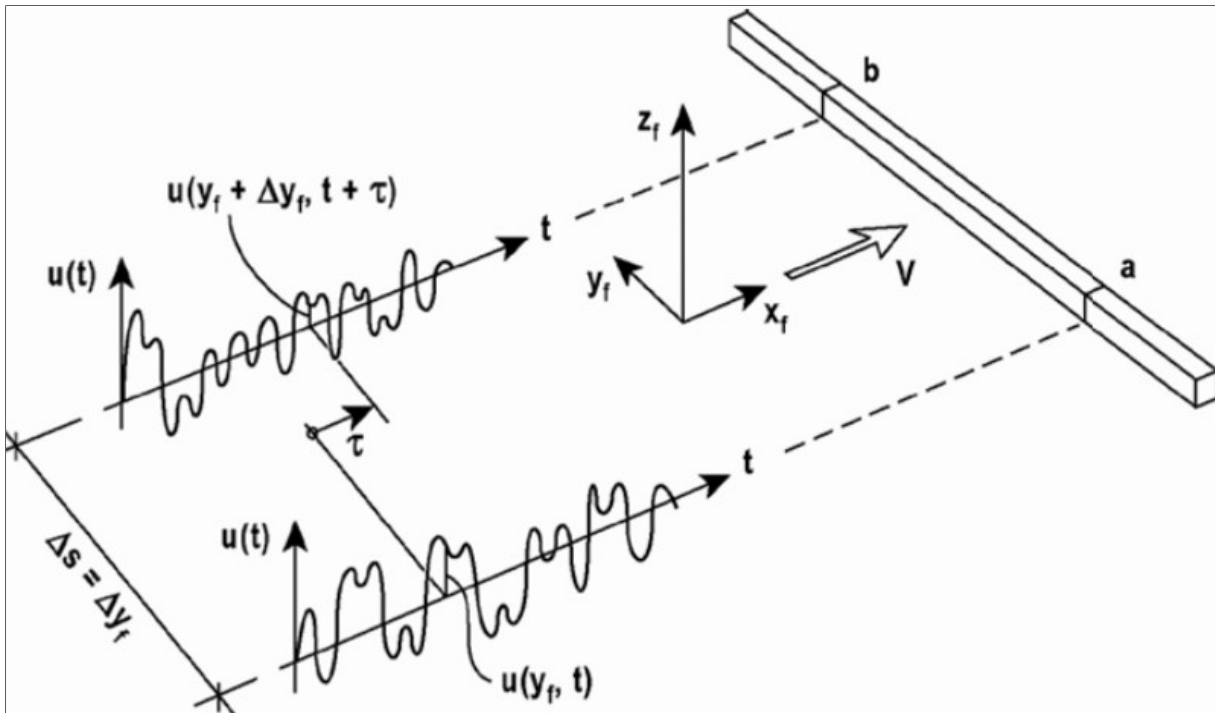
Som beviser at:

$$\kappa_X(\tau) = \kappa_X(-\tau) \quad (3-27)$$

Kovarians kan utvides til å gjelde to prosesser. Dette kalles kryss-kovarians.

$$\kappa_{XY}(\tau) = E\{(X(t) - \mu_X)(Y(t + \tau) - \mu_Y)\} \quad (3-28)$$

$$\kappa_{XY}(\tau) = \kappa_{YX}(-\tau) \quad (3-29)$$



Figur 3-11: Sammenheng mellom turbulens i to punkter(13)

Selv om turbulens i utgangspunktet er tilfeldig, er det samsvar mellom vind innenfor et visst område. Dette området kan omfatte tid, sted eller begge deler. Vindfelt kan ses på som homogent innenfor visse rammer. Det vil si at de statistiske egenskapene ikke endres med plassering, og vindfeltet ses derfor på som stokastisk stasjonært. Kovarians og kryss-kovarians brukes til å beskrive hvor god samsvar det er i turbulensen. I beskrivelsen av turbulens er middelveiden allerede trukket fra. Notasjonen er også litt annerledes. (11)

$$R_{mn}(\tau) = E[m(t)n(t + \tau)] \quad (3-30)$$

$$R_m(\tau) = E[m(t)m(t + \tau)] \quad (3-31)$$

Kryss-kovarians kan skrives:

$$R_m(r, \tau) = E[m(x, t)m(x + r, t + \tau)] \quad (3-32)$$

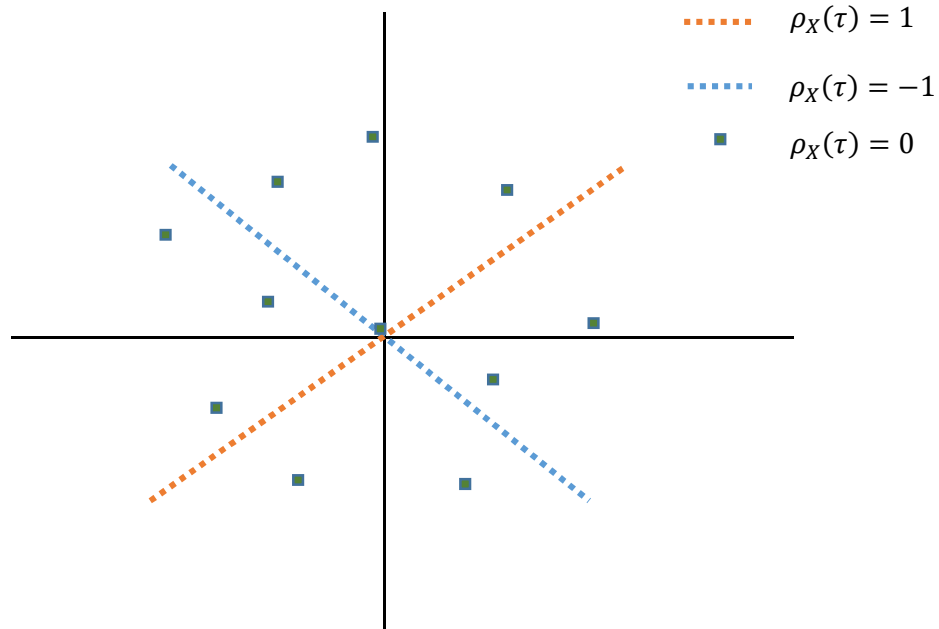
Hvor x er posisjon, og r er avstand.

$R_w(r, \tau)$, $R_u(r, \tau)$ og $R_{uw}(r, \tau)$ brukes i denne oppgaven som både kovarians og kryss-kovarians. Verdien av r og τ brukes da til å skille dem.

Kryss-korrelasjon/korrelasjon er normaliserte versjoner av kryss-kovarians/kovarians, hvor 1 er perfekt positiv korrelasjon, og -1 er perfekt negativ korrelasjon. Se figur 3-12.

$$\rho_{XY}(\tau) = \frac{\kappa_{XY}(\tau)}{\sigma_X \sigma_Y} \quad (3-33)$$

$$\rho_X(\tau) = \frac{\kappa_X(\tau)}{\sigma_X^2} \quad (3-34)$$



Figur 3-12: Illustrasjon av korrelasjon

Da vindfeltet ses på som homogent forandres ikke standardavviket, og korrelasjonskoeffisientene kan skrives:

$$\rho_{uw}(r, \tau) = \frac{R_{uw}(r, \tau)}{\sigma_u(z) * \sigma_w(z)} \quad (3-35)$$

$$\rho_u(r, \tau) = \frac{R_u(r, \tau)}{\sigma_u^2(z)} \quad (3-36)$$

$$\rho_w(r, \tau) = \frac{R_w(r, \tau)}{\sigma_u^2(z)} \quad (3-37)$$

(11)

Tids- og lengdeskalaer

Tids- og lengdeskalaer beskriver et vindfelts utbredelse i tid og rom. Innenfor disse skalaene er det en viss sammenheng i turbulensen.

Tidsskala beskriver tidsrommet vinden i tiden t har en sammenheng med. Ofte kalles tidsskala for tidsminne.

$$T(z) = \int_0^{\infty} \rho_i(z, \tau) d\tau \quad (3-38)$$

Hvor $\rho_i(z, \tau)$ er dimensjonsløs korrelasjon og varierer mellom 0 og 1.

Lengdeskalaen beskriver vindfeltets romlige utbredelse.

$$L_i = \int_0^{\infty} \rho_i(z, r) dr = U(z) * T(z) \quad (3-39)$$

På samme måte som ved tidsskala er $\rho_i(z, r_j)$ dimensjonsløs korrelasjon og varierer mellom 0 og 1.

I praksis kan det benyttes fullskalaforsøk for å estimere lengdeskalaer. Ulempen er at resultatene er usikre. (11) I håndbok N400 er lengdeskalaene gitt ved:

$$L_{ux} = L_1 \left(\frac{z}{z_1} \right)^{0.3} \quad (3-40)$$

Hvor L_1 er referanse lengdeskala lik 100m og z_1 er referanse høyde lik 10m.

Videre gjelder:

$$L_{wx} = \frac{L_{ux}}{12} \quad (3-41)$$

$$L_{vx} = \frac{L_{ux}}{4} \quad (3-42)$$

(16)

Vindspekter

Autospekter, S_u , beskriver kovarians i frekvensplan. Det vil si at det beskriver hvordan kovariansen er distribuert langs frekvensaksen. Det er et nyttig verktøy for å se i hvilke frekvensområder turbulensen har mest energi.

$$S_N(z, n) = 4 \int_0^{\infty} R_N(\tau) \cos(2\pi n\tau) d\tau \quad (3-43)$$

Ligning 3-43 kan inverteres og en får kovarians.

$$R_N(\tau) = \int_0^{\infty} S_N(z, n) \cos(2\pi n\tau) dn \quad (3-44)$$

I tilfellet der $R_N(0)$, uttrykker kovarians varians. Summen av alle frekvensene i autospekteret skal da være lik variansen.

$$\sigma_u^2(z) = \int_0^{\infty} S_N(z, n) dn \quad (3-45)$$

Det finnes flere tilnærminger til vindspekter. I standarden (Eurokode 1) brukes Kaimalspekter. S_u^* er notasjon for normalisert vindspekter.

$$f_L = n * T(z) = \frac{nL_u^x(z)}{U(z)} \quad (3-46)$$

$$S_u^* = \frac{nS_u(z, n)}{\sigma_u^2(z)} = \frac{6.8f_L}{(1 + 10.2f_L)^{\frac{5}{3}}} \quad (3-47)$$

$$S_w^* = \frac{nS_w(z, n)}{\sigma_w^2(z)} = \frac{6.8f_L}{(1 + 10.2f_L)^{\frac{5}{3}}} \quad (3-48)$$

Von Kármán-spekter er et alternativ til Kaimalspekter og blir regnet som:

$$S_u^* = \frac{nS_u(z, n)}{\sigma_u^2(z)} = \frac{4f_L}{(1 + 70.8f_L^2)^{\frac{5}{6}}} \quad (3-49)$$

$$S_w^* = \frac{nS_w(z, n)}{\sigma_w^2(z)} = \frac{4f_L * (1 + 188.4 * 4 * f_L^2)}{(1 + 70.8 * 4 * f_L^2)^{\frac{5}{6}}} \quad (3-50)$$

(11)

Krysspekter

Krysspekter beskriver den romlige sammenhengen mellom turbulens i to punkter i frekvensplan. Det er altså frekvensplanets kryss-korrelasjon. I motsetning til auto-spekter, er krysspekter vanligvis komplekst.

$$S_{uu}(P_1, P_2, n) = 2 \int_{-\infty}^{\infty} R_u(r, \tau) e^{-i2\pi n\tau} d\tau \quad (3-51)$$

Krysspekteret kan også skrives:

$$S_{uu}(P_1, P_2, n) = |S_{uu}(P_1, P_2, n)| * e^{i\phi_{uu}(n)} \quad (3-52)$$

Der $|S_{uu}(r, n)|$ er kryssamplitudespekter og $\phi_{uu}(n)$ er fasespekter.

Koherens tilsvarer kryss-korrelasjon i frekvensplan som vil si at det er det normaliserte krysspekteret.

$$\text{Coh}(r, n) = \frac{|S_{uu}(P_1, P_2, n)|^2}{S_{uu}(P_1, n)S_{uu}(P_2, n)} \quad (3-53)$$

$$S_{uu}(P_1, P_2, n) = \sqrt{S_{uu}(P_1, n)S_{uu}(P_2, n)} * \sqrt{\text{Coh}(r, n)} e^{i\phi_{uu}(n)} \quad (3-54)$$

Krysspekteret kan deles opp i reell og imaginær del, henholdsvis *Coh* og *Quad* spektrum. Rot-koherensfunksjonen er definert som:

$$\Psi(r, n) = \frac{\sqrt{\text{Coh}^2(r, n) + \text{Quad}^2(r, n)}}{\sqrt{S_{uu}(P_1, n)S_{uu}(P_2, n)}} \quad (3-55)$$

Da forholdet mellom imaginær og reell del i atmosfæren er liten, kan rot-koherens forenkles til:

$$\Psi(r, n) = \frac{\text{Coh}(r, n)}{\sqrt{S_{uu}(P_1, n)S_{uu}(P_2, n)}} \quad (3-56)$$

(11, 17)

3.5 Vindkrefter

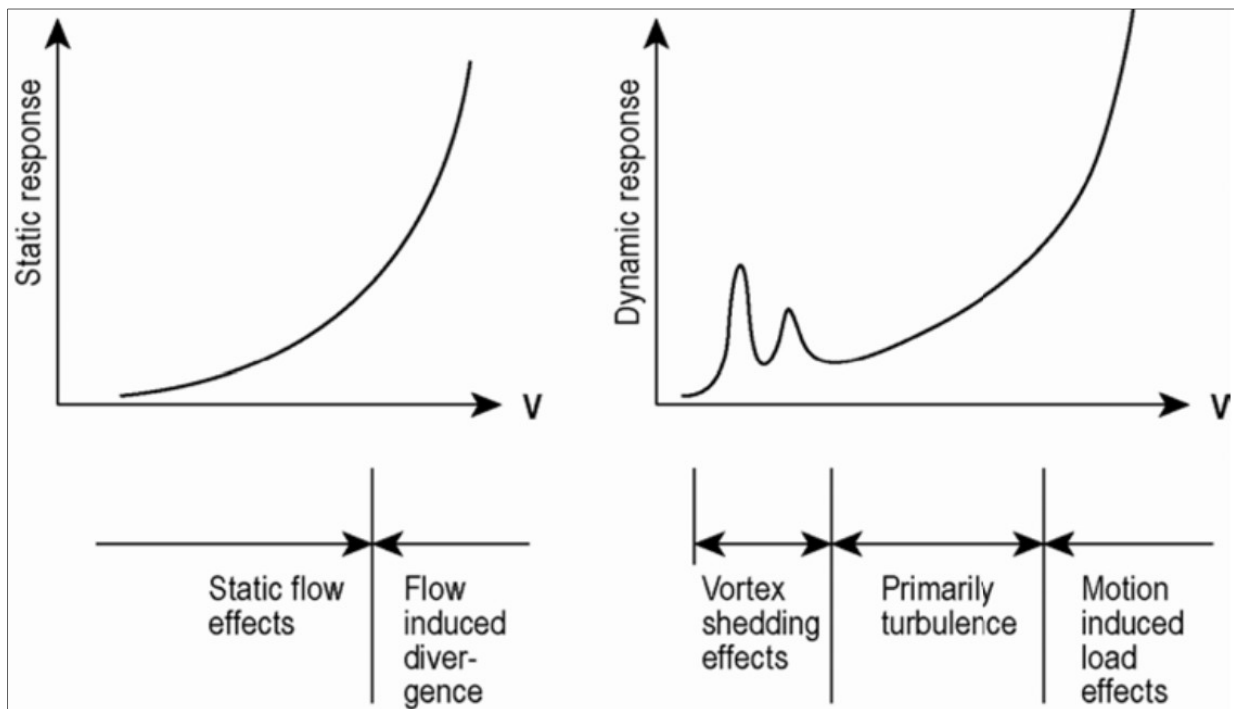
Totalt vindkrefter på en slank konstruksjon er gitt som summen av statisk last, buffeting (turbulens) og bevegelsesinduserte laster.

$$F_{tot} = F_q + F_t + F_m \quad (3-57)$$

Konstruksjonens respons består av en statisk, og en dynamisk del.

- Statisk
 - Respons fra middelvind
 - Statisk divergens (aerodynamisk instabilitet)
- Dynamisk
 - Virvelinduserte vibrasjoner
 - Respons fra turbulens
 - Bevegelsesinduserte effekter (aerodynamiske instabiliteter)

De ulike typene respons har vanligvis størst kraft i separate hastighetsområder og behandles derfor hver for seg. Figur 3-13 viser hvilke områder de ulike typene har størst kraft. (13)



Figur 3-13: Sammenheng mellom vindhastighet og dynamisk respons(13)

3.5.1 Aerodynamiske instabiliteter

Aerodynamiske instabiliteter er en gruppe effekter som fører til høy respons, og i verste fall kollaps. Tacoma Narrows er kanskje den best kjente broen som kollapset på grunn av en aerodynamisk instabilitet. Felles for alle er at de inntreffer ved høye vindhastigheter. Konstruksjoner konstrueres derfor slik at høyeste forventede vindhastighet er lavere enn kritisk vindhastighet der aerodynamiske instabiliteter inntreffer. Aerodynamisk stivhet og stivhet i brobjelken er viktige parametere for å øke den kritiske vindhastigheten.

$$\frac{V_{crit}}{\gamma_{Vcrit}} \geq V_m \quad (3-58)$$

Der γ_{Vcrit} er sikkerhetsfaktor på 1.6.

Galloping

Galloping er en effekt som virker vertikalt på tvers av vinden. Om brokassen beveger seg vertikalt, vil angrepsvinkelen til vinden endre seg. Ved høy negativ C_L' vil det oppstå negativ aerodynamisk demping, som fører broen ut i store svingninger.

Statisk divergens

Statisk divergens forekommer av statisk vind. Ved høye vindhastigheter vil den aerodynamiske stivheten redusere broens stivhet. Utsatt for moment, vil brokassen få en vridning. Dette fører til større påført moment. Kombinert med lavere stivhet vil dette føre til kollaps.

Flutter

Flutter er en koblet instabilitet som går på dynamisk vridning av brokassen i kombinasjon med vertikalt løft.

Torsjonsflutter

Torsjonsflutter er en dynamisk instabilitet som fører til at brokassens vridning øker ubegrenset. (18)

3.5.2 Virvelinduserte vibrasjoner

Virvelinduserte vibrasjoner oppstår når virvler induseres alternerende på motstående sider av brokassen. Om en virvel induseres øker motstanden på denne siden, og mer av luften passerer på motstående side. Altså vil vindhastigheten øke på denne siden. Dette resulterer i lavere lufttrykk på siden med høy vindhastighet, og derav en vinkelrett kraft som trekker brokassen mot lavtrykket. Når virvlene så induseres alternerende vil broen bevege seg opp og ned i samme frekvens som virvlene induseres. (11)

Virvelinduserte vibrasjoner er selvbegrensende og vil ikke føre til kollaps i bruddgrensetilstand. De kan derimot være et problem ved utmatting og brukeropplevelse. (19)

3.5.3 Statisk vind og formfaktorer

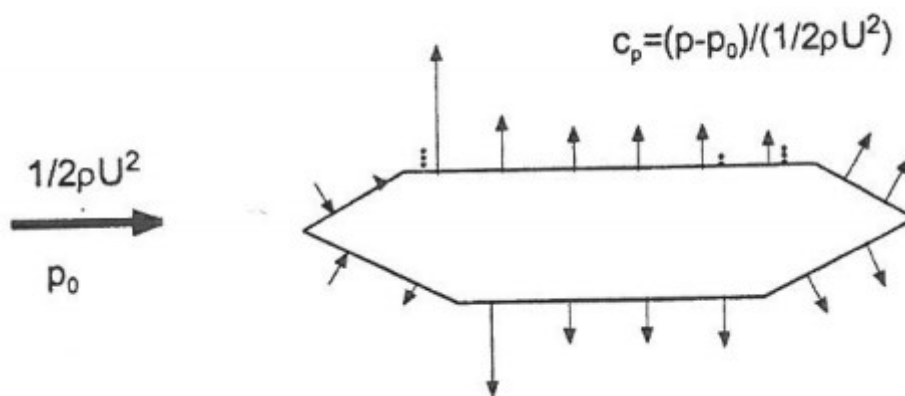
Trykket fra vind regnes ut ifra vindhastighet og luftens densitet.

$$p = \frac{1}{2} \rho U^2 \quad (3-59)$$

For å få dette over til en kraft må det multipliseres med arealet den treffer

$$F = \frac{1}{2} \rho U^2 * A \quad (3-60)$$

Hadde vinden stoppet i arealet den treffer hadde denne formelen vært riktig. Vinden stopper derimot ikke, men flyter rundt legemet. Figur 3-14 viser trykk som skapes rundt en brokasse fra vinden. Fordelingen av trykket er komplisert å regne ut, og en bruker derfor formfaktorer.



Figur 3-14: Fordeling av trykk rundt brokasse (20)

I lengderetning blir kraften per lengdeenhet da:

$$F_D = \frac{1}{2} * C_D * \rho * H * U^2 \quad (3-61)$$

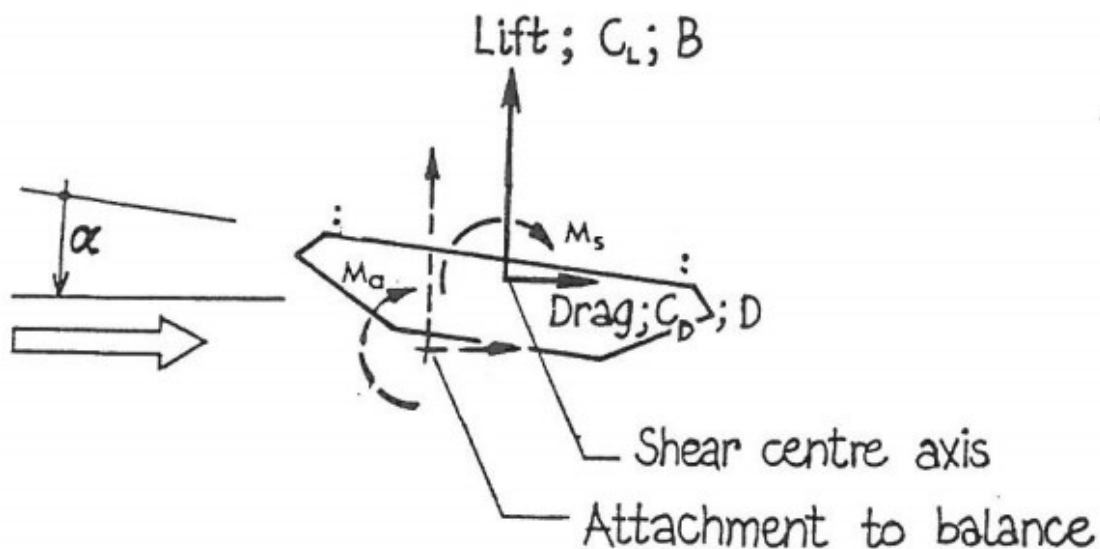
Hvor D står for drag, altså luftmotstand. C_D er formfaktoren som tar hensyn til tverrsnittet aerodynamiske egenskaper.

Om tverrsnittet har en form som fører mer vind over eller under tverrsnittet, vil det skapes overtrykk/undertrykk. Tverrsnittet vil da løftes mot undertrykket. C_L er formfaktoren som tar hensyn til hvor sterk løftekraft som oppnås på grunn av form på tverrsnittet. Generell formel for løft per lengdeenhet er:

$$F_L = \frac{1}{2} * C_L * \rho * B * U^2 \quad (3-62)$$

Den resulterende aerodynamiske lasten virker ikke nødvendigvis i senteret av tverrsnittet. Det kan derfor forekomme et vridningsmoment. C_M er en momentkoeffisient som uttrykker vridningsmomentet M rundt skjærsenteret. Formelen for moment per lengdeenhet blir da:

$$M = \frac{1}{2} * C_M * \rho * B^2 * U^2 \quad (3-63)$$



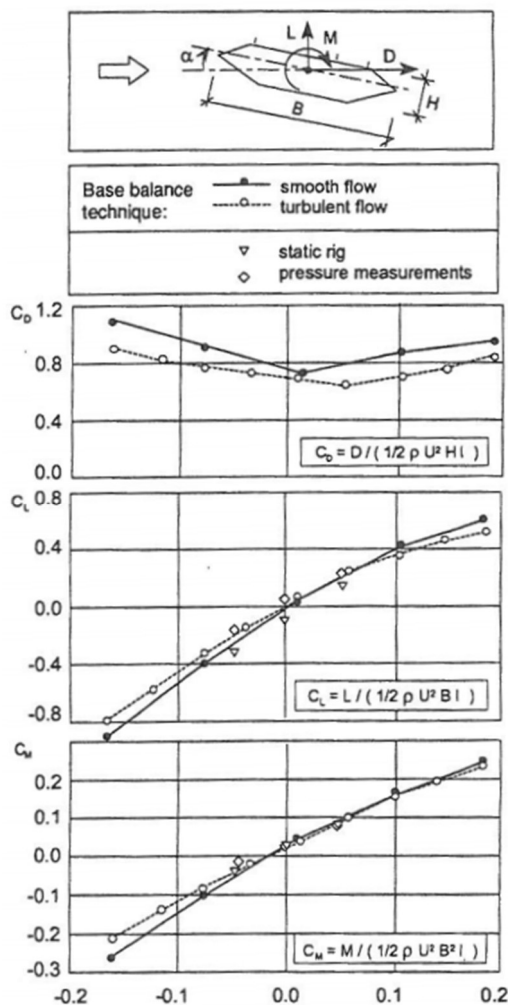
Figur 3-15: Krefter på brokasse og angrepsvinkel(21)

På grunn av moment vil brokassen vri seg, og vindens angrepsvinkel vil derfor endres. Formfaktorene er funksjoner av angrepsvinkel, og disse vil derfor endres. En forenkling er å linearisere funksjonen. Gjennomsnittlige formfaktorer fra statisk vind er gitt ved(20):

$$\overline{C_D}(\alpha) = C_D + C'_D(\alpha) \quad (3-64)$$

$$\overline{C_L}(\alpha) = C_L + C'_L(\alpha) \quad (3-65)$$

$$\overline{C_M}(\alpha) = C_M + C'_M(\alpha) \quad (3-66)$$



Figur 3-16: Eksempel på formfaktorfunksjoner (20)

På matriseform blir den statiske vindlasten:

$$\begin{bmatrix} F_D \\ F_L \\ M \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \rho U^2 \begin{bmatrix} \overline{C_D} H & 0 & 0 \\ 0 & \overline{C_L} B & 0 \\ 0 & 0 & \overline{C_M} B^2 \end{bmatrix} \quad (3-67)$$

3.5.4 Buffeting

Buffeting er krefter fra den turbulente delen av vinden. Dette er et mer komplisert lastbilde enn ved statisk last. I tillegg til at turbulensen har både en vertikal og en horisontal komponent, setter turbulensen brokassen i bevegelse. Brokassens hastighet i forhold til vinden blir derfor også en komponent.

Angrepsvinkelen vil være i stadig endring på grunn av brokassens kontinuerlige rotasjon. Den blir derfor en kombinasjon av angrepsvinkel ved statisk vindlast, og påvirkningen fra den fluktuerende delen.

Generell formel for angrepsvinkel med forbehold om at middelvind er dominerende over turbulens er:

$$\alpha = \theta + \left(\frac{w}{V} \right) - \left(\frac{\dot{\gamma}_z}{V} \right) \quad (3-68)$$

Der θ er broens rotasjon. For middelvind blir w og $\dot{\gamma}_z$ gjennomsnittlig 0, og en står igjen med:

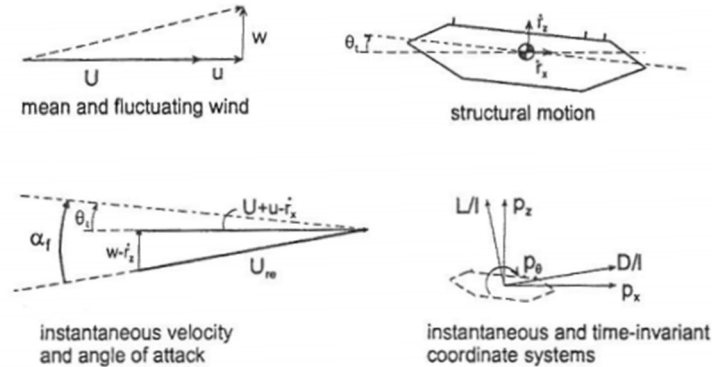
$$\bar{\alpha} = \bar{\theta} \quad (3-69)$$

Den fluktuerende delen blir:

$$\alpha_f = \theta_f + \left(\frac{W}{V}\right) - \left(\frac{\dot{r}_z}{V}\right) \quad (3-70)$$

Og total vinkel:

$$\alpha = \bar{\alpha} + \alpha_f = \bar{\theta} + \theta_f + \left(\frac{W}{V}\right) - \left(\frac{\dot{r}_z}{V}\right) \quad (3-71)$$



Figur 3-17: Angrepsvinkel ved fluktuerende vind(20)

Total vind som virker på broen kalles relativ vind, og blir:

$$U_{rel}^2 = (U + u - \dot{r}_x)^2 + (w - \dot{r}_z)^2 \quad (3-72)$$

Med forutsetning om at U er dominerende over de fluktuerende delene kan ligning 3-72 forenkles:

$$U_{rel}^2 = U^2 + 2Uu - 2U\dot{r}_x \quad (3-73)$$

Figur 3-17 viser at vinden må roteres for å være i det globale koordinatsystemet. Det antas at vinkelen er liten, og derav:

$$\cos(\alpha - \theta) = 1 \quad (3-74)$$

$$\sin(\alpha - \theta) = (\alpha - \theta) = \frac{w - \dot{r}_z}{U} \quad (3-75)$$

Total last fra turbulens kan da formuleres:

$$p = \frac{1}{2}\rho U^2 \begin{bmatrix} 2\bar{C}_D H & (C'_D H - \bar{C}_L B) \\ 2\bar{C}_L B & (C'_L B + \bar{C}_D H) \\ \bar{C}_M B^2 & C'_M B^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{u}{U} \\ \frac{w}{U} \\ \frac{\dot{r}_z}{U} \end{bmatrix} + \frac{1}{2}\rho U^2 \begin{bmatrix} -2\bar{C}_D H & -(C'_D H - \bar{C}_L B) & C'_D H \\ -2\bar{C}_L B & -(C'_L B + \bar{C}_D H) & C'_L B \\ -2\bar{C}_M B^2 & -C'_M B^2 & C'_M B^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\dot{r}_x}{U} \\ \frac{\dot{r}_z}{U} \\ \theta \end{bmatrix} \quad (3-76)$$

I ligning 3-76 er lasten delt inn i last fra vinden, og bevegelsesindusert last. I denne oppgaven blir den bevegelsesinduserte lasten behandlet på konstruksjonssiden som aerodynamisk demping. Lastsiden blir da:

$$p = \frac{1}{2}\rho U^2 \begin{bmatrix} 2\bar{C}_D H & (C'_D H - \bar{C}_L B) \\ 2\bar{C}_L B & (C'_L B + \bar{C}_D H) \\ \bar{C}_M B^2 & C'_M B^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{u}{U} \\ \frac{w}{U} \\ \frac{\dot{r}_z}{U} \end{bmatrix} \quad (3-77)$$

3.6 Dempning

Dempning er effekten der en fri svingnings amplitude krymper over tid. Dempningen er en sum av alle faktorer som tar energi fra svingningen.

Konstruksjonsdempning

Konstruksjonsdempning (Structural/rate-independent damping) er dempningsbidrag fra selve konstruksjonen, f.eks. friksjon fra gnissing mellom elementer, eller energi som går til varme ved tøyning av materiale. Forsøk har vist at den ekvivalente viskøse dempningsratioen er tilnærmet lik for alle frekvenser.

Aerodynamisk dempning

Fluktuerende vindkrefter på matriseform er:

$$p = \frac{1}{2}\rho U^2 \begin{bmatrix} 2\overline{C_D}H & (C'_D H - \overline{C_L}B) \\ 2\overline{C_L}B & (C'_L B + \overline{C_D}H) \\ \overline{C_M}B^2 & C'_M B^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ \frac{U}{w} \\ \frac{U}{U} \end{bmatrix} + \frac{1}{2}\rho U^2 \begin{bmatrix} -2\overline{C_D}H & -(C'_D H - \overline{C_L}B) & C'_D H \\ -2\overline{C_L}B & -(C'_L B + \overline{C_D}H) & C'_L B \\ -2\overline{C_M}B^2 & -C'_M B^2 & C'_M B^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{r}_x \\ \dot{r}_z \\ \dot{\theta} \end{bmatrix} \quad (3-78)$$

Som nevnt kan de bevegelsesrelaterte kreftene ses på som aerodynamisk dempning. De må da settes på andre siden av ligningen.

$$\frac{1}{2}\rho U^2 \begin{bmatrix} 2\overline{C_D}H & (C'_D H - \overline{C_L}B) & -C'_D H \\ 2\overline{C_L}B & (C'_L B + \overline{C_D}H) & -C'_L B \\ 2\overline{C_M}B^2 & C'_M B^2 & -C'_M B^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{r}_x \\ \dot{r}_z \\ \dot{\theta} \end{bmatrix} + p = \frac{1}{2}\rho U^2 \begin{bmatrix} 2\overline{C_D}H & (C'_D H - \overline{C_L}B) \\ 2\overline{C_L}B & (C'_L B + \overline{C_D}H) \\ \overline{C_M}B^2 & C'_M B^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ \frac{U}{w} \\ \frac{U}{U} \end{bmatrix} \quad (3-79)$$

Der dempningsdelen er:

$$C_{ae} = \frac{1}{2}\rho U \begin{bmatrix} 2\overline{C_D}H & (C'_D H - \overline{C_L}B) & 0 \\ 2\overline{C_L}B & (C'_L B + \overline{C_D}H) & 0 \\ 2\overline{C_M}B^2 U & C'_M B^2 U & 0 \end{bmatrix} \quad (3-80)$$

Og stivhetsdelen er:

$$K_{ae} = \frac{1}{2}\rho U \begin{bmatrix} 0 & 0 & -C'_D H \\ 0 & 0 & -C'_L B \\ 0 & 0 & -C'_M B^2 U \end{bmatrix} \quad (3-81)$$

K_{ae} fører til at den totale stivheten, og med det egenfrekvensene endres med vindhastigheten. Det er derfor nødvendig med iterering for å finne effekten av K_{ae} . Under normale forhold vil imidlertid K_{ae} kun ha en vesentlig effekt rundt instabilitetsgrensene. Ved beregninger rundt karakteristisk vindhastighet er det derfor C_{ae} som er dominerende, og det kan ses vekk ifra K_{ae} . (13)

Forenklet blir det ofte sett bort fra de komplette dempningsleddene, og en står igjen med:

$$C_{ae} = \frac{1}{2} \rho U \begin{bmatrix} 2\overline{C_D}H & 0 & 0 \\ 0 & (C'_L B + \overline{C_D}H) & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3-82)$$

For å finne ønsket dempningsforhold i retning i ved frekvens j divideres dempningskonstant med kritisk dempning.

$$C_{crit} = 2 * m_i * \omega_j \quad (3-83)$$

$$\xi_{ij} = \frac{C_{ae}}{2 * m_i * \omega_j} \quad (3-84)$$

3.7 Elementmetoden

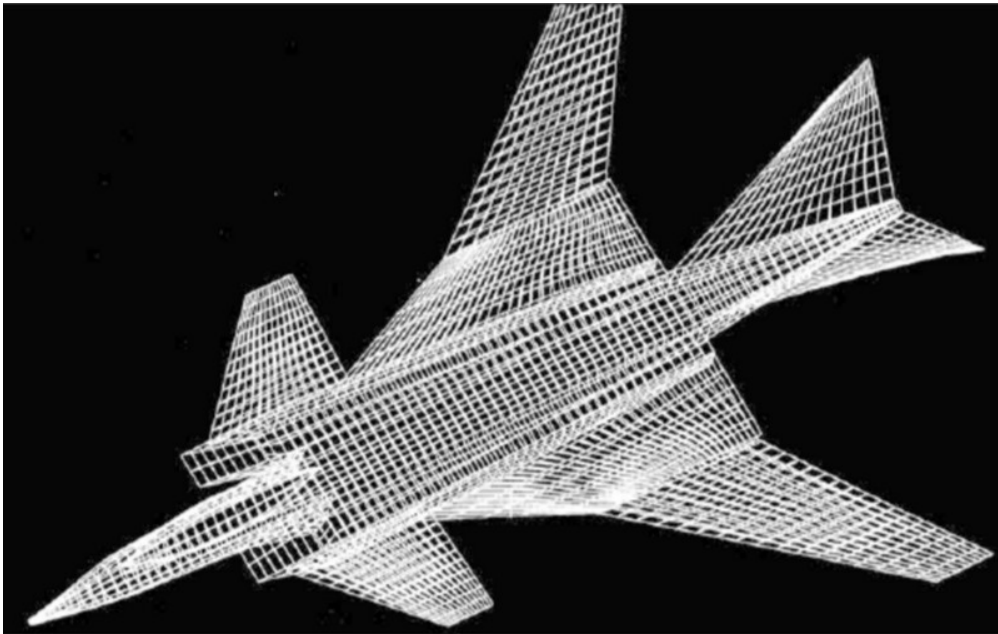
3.7.1 Om elementmetoden

FEM står for «Finite Element Method», eller elementmetode. Helt enkelt går det ut på å dele opp konstruksjonen i et begrenset antall elementer og beregne deformasjoner i hvert element. Fordelen med en slik oppdeling er at man går fra partielle differensialligninger som karakteriserer et kontinuerlig system, til ordinære differensialligninger for hvert element. Da det ikke lenger er det originale problemet som blir løst, vil ikke FEM kunne gi en eksakt løsning. For mange kompliserte tilfeller er den derimot den eneste tilgjengelige metoden, og ved riktig bruk kan FEM gi gode resultater.

Et eksempel er beregninger i jagerflyet nedenfor. I utgangspunktet er dette en komplisert geometri som det ville vært umulig å regne på. Ved hjelp av FEM blir flyet delt opp i mange mindre trapesformede elementer som hver for seg ikke er kompliserte. Om en da regner f.eks. deformasjon i alle elementene oppnås en god indikasjon på fordelingen av disse.

Det finnes ulike geometrier flyet kan deles opp i. Dette kalles elementer. I dette tilfellet er det brukt firkantede elementer. Om disse elementene har fire noder, altså ett i hvert hjørne, vil det kunne ha alle rektangulære former. Om det har åtte noder, altså ett på hver side i tillegg til i hjørnene, vil det kunne bøye sidene. Det er kun i nodene en kan gjøre beregninger, basert på antatt deformasjon langs elementet. Valg av element er derfor viktig for å få gode resultater. Tilbake til jagerflyet kan en se at elementene er mindre der en forventer store deformasjoner, for eksempel foran på vingene. Dette er fordi det er større variasjon i deformasjonen her, og det kreves derfor flere punkter for å få

et godt resultat. Om hele flyet hadde vært bygget av tilsvarende små elementer ville det tatt uforholdsmessig mye datakraft for å finne en løsning. (22)



Figur 3-18: Beregningsnett for jagerfly(22)

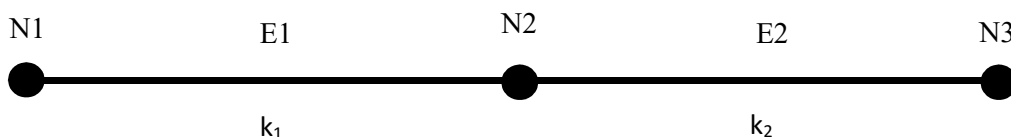
3.7.2 Grunnleggende teori

Den grunnleggende formelen i FEM er varianter av $F = k * x$ som vi kjenner fra fysikken. Ved aksiell lastvirkning er konstruksjonens stivhet $k = \frac{A * E}{L}$, der E er elastisitetsmodulen, A er tverrsnittsareal og L er lengden. Generell formel for et bar-element formuleres vanligvis på matrisform:

$$\begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} \quad (3-85)$$

For å sette sammen flere elementer settes hvert elements stivhetsmatrise sammen til en global stivhetsmatrise. Eksempel med to stav-elementer plassert på linje følger:

$$\begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 \\ 0 & -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{Bmatrix} \quad (3-86)$$

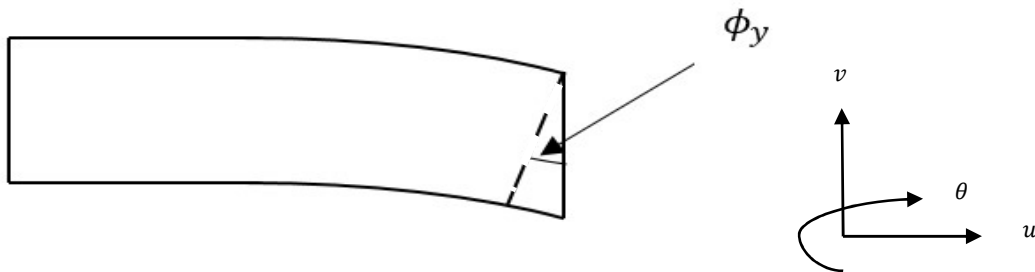


Figur 3-19: To stav-elementer satt sammen

Bjelkeelementer kan i motsetning til stav-element modellere bøyning. Et grunnleggende 2D-bjelkeelement har da to frihetsgrader, sideveis bevegelse og rotasjon. Dette resulterer i en 4*4 stivhetsmatrise. Om en legger til aksiell deformasjon og i tillegg tar hensyn til skjærdeformasjon får man en 6*6 stivhetsmatrise. Dette kalles Timoshenko bjelkeelement.

$$[k] = \begin{bmatrix} \frac{A * E}{L} & 0 & 0 & -\frac{A * E}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12 * E * I_z}{(1 + \phi_y) * L^3} & \frac{6 * E * I_z}{(1 + \phi_y) * L^2} & 0 & -\frac{12 * E * I_z}{(1 + \phi_y) * L^3} & -\frac{6 * E * I_z}{(1 + \phi_y) * L^2} \\ 0 & \frac{(4 + \phi_y) * E * I_z}{(1 + \phi_y) * L} & \frac{12 * E * I_z * k_y}{A * G * L^2} & 0 & -\frac{(4 + \phi_y) * E * I_z}{(1 + \phi_y) * L} & -\frac{12 * E * I_z * k_y}{A * G * L^2} \\ -\frac{A * E}{L} & 0 & 0 & \frac{A * E}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12 * E * I_z}{(1 + \phi_y) * L^3} & -\frac{6 * E * I_z}{(1 + \phi_y) * L^2} & 0 & \frac{12 * E * I_z}{(1 + \phi_y) * L^3} & \frac{6 * E * I_z}{(1 + \phi_y) * L^2} \\ 0 & -\frac{(4 + \phi_y) * E * I_z}{(1 + \phi_y) * L} & -\frac{12 * E * I_z * k_y}{A * G * L^2} & 0 & \frac{(4 + \phi_y) * E * I_z}{(1 + \phi_y) * L} & \frac{12 * E * I_z * k_y}{A * G * L^2} \end{bmatrix} \begin{matrix} u_1 \\ v_1 \\ \theta_{z1} \\ u_2 \\ v_2 \\ \theta_{z2} \end{matrix} \quad (3-87)$$

$\frac{A}{k_y}$ er effektivt skjærareal for skjærdeformasjon i y-retning, og ϕ_y er vinkelen som skapes når bjelken tar hensyn til skjærdeformasjon.



Figur 3-20: Timoshenko bjelkeelement.

Det henvises til litteraturen for videre informasjon om overgang til 3D-element og elementer med vilkårlig orientering. (23)

3.7.3 Interpolering

Ved beregninger i FEM får en kun resultater i nodene. Interpolering brukes derfor for å anslå hva som skjer mellom nodene. Ved lineær interpolering fremstilles elementene som rette linjer mellom nodene. Det kan også interpoleres på andre måter, f.eks. kvadratisk. Da skapes det parabler mellom tre noder. Valg av interpoleringsmetode tas ved valg av element.(23)

3.7.4 B31-element

B31 er et lineært tredimensjonalt Timoshenko bjelkeelement. Det er basert på bjelketeorien som erstatter tredimensjonale problemer med en enklere endimensjonal tilnærming. Forutsetningen for at bjelketeorien skal være en god tilnærming er at konstruksjonen er slank. Det vil si at tverrsnittet er betraktelig mindre enn de globale lengdene i konstruksjonen, for eksempel mellom to opplagre. B31 er ventet å gi gode resultater opp til et forhold på 1/8 mellom global lengde og tverrsnittets bredde og høyde. (24)

3.8 Programvare

3.8.1 ABAQUS

ABAQUS 6.14-2 er et kraftig beregningsprogram basert på elementmetoden. Det kan løse de fleste problemer, både lineære og ikke-lineære. Programmet har et stort bibliotek med elementer som kan modellere omtrent alle geometrier. (24)

Modellering kan gjøres både grafisk og i en inputfil. Enkelt sagt vil grafisk si at en tegner modellen tilsvarende BIM-programmer, mens i en inputfil koder en den.

3.8.2 Matlab

Matlab står for «Matrix Laboratory», og brukes av millioner av ingeniører/forskere. Som navnet tilsier er det basert på matriser. Det er et svært nyttig verktøy ved behandling av store datamengder og numerisk modellering. (25)

4 Metode

4.1 Modellering

Broen er modellert i ABAQUS. Programmet ble valgt da UiS har erfaring med tilsvarende modeller av andre hengebroer i dette programmet. I tillegg hadde UiS allerede lisenser til det. Dette er et generelt program som ikke er spesielt tilpasset broer eller større byggkonstruksjoner.

Første forsøk på å lage modell ble gjort ved hjelp av det grafiske grensesnittet. Dette er mer intuitivt, og gir rask læring. Broen ble ferdigstilt, men det viste seg å ha visse svakheter. Det er vanskeligere å forandre geometrien, og hele modellen opplevdes som noe ustabil da store mengder «tie»-funksjoner måtte benyttes for å holde modellen sammen. Det ble derfor laget en inputfil med utgangspunkt i den gamle modellen som gav en mer stabil modell.

Broen vil naturlig nok få store deformasjoner fra egenvekt. For å kompensere for dette, og få en mest mulig rett brokasse etter påsatt egenvekt er broen modellert med overhøyde. Dette er en iterativ prosess der en starter med en rett brokasse. Nedbøyning blir beregnet, og ny geometri for å kompensere for nedbøyningen blir satt ved hjelp av Lagrange interpolasjon. Dette gjentas inntil tilfredsstillende geometri er oppnådd. Denne metoden fungerer godt for å få rett geometri, men modellen får noen stabilitetsproblemer. Bakgrunnen er at hengerne er modellert som bjelkeelementer uten stivhet, men med masse. Med påsatt gravitasjon blir disse dratt ned raskere enn brokassen, som har geometrisk stivhet fra overhøyden. Om brokassen deformeres for tregt stopper analysen på grunn av stor bøyning av hengestengene.

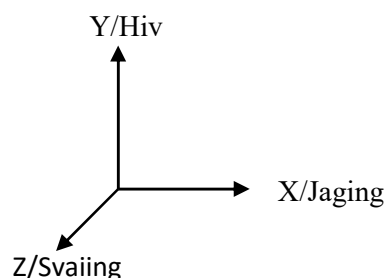
På grunn av dette ble modellen sårbar i prosessen med å sette på demping. Andre metoder, som manipulering av temperatur i kablene, kan være å foretrekke. Eventuelt kunne massen i hengestengene blitt overført til brokassen gjennom en punktmasse.

4.1.1 Aksesystem

Det globale aksesystemet er orientert så positiv X-retning blir nord-øst, positiv Y-retning er opp, og positiv Z-retning er nord-vest. Y og Z er dermed byttet om i forhold til vindteorien. På modellen er da X-aksen i aksial retning, Y-aksen i vertikal retning, og Z-aksen normalt på brokassen. For å lette skrivingen er øst og vest brukt i stedet for nord-øst og sør-vest for å beskrive sidespenn og tårn.

Ved beskrivelse av egenskaper ved flytetårn brukes maritime begrep:

- X=Jaging (Surge)
- Y=Hiv (Heave)
- Z=Svaiing (Sway)
- ROT X=Rulling (Roll)
- ROT Y=Giring (Yaw)
- ROT Z=Stamping (Pitch)



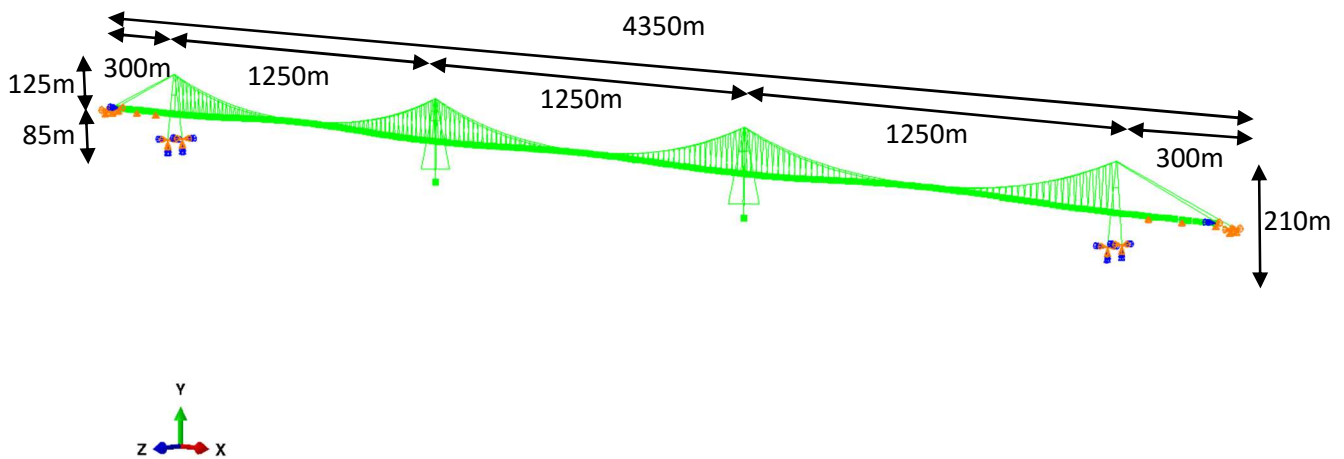
Figur 4-1: Aksesystem i ABAQUS

4.1.2 Grunnleggende geometri

Den grunnleggende geometrien er basert på rapport laget av Multiconsult.

- Forenklet til en rett bro med toppen av brokassen konstant 85m.
- Spennvidder 300m+3*1250m+300m. Total lengde = 4350m.
- Vertikalt nedheng på hovedkabler: $1/10*L=125m$.
- Høyde brotårn: 210m
- Avstand mellom hovedkabler: 4m på brotårn, 26 meter på midtspennet.
- Avstand mellom hengestenger langs broen: 20m, 15m ved start og slutt på hovedspenn.
- Forankringer er plassert med avstand $\Delta x=350m$, $\Delta y=140m$ fra toppen av brotårn.

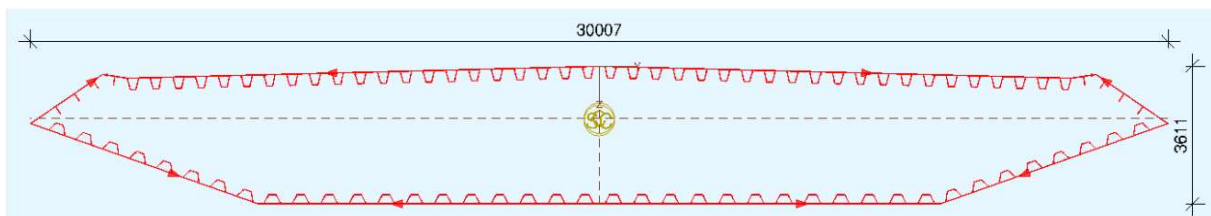
(26)



Figur 4-2: ABAQUS-modell

4.1.3 Brokasse

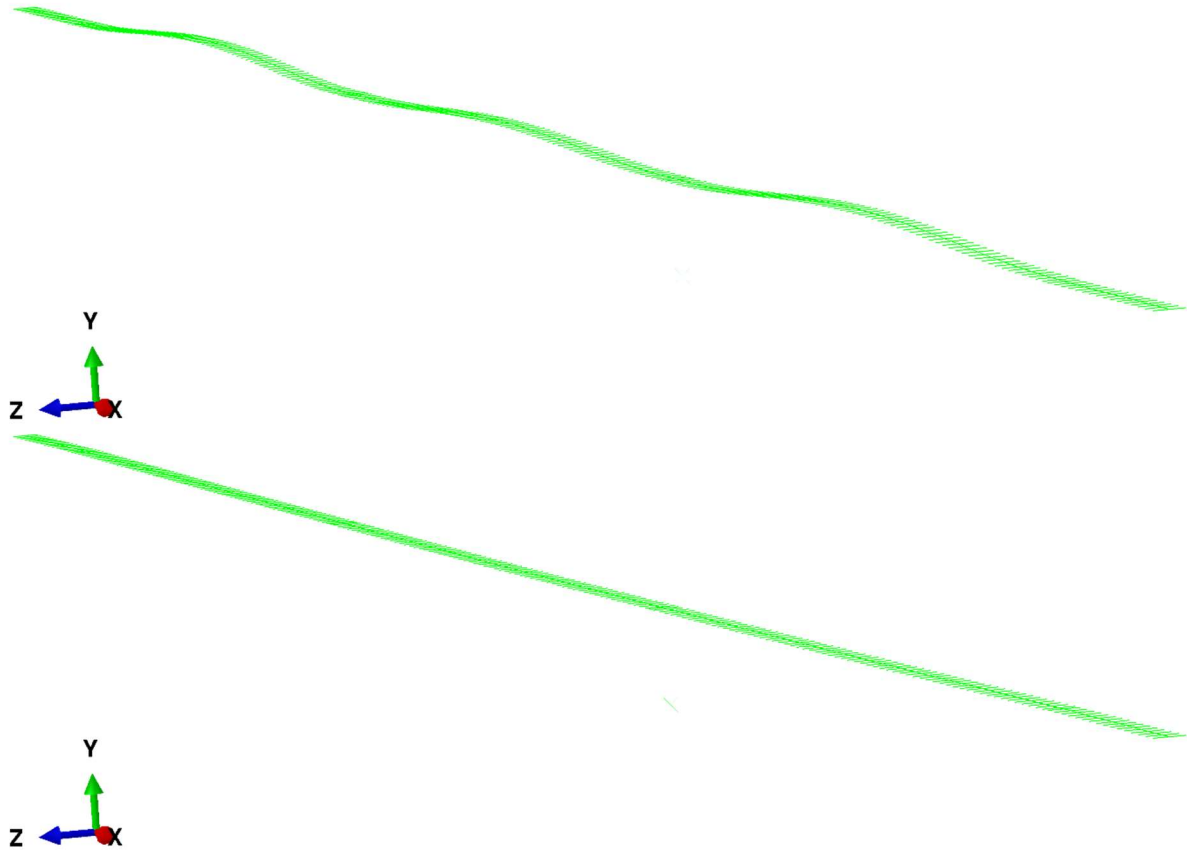
Brokassen er modellert som en rett bjelke, plassert i tyngdepunktet som ligger på 83.64 meters høyde. Offset-funksjon er brukt for å plassere skjærsenteret på 83.58 meter. Det er laget ett B31 bjelkeelement mellom hver henger, altså hver 20-ende meter med unntak av ved siden av brotårnene der det kun er 15 meters lengde.



Figur 4-3: Brokassens tverrsnitt(26)

Fra brokassen er det satt dummy-elementer ut til hengerne. Disse er laget helt stive. I tillegg til å forbinde hengerne og brokassen, gjør disse elementene det lettere å påføre laster på brokassen andre steder enn i tyngdepunktet. I figur 4-4 ses brokassen som en rett strek i X-retning, mens dummy-elementene går i Z-retning.

Brokassen er fastholdt i Z, Y og ROT X i endene. Den er også festet i landtårnene i disse retningene. I tillegg er den fastholdt i Y-retning i to punkter i sidepennene. I de flytende tårnene er den fastholdt med hensyn på X, Z og ROT Y.

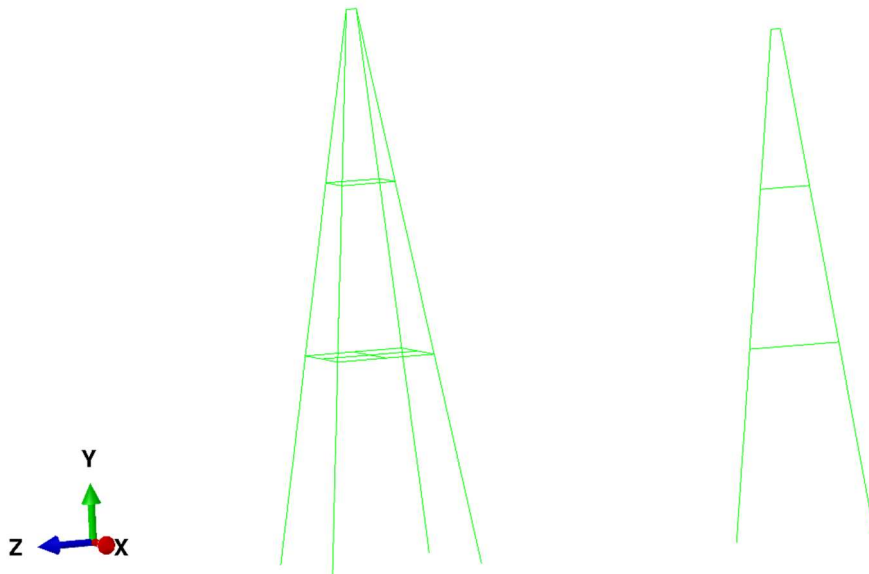


Figur 4-4: Brokasse før og etter påsatt egenlast

4.1.4 Brotårn

I modellen er det både flytende og landfaste brotårn. Hovedforskjellene er opplagerbetingelser og at de flytende tårnene har fire ben, i motsetning til de landfaste tårnernes to ben. Tårnene er bygget opp av B31 bjelkeelementer, hver med lengde på ca. 10 meter.

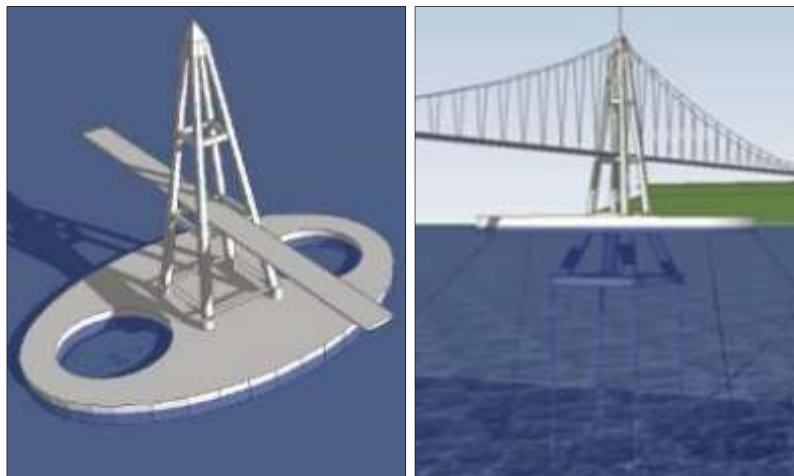
De landfaste tårnene er fast innspent i bakken, mens de flytende tårnene er festet med stive overgangselementer til de flytende fundamentene.



Figur 4-5: Flytetårn og landtårn

4.1.5 Flytefundamenter

Det er modellert to typer flytende fundamenter. En strekkstagsplattform (TLP), og en ellipseformet «flåte» med moonpools. Disse består av en ramme, laget som «Rigid body», og påsatte fjærer og masser. Geometri, masser og fjærkonstanter er alle tatt direkte fra Multiconsults rapport. I TLP er alle fjærene satt på i ett punkt. I ellipsen er de satt på i fire punkter, som vil gi stivhet i rotasjon om tårnets akse (giring). Massen varierer med retning da den inkluderer tillagt hydrodynamisk masse, altså massen av vannet fundamentet setter i bevegelse.



Figur 4-6: Ellipse og TLP (26)

Ellipsen er 300 meter lang og 180 meter bred. Høyden er totalt 16 meter der 10 meter ligger under vann. Moonpools har diameter 75 meter, og 175 meter senteravstand.

TLP'en består av fire ben montert på en ramme med lengde/bredde 90 meter. Bunnen av rammen ligger på 50 meters dyp. Fra rammen går det strekkstag i form av stålrør vertikalt til havbunnen. Det er montert 4 stålrør i hvert hjørne med diameter 1000 millimeter og godstykkelse 35 millimeter.

Tabell 4-1: Stivhet og masse, ellipse

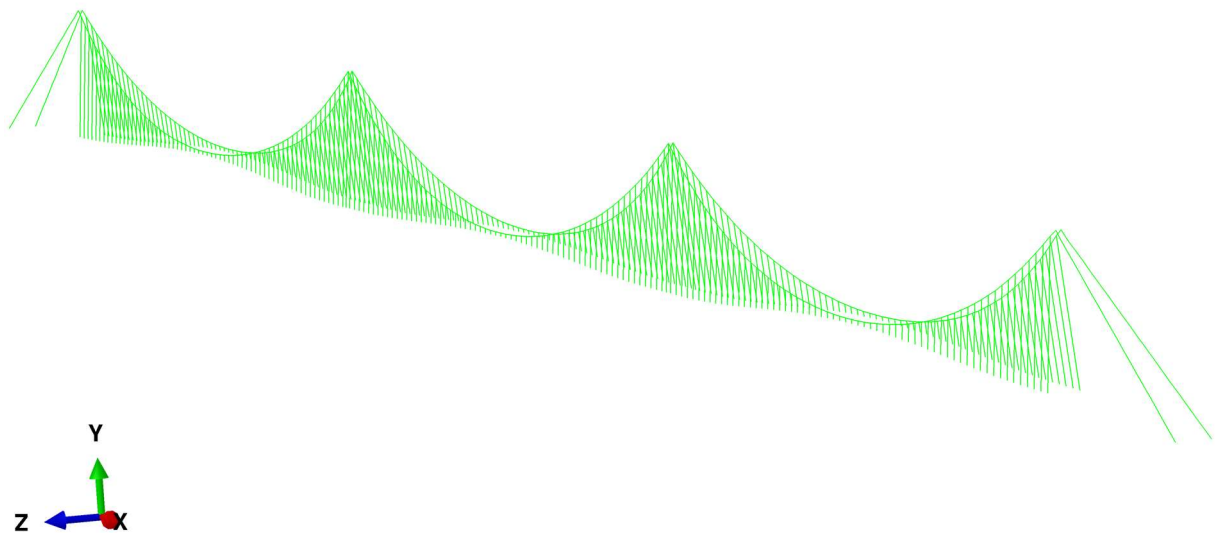
Jaging	Hiv	Svaiging	Rulling	Giring	Stamping
Fjærstivheter (MN/m, MNm/rad)					
K11	K22	K33	K44	K55	K66
4.00E+00	3.36E+02	4.00E+00	1.6E+06	0.00E+00	7.50E+05
Hydrodynamisk masse (tonn, tonn*m²)					
M11	M22	M33	M44	M55	M66
5.00E+05	1.90E+06	4.00E+05	1.20E+10	2.50E+09	4.50E+09

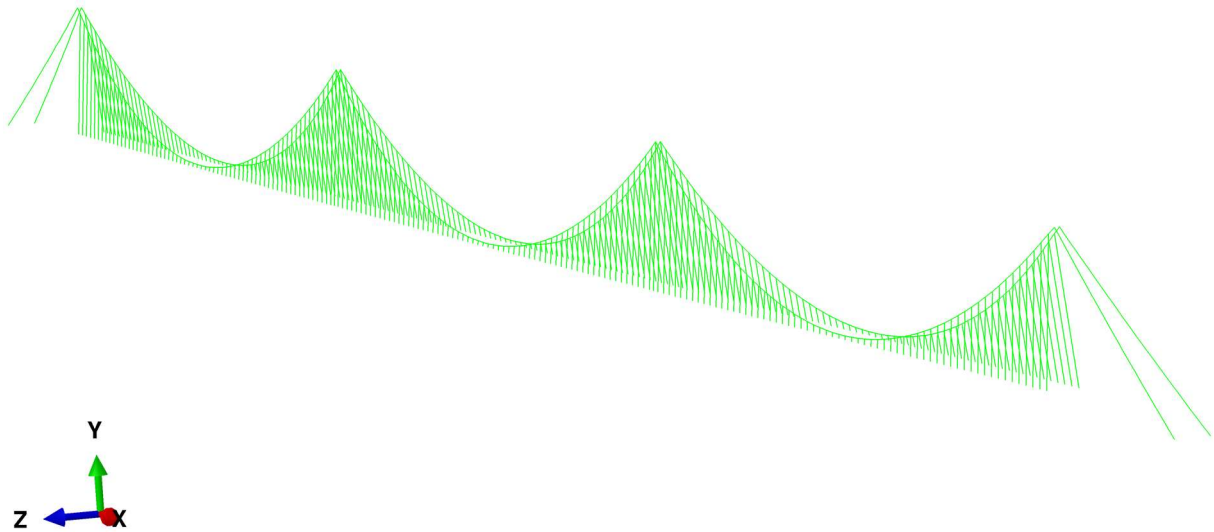
Tabell 4-2: Stivhet og masse, TLP

Jaging	Hiv	Svaiging	Rulling	Giring	Stamping
Fjærstivheter (MN/m, MNm/rad)					
K11	K22	K33	K44	K55	K66
6.50E-01	8.50E+02	6.50E-01	1.72E+06	2.38E+03	1.72E+06
Hydrodynamisk masse (tonn, tonn*m²)					
M11	M22	M33	M44	M55	M66
1.30E+05	1.30E+05	1.30E+05	1.80E+08	1.80E+08	1.80E+08

4.1.6 Hovedkabler

Hovedkablene er i likhet med brokassen modellert som B31 bjelkeelementer med lengde på ca. 20 meter. På endene er de fastholdt i x, y og z-retningene. De er også festet i toppen av tårnene. Dette er en grei tilnærming da det ikke er meningen at kablene skal gli i tårnsadelen.





Figur 4-7: Kabelsystem før og etter egenlast

4.1.7 Hengere

Hengerne er modellert som ett B31 bjelkeelement mellom hovedkabel og brokasse. Dette er en forenkling som er mulig da de har svært liten stivhet, og heller ikke blir påført bøyemoment av betydning.

4.1.8 Tverrsnitt/masser

Alle tverrsnitt er tatt fra Multiconsults rapport.

Tabell 4-3: Tverrsnittsegenskaper

Del	Areal (m ²)	I _z (m ⁴)	I _y (m ⁴)	I _T (m ⁴)	Tetthet (kg/m ³)	E-modul (N/m ²)
Brokasse	1.127	2.32	81.57	5.08	8005	210000E6
Dummy	1000	1000	1000	2000	0.0001	210000E6
Hengere	0.007	7.8E-7	7.8E-7	15.6E-7	8155	165000E6
Hovedkabler	0.3	11E-5	11E-5	22E-5	8019	195000E6
Flytetårn	0.912	3.71	3.71	5.00	8003	210000E6
Landtårn	1.104	8.11	4.88	8.17	8005	210000E6

4.2 Dempning

Det er tre typer dempning som er aktuelle i modellen:

- Konstruksjonsdempning
- Aerodynamisk dempning
- Hydrodynamisk dempning

Dempning, som i utgangspunktet er en modalstørrelse, kan være vanskelig modellere i ABAQUS. Ulike løsninger er valgt for å oppnå dempning tett opp til ønsket dempning.

4.2.1 Konstruksjonsdempning

For konstruksjonsdempning er ønsket effektiv dempningsforhold 0.5%. I en dynamisk tidsplananalyse i ABAQUS kan dempning settes på som en del av materialegenskapene. Metoden tar utgangspunkt i Rayleighdempning, og bruker en alfa og en beta-koeffisient for å styre dempningen. Alfa styrer dempning fra masse, mens beta styrer dempning fra stivhet.

$$C = \alpha * M + \beta * (k_{el} + k_{geo}) \quad (4-1)$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} * \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta * \omega_i \right) \quad (4-2)$$

Der k_{el} er elementets stivhet og k_{geo} er geometrisk stivhet.

Alfa og beta kan regnes ut analytisk med utgangspunkt i ønsket dempningsforhold ved to valgte frekvenser. I teorien skal dempningen bli korrekt i disse to frekvensene. I de mellomliggende frekvensene vil dempningen bli tilnærmet riktig, mens for frekvenser som er høyere enn begge valgte vil dempningen bli for høy. Det er derfor vanlig å bruke den laveste og en av de høyeste egenfrekvensene.

$$\alpha = \xi * \frac{2 * \omega_1 * \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (4-3)$$

$$\beta = \xi * \frac{2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (4-4)$$

Problemet i denne oppgaven er at Rayleighdempning ikke illustrerer den ønskede dempningsratioen godt da den ikke kan gi konstant dempning. I tillegg regner ikke ABAQUS med k_{geo} , som fører til at dempningsbidrag fra stivhetsleddet blir for lite. Passende verdier for alpha og beta blir derfor oppnådd iterativt. Oppnådd effektivt dempningsforhold kan skrives som output fra ABAQUS gjennom en «Complex frequency analysis».

4.2.2 Aerodynamisk dempning

Den aerodynamiske dempningen er ivaretatt ved hjelp av dempningselementer (dashpots). Disse minner om fjærelementer, men har kraft/hastighet som input i stedet for kraft/forskyvning. Fra teorien har vi at:

$$p = C_{ae} * \dot{r} = \frac{1}{2} \rho U^2 \begin{bmatrix} 2\overline{C_D}H & 0 & 0 \\ 0 & (C'_L B + \overline{C_D}H) & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{r}_x \\ \dot{r}_z \\ \dot{\theta} \end{bmatrix} \quad (4-5)$$

I horisontal retning:

$$p = \rho * U * C_D * H * L * \dot{r}_x \quad (4-6)$$

$$\frac{p}{\dot{r}_x} = \frac{\rho * U * C_D * H * L * \dot{r}_x}{\dot{r}_x} = \rho * U * C_D * H * L \quad (4-7)$$

I vertikal retning:

$$\frac{p}{\dot{r}_y} = 0.5 * \rho * U * (C'_L * B + C_D * H) * L \quad (4-8)$$

I torsjonsretning kan ifølge (21) dempning skrives:

$$\frac{p}{\dot{r}_M} = \frac{1}{2} * \rho * U * C'_M * \frac{B}{4} * B^2 * L * RF \quad (4-9)$$

Der RF er en reduksjonsfaktor som skal ta hensyn til at ligningen er lineær, i motsetning til hva eksperimentelle data viser. RF settes til 1/3.

Det modelleres et dempningsselement for hver 20. meter i brokassen, og aerodynamisk dempning fra brokasse og hovedkabler blir tatt med her. På grunn av stabilitetsproblemer nevnt i 4.1 er dempningsselementene satt på i et eget steg i analysen etter at egenlast er påført.

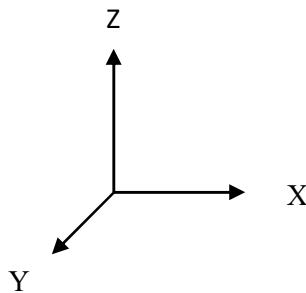
4.2.3 Hydrodynamisk dempning

Hydrodynamisk dempning settes på som dempningsselement i fundamentene. Denne virker kun i Z-retningen. Ønsket dempning er i tråd med Multiconsults rapport 2% for TLP og 5% for ellipse. Det er brukt iterasjon for å oppnå dette.

4.3 Vind

4.3.1 Aksesystem

Tradisjonelt aksesystem med Z i vertikal retning brukes ved omtalelse av vind på generelt grunnlag. Elementmodellens aksesystem brukes om vind på selve modellen.



Figur 4-8: Aksesystem ved generell omtalelse av vind

4.3.2 Grunnlag

For å finne aktuelle vindkrefter kreves data om vinden i området. Det er foreløpig ingen nøyaktige målinger fra Sulafjorden. Data må derfor beregnes ut ifra NS-EN-1991-1-4 og vegvesenets håndbok N400.

Sulafjorden ligger mellom kommunene Sula og Hareid. I følge tabell NA.4 i NS-EN 1991-1-4 er referansevindhastigheten for begge disse kommunene 29 m/s. Ettersom broen er plassert relativt beskyttet til inni fjorden vil denne hastigheten bli brukt i beregningene. Terrengruhetskategori settes til 1 – Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker. Det benyttes logaritmisk profil for beregning av middelvind.

Vindlast på brokonstruksjoner bestemmes etter vindlastklasser fra en til tre. For brokonstruksjoner med utpreget dynamisk lastvirkning fra vind med høyeste egensvingeperiode større eller lik 2s og spennvidde større enn eller lik 300 meter skal vindlastklasse 3 velges. For broer i vindklasse 3 skal integrale lengdeskalaer, ettpunkts turbulensspekter og normaliserte kospekter (koherens) defineres (16)

For å simulere vindfelt for brokassen benyttes Matlab-kode (WindSim2) laget av Etienne Cheynet ved UiS(27). Input til programmet er:

- Geometri
- Referansevind
- Integrale lengdeskalaer
- Turbulensintensitet
- C-konstant for koherens
- Ønsket vindspekter (Kaimal eller Von Kármán)

Output er vindfelt som er korrelert med hensyn til den gitte koherensen over ønsket geometri med middelvind, og u,w,v komponenter av turbulens.

C-konstanten sier noe om hvor god koherens det er. Den skal vanligvis settes til 10, men i denne oppgaven ses det også på effekten av å sette den som 5 og 15. I vertikal retning settes den til henholdsvis 7, 3 og 12.

4.3.3 Formfaktorer

Formfaktorer er tatt fra Multiconsults rapport. Faktorer for hovedkabler og flytetårn er beregnet, mens brokassens faktorer er tatt etter erfaring fra tidligere broer. Deriverte formfaktorer er gitt som funksjon av graders angrepsvinkel.

Tabell 4-4: Formfaktorer

	BROKASSE	HOVEDKABLER	FLYTETÅRN
C_D	0.8	0.82	1.52
C_L	-0.2	-	-
C_M	0.02	-	-
C_D'	0	-	-
C_L'	0.075	-	-
C_M'	0.016	-	-

4.3.4 Vindkrefter

Felles for vindkreftene er at de blir satt på som punktlaster i nodene. Det vil si at det er ca. 20m mellom hver punktlast i kabler og brokasse. I praksis er da vinden perfekt korrelert mellom nodene. Det ses vekk ifra at det kun er 15 meter mellom nodene ved tårnene. I flytetårnene er det omtrent 10 meter mellom nodene. Det er ikke satt på vindlast i landtårnene da de har begrenset innvirkning på de globale deformasjonene. Vindlast i hovedkablene er satt på i samme stil som brokassen.

Også vindlast på hengerne er utelatt på grunn av uforholdsmessig mye arbeid i forhold til effekt av vindlasten.

- Hengerne er modellert som bjelkeelementer mellom kabel og brokasse. Riktig fordeling er derfor vanskelig å oppnå.
- Hengerne varierer i lengde, noe som gjør en eventuell matlabkode for påsetting som punktlaster komplisert.

Vindlast på hengerne er i vedlegget beregnet til å være omtrent 5% av total horisontal vindlast.

Avstanden mellom hovedkablene, og mellom tårnbenene tilsier at det skal være en forsinkelse i vinden her. Dette ses det også vekk ifra.

MATLAB-kode er brukt til å generere inputfiler. Disse er lagt som eksterne filer som blir hentet inn i hovedfilen. Dette er det flere fordeler med:

- En kan enkelt velge hvilke laster en ønsker å ha med i analysen.
- Hovedinputfilen hvor en gjør manuelle endringer holdes oversiktlig.
- Inputfilene med vindlaster blir ekstremt store, og derav trege ved lange vindserier.

Statisk vind

Statisk vind blir påsatt i vertikal og horisontal retning. Som nevnt i teorien vil formfaktorene endres ved ny angrepsvinkel. For å ta hensyn til dette er det benyttet en iterativ prosess. Etter førstegangs kjøring er brokassens vinkel hentet ut, og oppdaterte formfaktorer og moment settes på. Prosessen gjentas inntil broens rotasjon konvergerer.

I analysen blir statisk vind satt på med «ramp» amplitude i et eget steg. Dette er en statisk analyse.

Dynamisk vind

Det er ikke lagt inn egen funksjon for tidsserie i ABAQUS. Turbulensen er derfor satt på ved hjelp av en tabellamplitude som angir amplitude ved tiden t . Amplitude er her definert som posisjon i forhold til tidsaksen. Amplituden blir derfor satt lik den ønskede vindkraften, så tabellamplituden blir vindkraft ved tiden t . For at ABAQUS skal tolke amplituden som kraft må den multipliseres med en kraft satt til 1. Tidsserien er 30 min lang. Vanlig praksis er 10 min, men på grunn av lave egenfrekvenser ble det vurdert til å være for kort. Samplingsfrekvens for vindserien er satt til 4Hz, altså tidssteg på 0.25s. Dynamisk vind er satt på i samme noder som statisk vind.

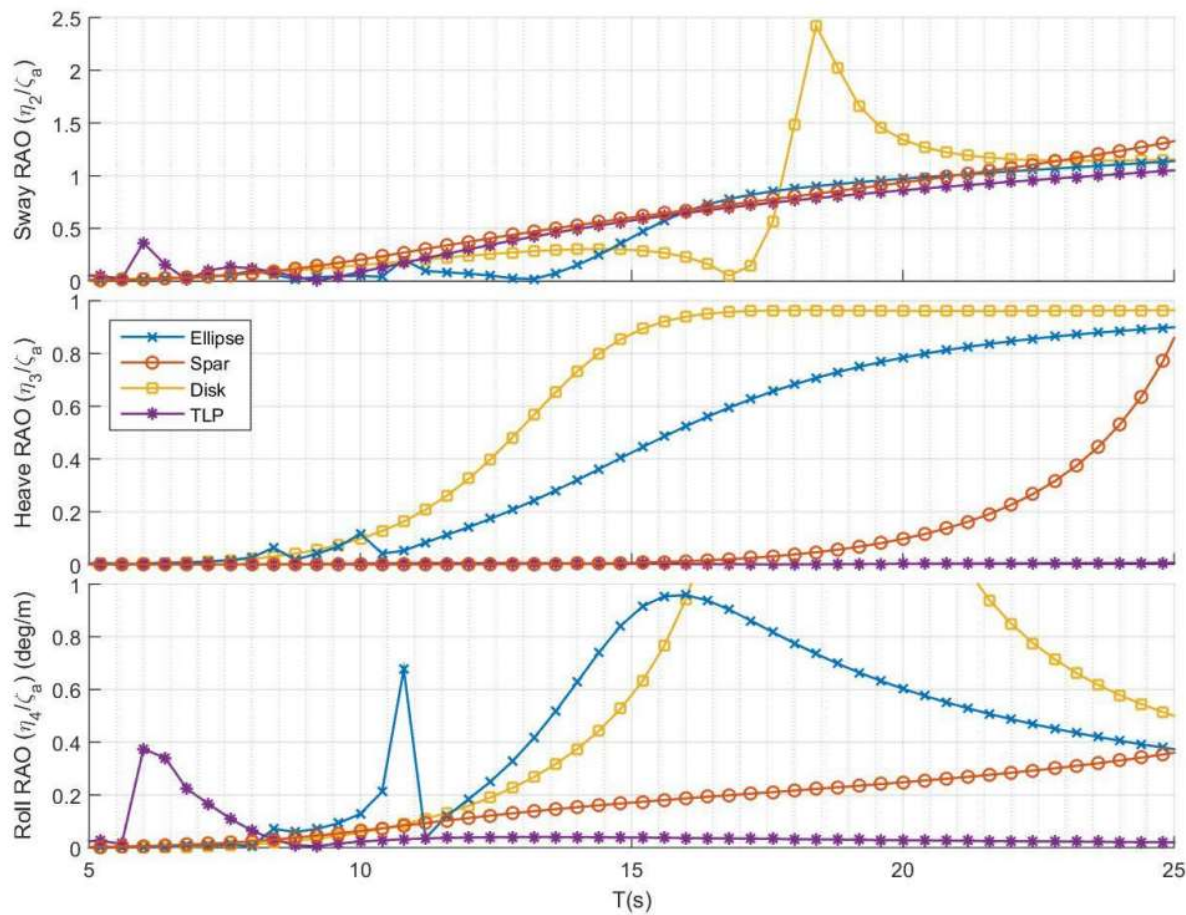
Dynamisk vind kommer i eget steg etter statisk vind. Dette er en dynamisk implisitt analyse med maksimal tidsinkrement 0.15s. ABAQUS velger om nødvendig selv lavere tidsinkrement.

Vindkraft (N)	$t(s)$	Amplitude	$t(s)$	Kraft (N)	$t(s)$	Tidsserie (N)	$t(s)$
100	0.25	100	0.25	1	0.25	100	0.25
-50	0.50	-50	0.50	1	0.50	-50	0.50
60	0.75	60	0.75	1	0.75	60	0.75
20	1	20	1	1	1	20	1

Figur 4-9: Fremgangsmåte for produisering av tidsserie i ABAQUS

4.4 Bølger

Hydrodynamiske analyser er ikke en del av oppgaven. Det er likevel av interesse å se hvordan bølger vil påvirke broen alene, og sammen med vind. Det er derfor tatt utgangspunkt i Multiconsults rapport om hydrodynamisk global respons.(6) Her gis bølgehøyder med tilhørende perioder, samt en responsgraf. Figur 4-10 viser RAO som er ratioen mellom respons og bølgeamplitude.



Figur 4-10: Responsgraf for ulike fundamentkonsept (6)

Aktuell bølgeamplitude multipliseres da med RAO for å finne respons. I analysen settes responsen som forskyvning i fundamentene. Dette er ikke en optimal løsning da flytetårnene ikke beveger seg fritt. Det forventes likevel interessante resultater i brokassen.

Det tas utgangspunkt i full bølgehøyde med dønninger 90 grader på begge fundamentene. Dette gir følgende forskyvninger i fundamentene:

Tabell 4-5: Påsatt forskyvning fra bølger, T=16s

	TLP	Forskyvning
	Svaiging	1.5m
	Hiv	0m
	Rulling	0.00035rad
	Ellipse	
	Svaiging	1.5m
	Hiv	0.9m
	Rulling	0.0316rad

4.5 Oversikt analyser i ABAQUS

4.5.1 Egenlast

Det første steget er et «Static general» steg med total lengde ett sekund. Brokassen er modellert med overhøyde, og i dette steget synker brokassen sammen på grunn av egenvekten til en ideelt sett rett brokasse. På grunn av store deformasjoner brukes NLGEOM, «non linear geometry». Funksjonen

tar hensyn til at geometrien og krefter i konstruksjonen endres ettersom lasten blir påført. Dette gjør den ved å sette på lasten lineært over steget. Deformasjonen regnes så i flere inkremerter, der det tas hensyn til «ny» geometri etter hvert inkrement. NLGEOM føres automatisk videre i resten av analysen.

4.5.2 Dempning

Dempningssteget er også et «Static general» steg med total lengde ett sekund. Formålet med steget er kun å sette på dempningselementer da de ikke kunne være på i «Egenlast», og må være på før de påfølgende steg.

4.5.3 Egenfrekvenser/svingeformer

«Frequency analysis» er et steg hvor svingeformer og egenfrekvenser beregnes med utgangspunkt i samlede elementegenskaper.

4.5.4 Dempningsforhold

Dempningsforhold er et «Complex frequency analysis» steg. Akkurat som «Frequency analysis» er heller ikke dette i tidsplan. Formålet er å undersøke oppnådde dempningsforhold.

4.5.5 Statisk vind

Statisk vind er et «Static general» steg som går over ett sekund. Formålet er å klargjøre modellen for den dynamiske analysen ved å sette på den statiske delen av vinden. Fordelen med å inkludere dette steget er at det dynamiske steget trenger mindre tid på å stabilisere seg da riktig geometrisk stivhet er satt.

4.5.6 Dynamisk vind

Dynamisk vind er et «Dynamic implicit» steg med totallengde 1800 sekunder (30 min). Maksimalt inkrement er satt til 0.15 sekund, men ABAQUS står fritt til å senke dette ved behov. Både statisk og dynamisk vind er tatt med her. Det er i dette steget broens respons på vinden vises.

5 Resultater

Heretter brukes TLP og ellipse om bro med TLP-fundament/ellipse-fundament.

5.1 Egenfrekvenser

Ved beskrivelse av svingeformer skilles det mellom brokassen og flyterne:

- B=Hovedsakelig brokasse
- F=Hovedsakelig flytere

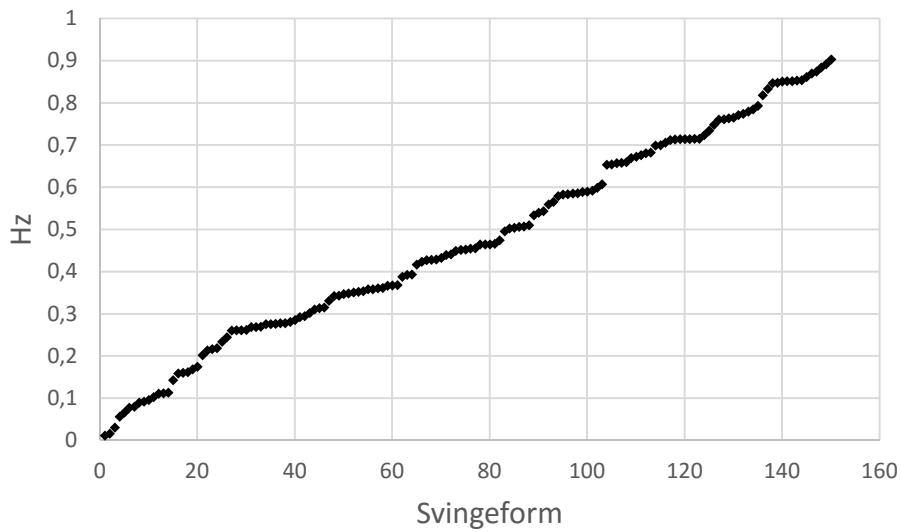
5.1.1 TLP

Med unntak av svingeform 3 hvor Multiconsult har fått egenfrekvens 0.47Hz stemmer svingeformene svært godt overens med deres rapport.

Tabell 5-1: Oversikt svingeformer, TLP

SVINGEFORM	HZ	T	TYPE	SYMMETRI
1	0.012256	81.59535	F-Svaiing	S
2	0.016651	60.05537	F-Svaiing	A
3	0.030913	32.34895	F-Jaging	A
4	0.056767	17.61578	B-Z	S
5	0.066439	15.05142	B-Z	A
6	0.078271	12.77611	B-Z	S
7	0.079992	12.5012	B-Y	S
8	0.090543	11.04452	F-Giring	A
9	0.092737	10.78323	F-Jaging	S
10	0.09612	10.40368	F-Giring	S
11	0.10302	9.706853	F-Stamping	A
12	0.11152	8.967001	F-Stamping	A
13	0.11219	8.91345	B-Y	S
14	0.11389	8.780402	B-Y	A
15	0.14419	6.935294	B-Y	S
16	0.15885	6.295247	B-Y	S
17	0.16057	6.227813	F-Stamping	A
18	0.16231	6.16105	B-Z	A
20	0.1753	5.704507	F-Rulling	A
25	0.23527	4.250436	F-Stamping	A
26	0.24439	4.09182	F-Rulling	S
27	0.2606	3.837299	F-Rulling	A
44	0.31257	3.199283	B-T	A
45	0.31457	3.178943	B-T	S
46	0.31769	3.147723	B-T	S
47	0.33136	3.017866	B-T	A
63	0.39295	2.54485	F-Hiv	S
64	0.39383	2.53916	F-Hiv	A

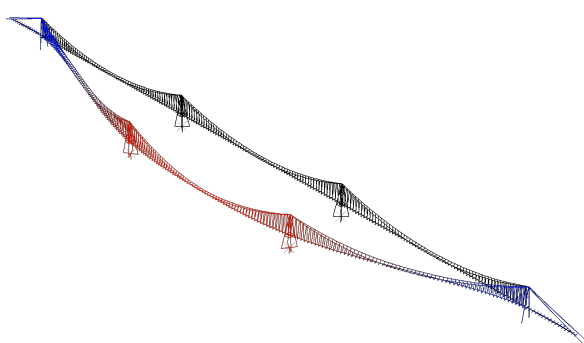
Figur 5-1 viser en oversikt over broens frekvensområde. Svingeform 150 ligger rett over 0.9 Hz. Dette viser at konstruksjonen er meget fleksibel.



Figur 5-1: Oversikt første 150 svingeformer, TLP

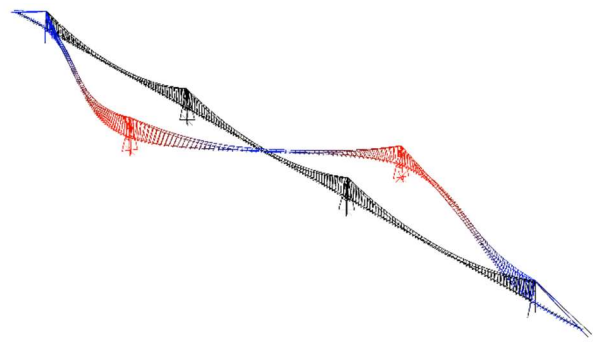
Beskrivelse av de viktigste svingeformene for TLP følger i tabell 5-2.

Tabell 5-2: Beskrivelse av svingeformer, TLP



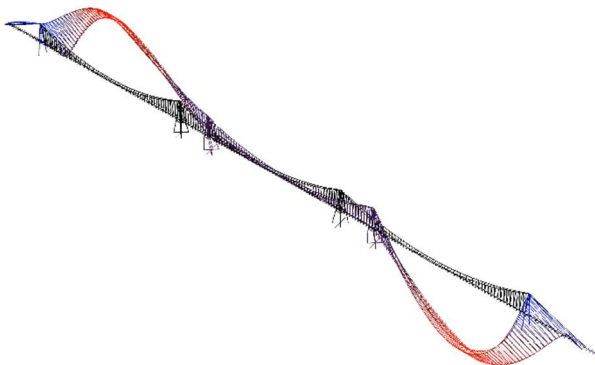
Svingeform 1

Svingeform 1 er den første store horisontale svingeformen (svaiing). Fundamentene dominerer svingeformen som har en egenfrekvens på 0.012 Hz.

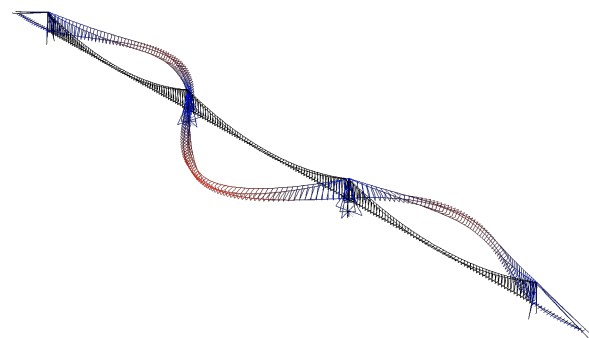


Svingeform 2

Svingeform 2 er den asymmetriske utgaven av svingeform 1. Egenfrekvensen er på 0.016 Hz.

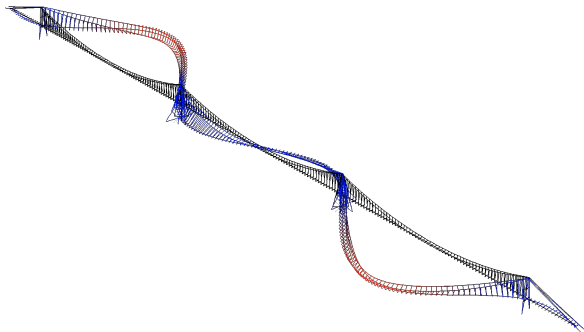


Svingeform 3

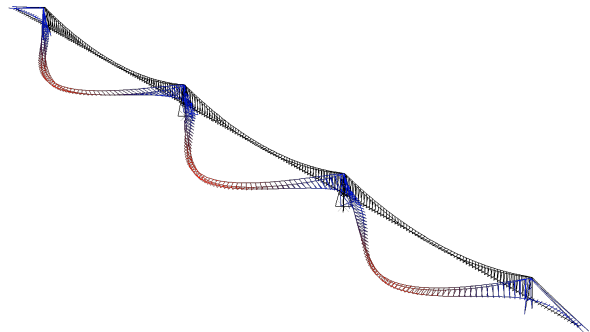


Svingeform 4

Svingeform 3 er dominert av fundamentene i X-retning (jaging). Det er en asymmetrisk svingeform der brokassen bøyes i vertikal retning. Eigenfrekvensen er 0.03 Hz.

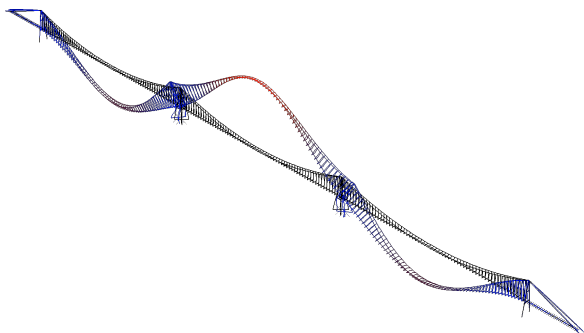


Svingeform 4 er den første svingeformen dominert av brokassen. Det er en symmetrisk svingeform i horisontal retning med egenfrekvens 0.056 Hz



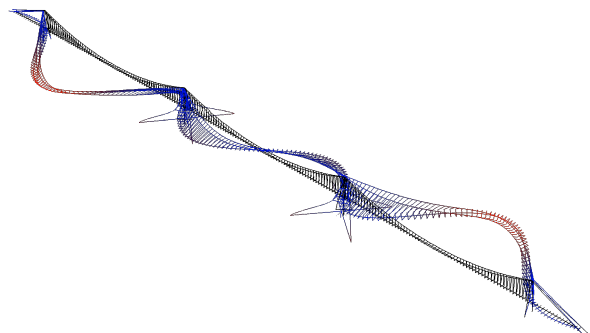
Svingeform 5

Svingeform 5 er den asymmetriske versjonen av svingeform 4. Eigenfrekvensen er 0.066 Hz.



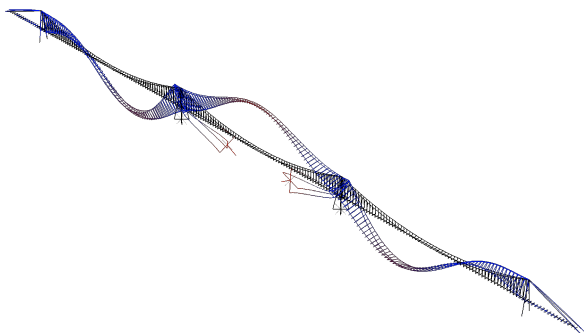
Svingeform 6

Svingeform 6 er av samme type som svingeform 4 og 5. Det er en symmetrisk svingeform der alle spennene svinger likt. Eigenfrekvensen er 0.078 Hz.



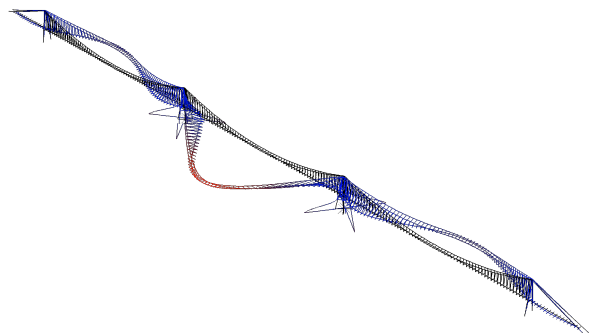
Svingeform 7

Svingeform 7 er den første vertikale svingeformen dominert av brokassen. Det er en symmetrisk svingeform med egenfrekvens 0.079 Hz.



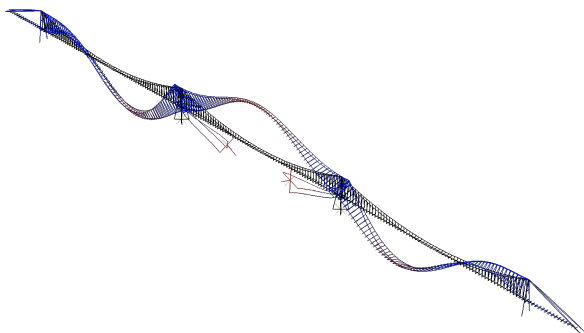
Svingeform 8

Svingeform 8 er dominert av fundamentenes rotasjon om Y (giring) som vrir brokassen ut i en horisontal svingeform. Den er asymmetrisk med egenfrekvens 0.09 Hz.



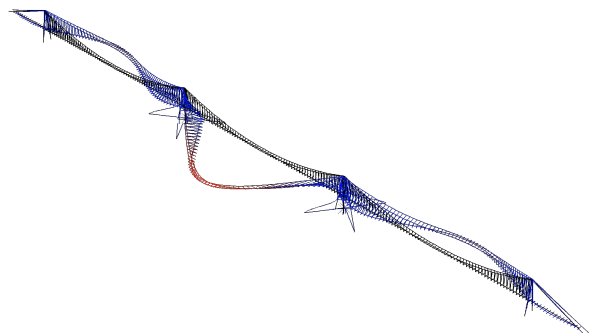
Svingeform 9

Svingeform 9 er dominert av fundamentenes bevegelse i X-retning (jaging). Forskjellen fra svingeform 3 ligger i at brokassen ikke følger

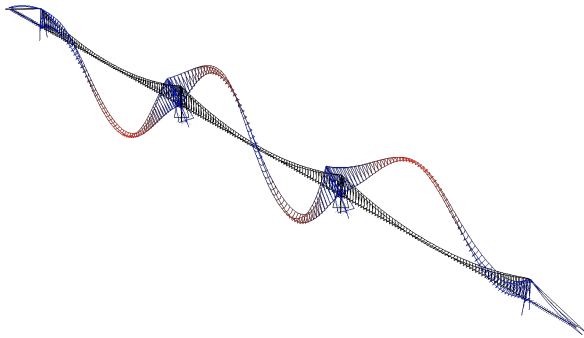


Svingeform 10

Svingeform 10 er den symmetriske versjonen av svingeform 8 og har en egenfrekvens på 0.096 Hz.

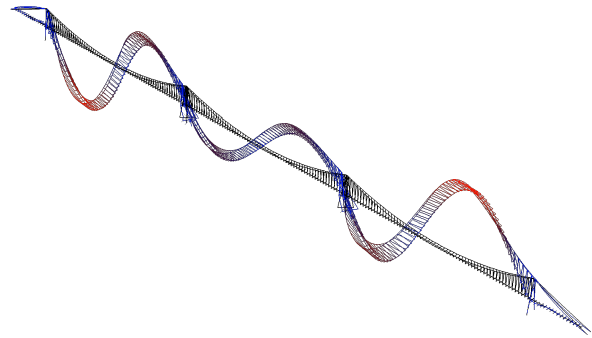


fundamentenes bevegelse, og en får derfor en svingeform som minner om svingeform 11 og 12 (stamping). Eigenfrekvensen er 0.093 Hz



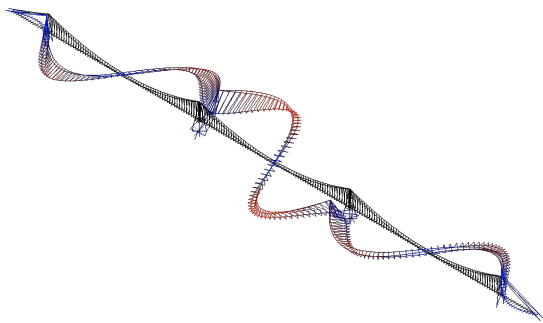
Svingeform 11

Svingeform 11 er en asymmetrisk svingeform dominert av rotasjon om Z (stamping) som vrir brokassen ut i en vertikal svingeform med egenfrekvens 0.1 Hz.



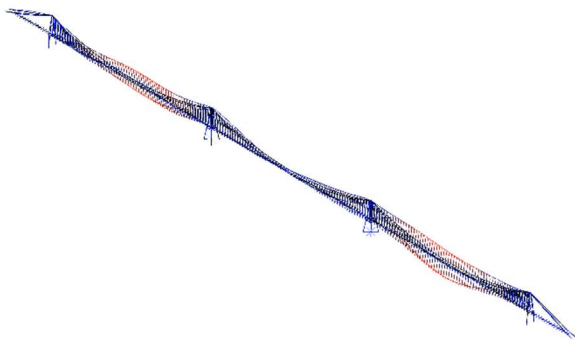
Svingeform 12

Svingeform 12 er av samme type som svingeform 11 med egenfrekvens 0.11 Hz.



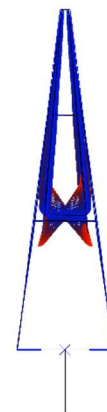
Svingeform 20

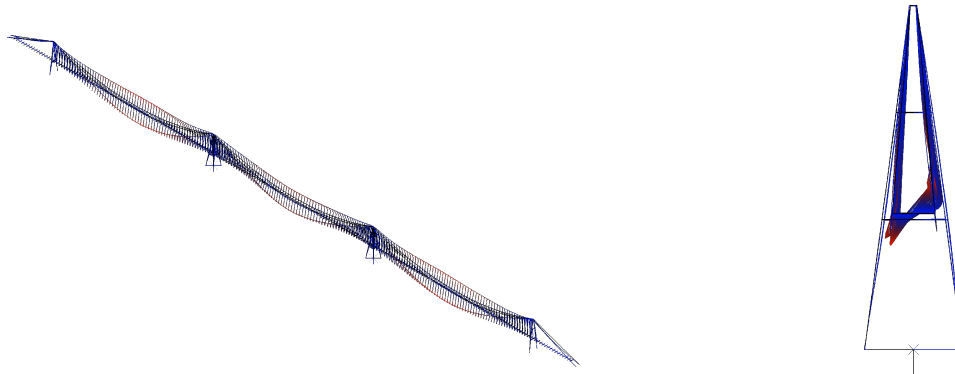
Svingeform 20 er en asymmetrisk svingeform dominert av fundamentenes rotasjon om X (rulling) som sender brokassen ut i en horisontal svingeform med egenfrekvens 0.17 Hz.



Svingeform 44

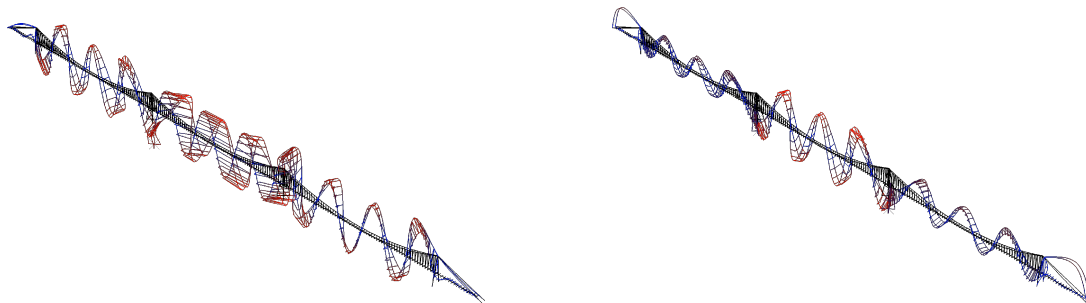
Svingeform 44 er den første torsjonssvingeform. Den er asymmetrisk og virker på alle spenn med egenfrekvens 0.31 Hz.





Svingeform 45

Svingeform 45 er en symmetrisk torsjonssvingeform der alle spennene roterer i takt med egenfrekvens 0.33 Hz.



Svingeform 63

Svingeform 63 er den første svingeformen forårsaket av vertikal bevegelse i fundamentene (hiv). Den er asymmetrisk med egenfrekvens 0.393 Hz.

Svingeform 64

Svingeform 64 er også forårsaket av vertikal bevegelse i fundamentene, men er symmetrisk. Brokassens respons er mest dominerende i midtspennet. Egenfrekvensen er 0.394 Hz

5.1.2 Ellipse

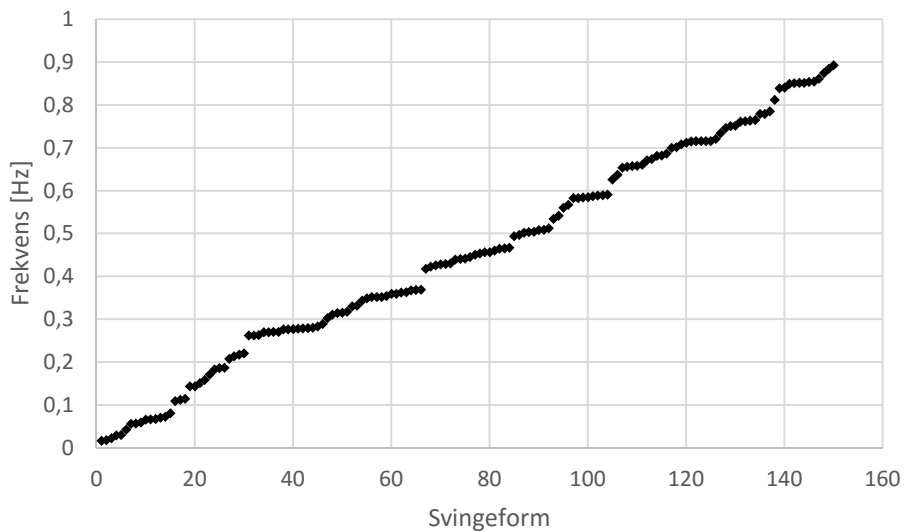
Ellipsens egenfrekvenser stemmer også godt overens med Multiconsults rapport. Igjen er svingeform 3 lavere i denne oppgaven, og noen svingeformer har havnet i annen rekkefølge da egenfrekvensene ligger svært tett for ellipsen.

Tabell 5-3: Oversikt svingeformer, ellipse

SVINGEFORM	HZ	T	TYPE	SYMMETRI
1	0.015886	62.9489	F-Svaing	S
2	0.017358	57.609	F-Svaing	A
3	0.021995	45.46509	F-Jaging	A
4	0.029064	34.40683	F-Giring	S
5	0.02978	33.57992	F-Giring	A
6	0.04211	23.74722	F-Jaging	S
7	0.055688	17.95709	F-Rulling	S
8	0.056505	17.69771	F-Rulling	A
9	0.058939	16.96667	F-Stamping	A

10	0.06562	15.23923	BZ	S
11	0.066157	15.11547	F-Hiv	S
12	0.066697	14.99316	F-Hiv	A
13	0.069797	14.32726	F-Stamping	S
14	0.071847	13.91849	BZ	A
15	0.080093	12.48549	BZ	S
16	0.10874	9.196248	BY	A
17	0.11198	8.930166	BY	S
48	0.30212	3.309943	F-Torsjon	A
49	0.31054	3.220197	F-Torsjon	S

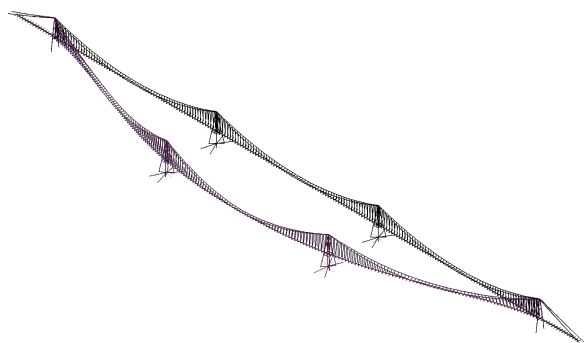
Figur 5-2 viser en oversikt over broens frekvensområde. Også denne slutter på ca 0.9Hz etter 150 moder. Med omtrent samme stigning som TLP vil det si at de er ganske like med tanke på fleksibilitet.



Figur 5-2: Oversikt første 150 svingeformer, ellipse

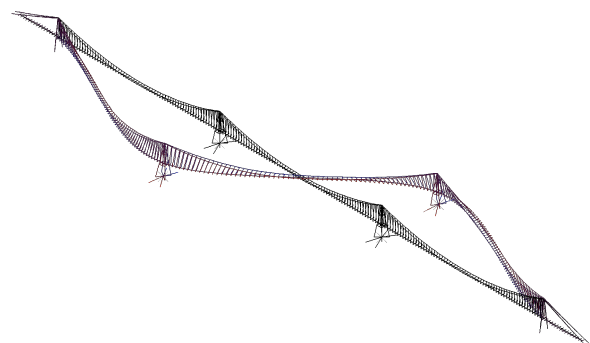
Under følger beskrivelse av utvalgte svingeformer for ellipsen. En forskjell fra TLP er at de ni første svingeformene kommer fra flyterne. Eigenfrekvensene ligger også en del tettere.

Tabell 5-4: Beskrivelse av svingeformer, ellipse



Svingeform 1

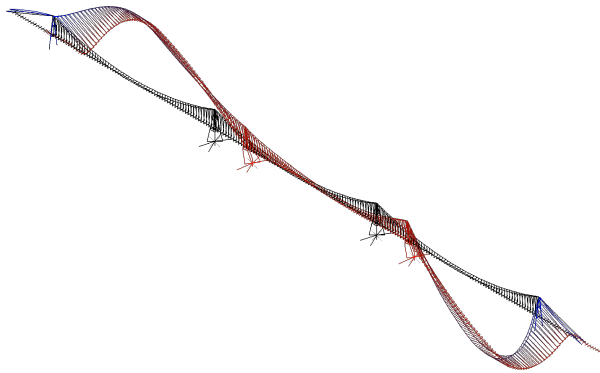
Svingeform 1 er en stor horisontal svingeform som kommer av fundamentene. Den er symmetrisk med egenfrekvens 0.016 Hz



Svingeform 2

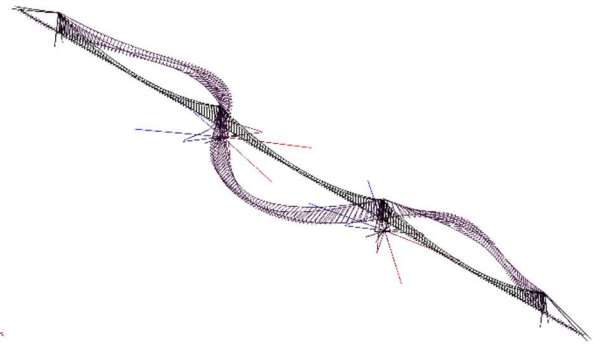
Svingeform 2 er den asymmetriske versjonen av svingeform 1. Den har egenfrekvens 0.017 Hz. Da frekvensene ligger så tett er det mer

sannsynlig at begge svingformene blir aktive i analysene.



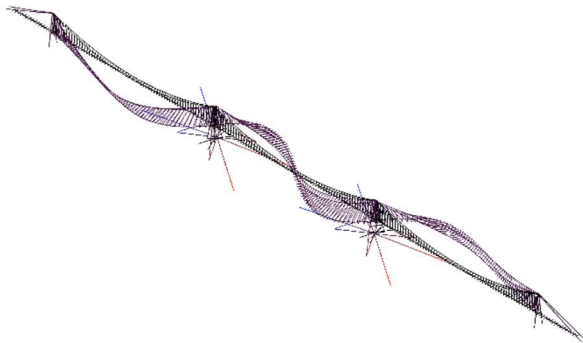
Svingeform 3

Svingeform 3 er av type jaging, og aktiverer sidespennene i vertikal retning. Den er asymmetrisk med egenfrekvens 0.022 Hz.



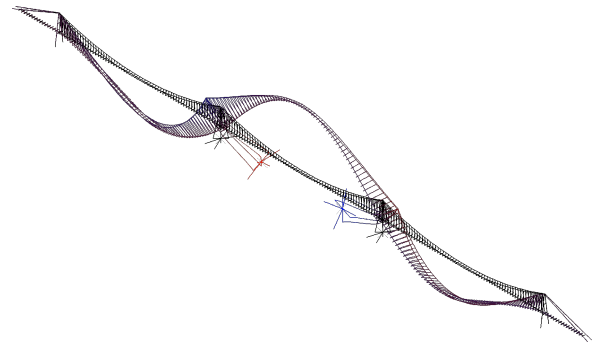
Svingeform 4

Svingeform 4 kommer av at fundamentene roteres om Y (giring). Brokassen blir symmetrisk aktivert horisontalt. Egenfrekvensen er 0.029 Hz.



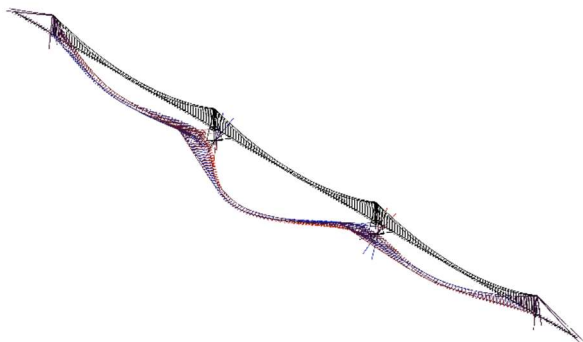
Svingeform 5

Svingeform 5 tilsvarer svingeform 4, men er asymmetrisk. Egenfrekvensen er 0.030 Hz.



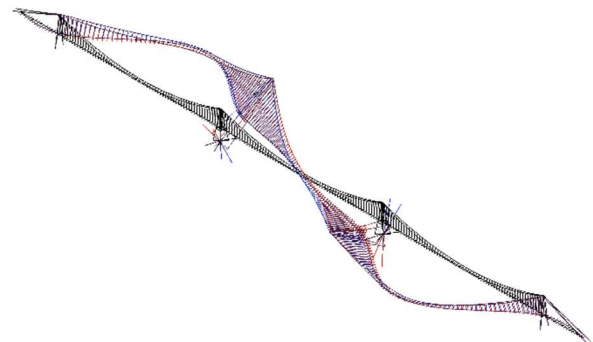
Svingeform 6

Svingeform 6 er symmetrisk og kommer av jaging. Egenfrekvens er 0.42 Hz.



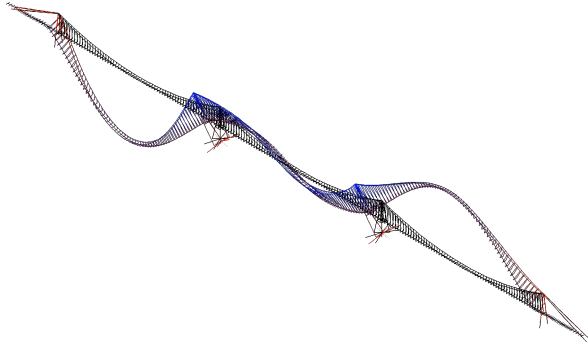
Svingeform 7

Svingeform 7 er av type rulling, som betyr at fundamentene roterer om X-aksen. Den er symmetrisk med egenfrekvens 0.056 Hz.



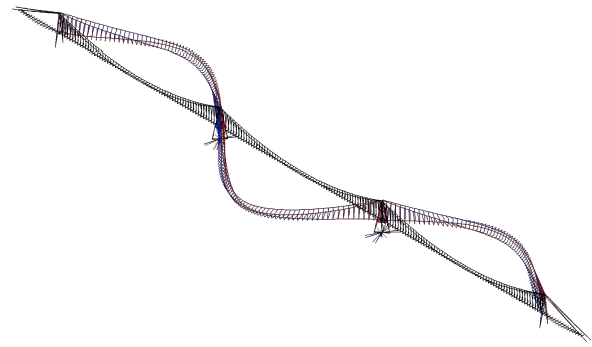
Svingeform 8

Svingeform 8 er asymmetrisk av type rulling. Egenfrekvensen er 0.057 Hz.



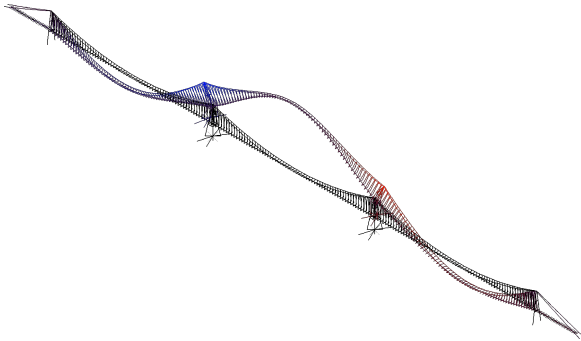
Svingeform 9

I svingeform 9 roterer fundamentene om Z-aksen (stamping), og aktiverer dermed brokassen asymmetrisk i vertikal retning. Eigenfrekvensen er 0.059 Hz.



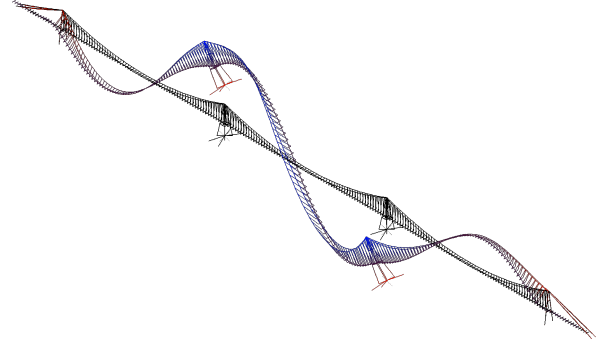
Svingeform 10

Svingeform 10 er den første svingeformen som blir aktivert av brokassen. Den er symmetrisk, og virker i horisontal retning. Eigenfrekvensen er 0.066 Hz.



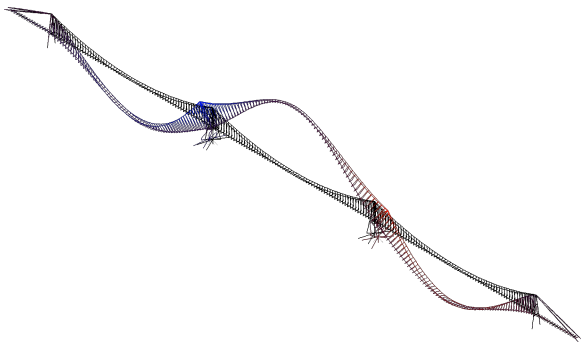
Svingeform 11

Svingeform 11 er første svingeform som kommer av hiv. Den aktiverer brokassen symmetrisk i vertikal retning med egenfrekvens 0.066 Hz.



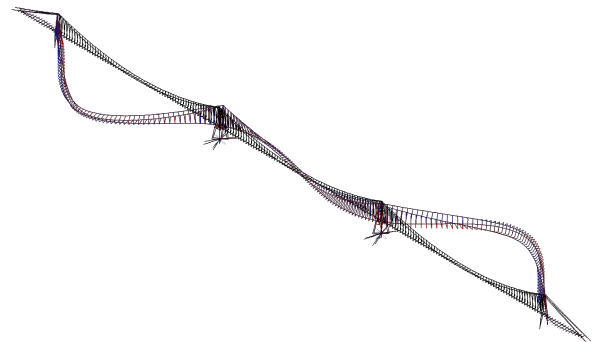
Svingeform 12

Svingeform 12 er den asymmetriske versjonen av svingeform 11. Den har egenfrekvens 0.067 Hz som gir differanse 0.8%.



Svingeform 13

Svingeform 13 er en symmetrisk stamping-svingeform som aktiverer brokassen i vertikal retning. Eigenfrekvensen er 0.070 Hz



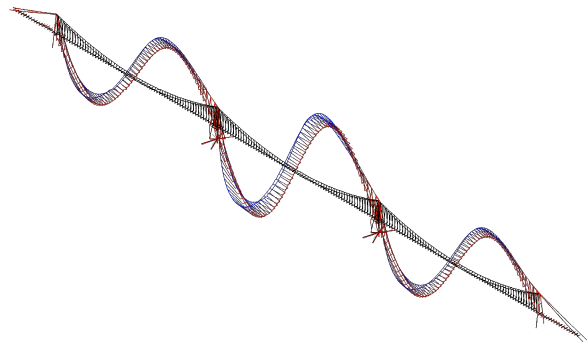
Svingeform 14

Svingeform 14 er aktivert av brokassen, og virker asymmetrisk i horisontal retning. Eigenfrekvensen er 0.072 Hz



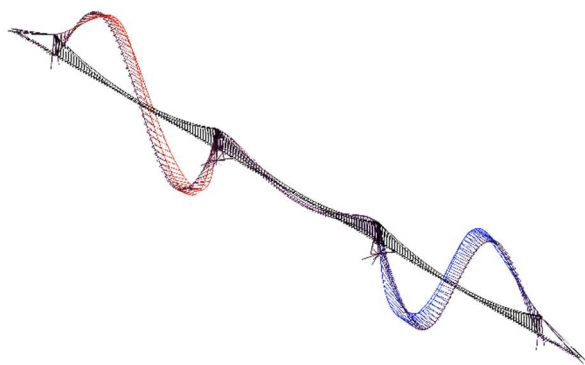
Svingeform 15

Svingeform 15 er symmetrisk i horisontal retning og aktiverer brokassen likt i alle spenn. Egenfrekvensen er 0.081 Hz.



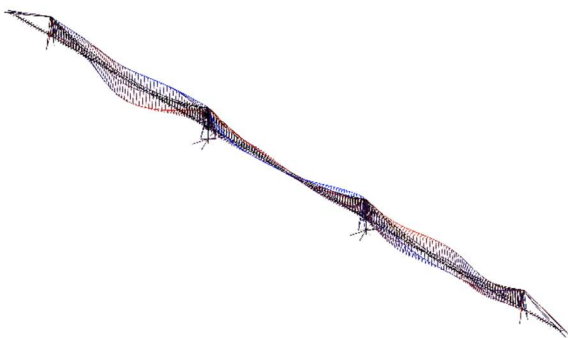
Svingeform 16

Svingeform 16 virker asymmetrisk i vertikal retning, med en egenfrekvens på 0.11 Hz.



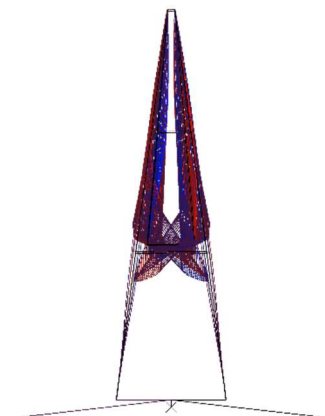
Svingeform 17

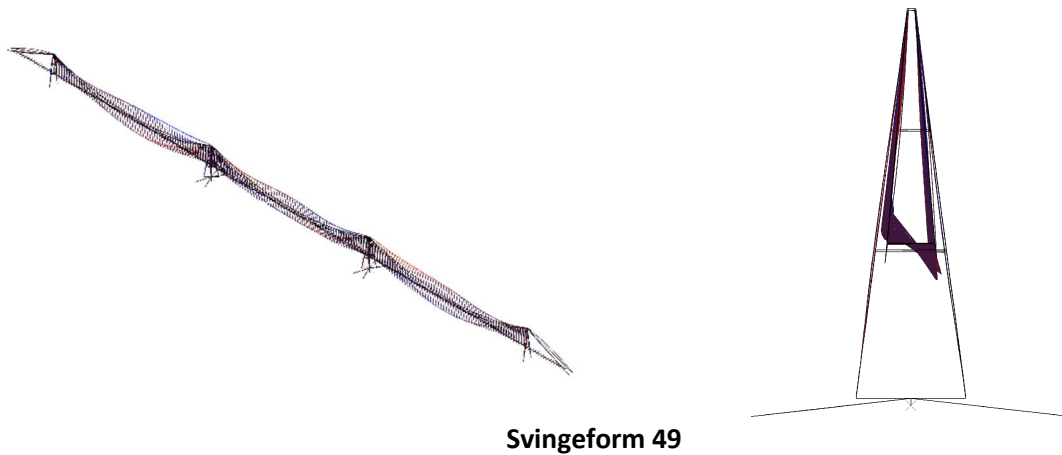
Svingeform 17 aktiverer sidespennene symmetrisk i vertikal retning med egenfrekvens 0.12 Hz.



Svingeform 48

Svingeform 48 er den første torsjonssvingeformen i brokassen. Den er asymmetrisk med egenfrekvens 0.30 Hz.



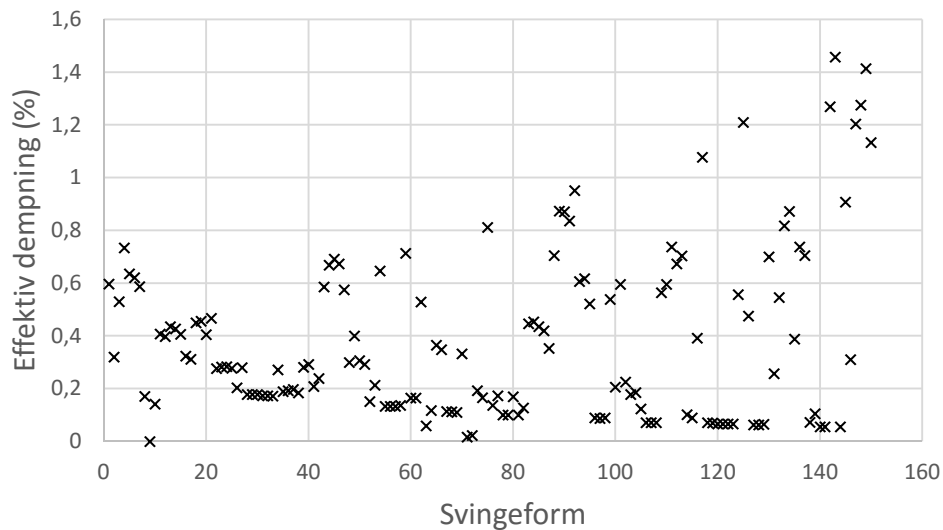


Svingeform 49

Svingeform 49 er den andre torsjonssvingeformen. Den er symmetrisk med egenfrekvens 0.31 Hz.

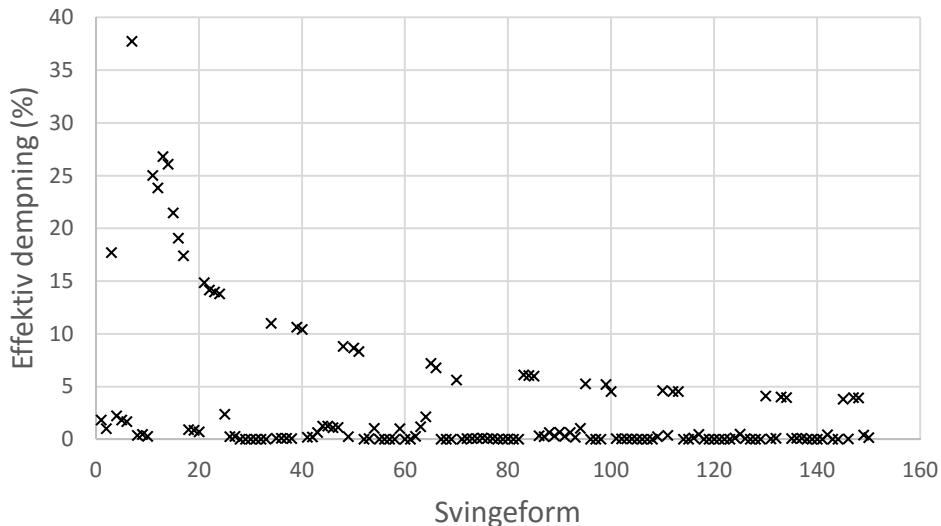
5.2 Dempning

5.2.1 TLP



Figur 5-3: Oppnådd konstruksjonsdempning for ulike svingeformer

Ønsket effektiv dempning fra konstruksjonen er 0.5%. Dette er gjort med Rayleighdempning, som ikke vil kunne gi konstant dempning over alle svingeformene. Fokuset er derfor å få riktig dempning på de første svingeformene. For svingeformer opp til nummer 20 er oppnådd dempning 0.5 ± 0.2 med unntak av svingeform 8, 9 og 10. Svingeform 9 har ingen oppnådd dempning da brodekket og kablene, som er påsatt dempning, ikke følger fundamentenes bevegelse. Se tabell 5-2. Svingeform 8 og 10 kommer av rotasjon i fundamentet og brokassen blir derfor ikke aktivert i like stor grad som f.eks. svingeform 4 og 5 som ligner og har fått dempning over 0.6%.



Figur 5-4: Oppnådd aerodynamisk dempning for ulike svingeformer

Aerodynamisk dempning er påsatt ved hjelp av dempningselementer i brokassen. Det vil si at brokassen må være i bevegelse for å få med aerodynamisk dempning. Et par svingeformer der kun kablene er i bevegelse har derfor fått 0 aerodynamisk dempning. Mange av svingeformene har fått under 1% dempning.

Typisk er dempning for vertikale svingeformer høyere enn de horisontale svingeformene. Dette er logisk ut ifra beregnede dempningsverdier som er mye høyere i vertikal retning i forhold til horisontal retning.

To spesielle vertikale svingeformer i figuren er 3 og 7, de to første vertikale. Vanligvis burde den første svingeformen hatt høyest dempning, men her har svingeform 7 omtrent dobbelt så høy dempning som svingeform 3. Grunnen er at svingeform 3 er svingeform av type jaging, altså fundamentene forflytter seg. Den kan derfor ha en lavere egenfrekvens uten at hele brokassen er i bevegelse. Med mindre bevegelse i brokassen, blir det også mindre dempning.

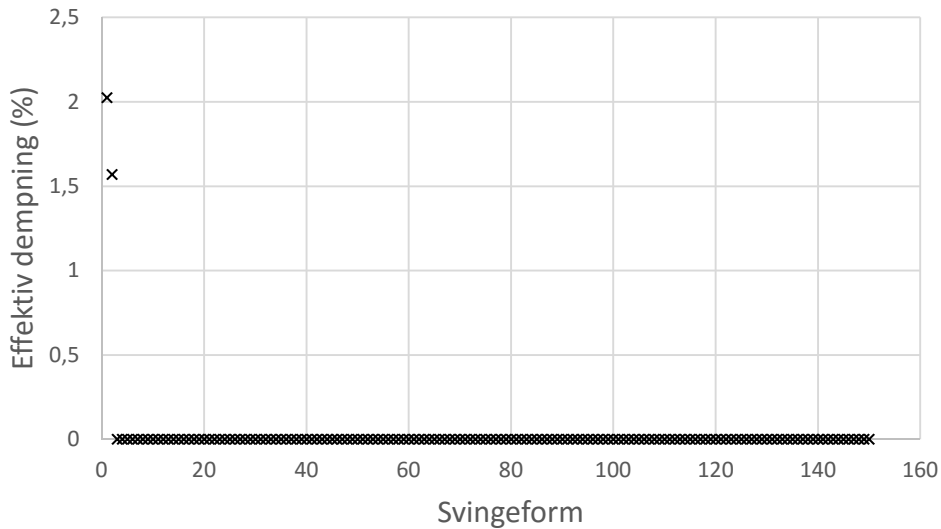
Aerodynamisk dempning egner seg godt til å kontrollere oppnådd dempning fra ABAQUS da dempningskonstanten C_{ae} er kjent. Fra teorien har vi at dempningsforholdet kan skrives:

$$\xi = \frac{C_{ae}}{2 * m * \omega_n} \quad (5-1)$$

Der m er modalmasse, den massen som blir aktivisert i en svingeform. Det er vanskelig å se direkte hva den skal være, men for svingeform 1 er en god antakelse at det er all massen mellom landtårnene. Det tilsvarer 340608980 kg, se vedlegg. Svingeformens egenfrekvens oppgis i radianer/s. Fra vedlegg er C_{ae} i horisontal retning 4632. Påsatt i 190 noder mellom landtårnene gir det total dempning 880080

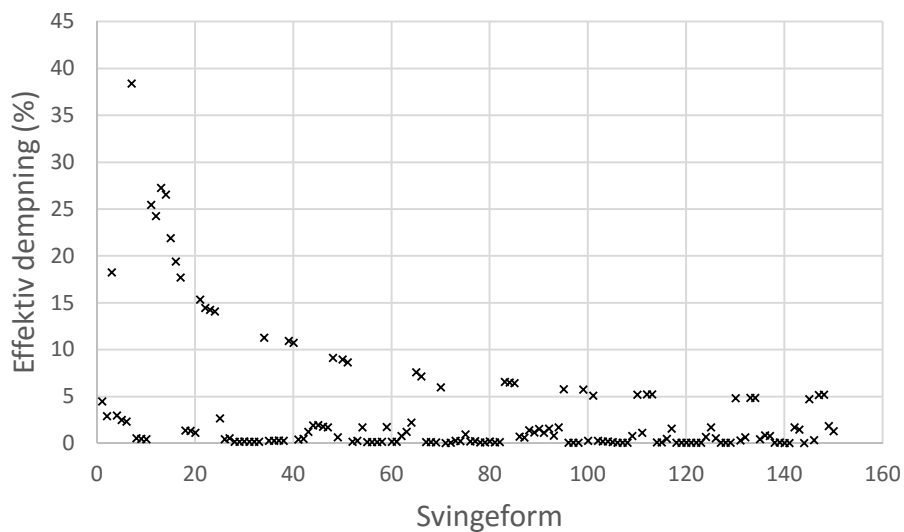
$$\xi = \frac{880080}{2 * 340608980 * 0.0703} = 0.0184 \quad (5-2)$$

Som tilsvarer 1.84% aerodynamisk dempning i svingeform 1. Fra ABAQUS er det oppgitt 1.85% aerodynamisk dempning i svingeform 1.



Figur 5-5: Oppnådd hydrodynamisk dempning for ulike svingeformer

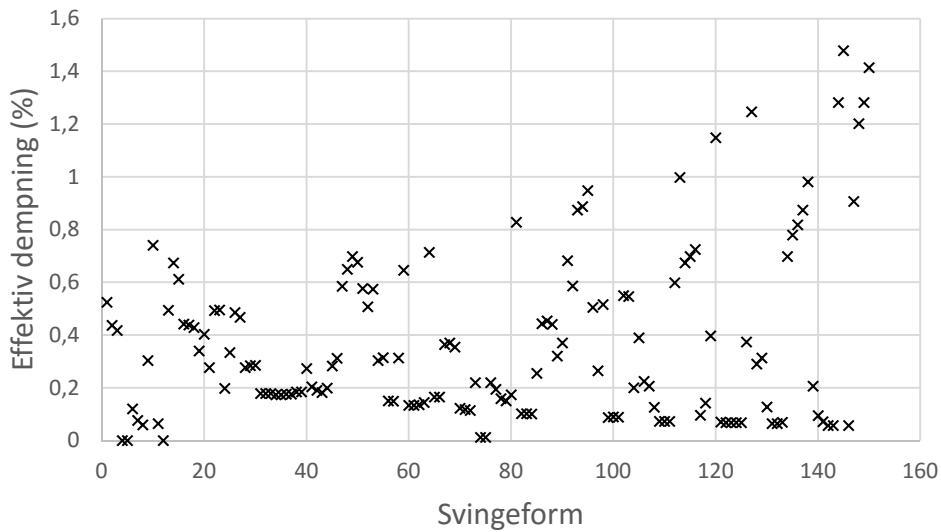
Hydrodynamisk dempning er påsatt som dempningsselementer i de flytende fundamentene, i horisontal retning. Det er kun i de to første svingeformene fundamentene beveger seg i denne retningen, og derav kun de to første svingeformene som får hydrodynamisk dempning. Det er forsøkt å få dempningsforhold på 2% på laveste svingeform. Strengt tatt burde det vært hydrodynamisk dempning i alle retninger, men da fokuset i oppgaven ikke har vært hydrodynamikk er det kun tatt med på de mest deltagende svingeformene.



Figur 5-6: Total oppnådd dempning for ulike svingeformer

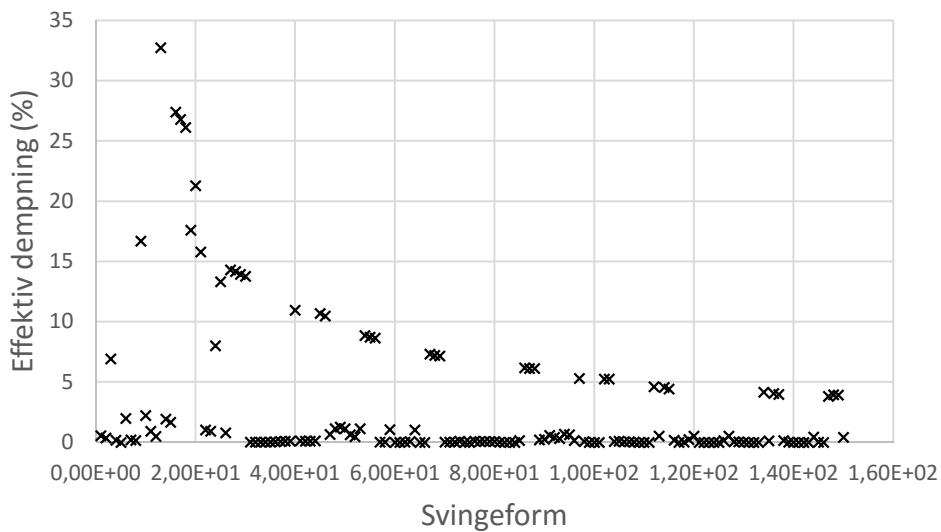
Den totale dempningen domineres av aerodynamisk og hydrodynamisk dempning. Hydrodynamisk dempning er viktig for den første svingeformen.

5.2.2 Ellipse



Figur 5-7: Oppnådd konstruksjonsdempning for ulike svingeformer

I forhold til TLP er det satt på Rayleighdempning også i fundamentene. Også her er ønsket dempning 0.5%.



Figur 5-8: Oppnådd aerodynamisk dempning for ulike svingeformer

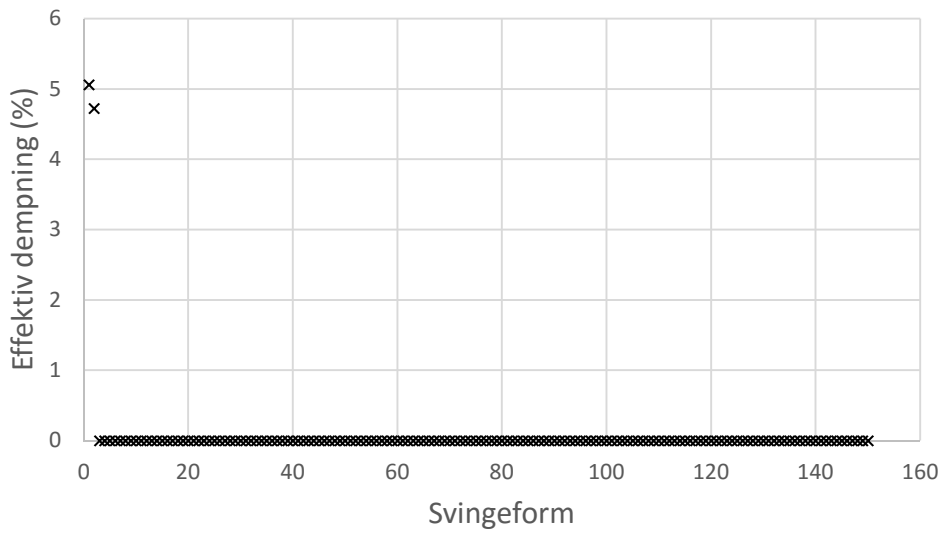
Generelt er svingeformer med fundamentet dominerende blant de laveste frekvensene. Vertikal dempning, med unntak av to svingeformer av type jaging, kommer derfor ikke inn før svingeform 13.

Det gjøres samme sjekk av aerodynamisk dempning for svingeform 1 i ellipsen som tidligere vist ved TLP:

$$\xi = \frac{C_{ae}}{2 * m * \omega_n} \quad (5-3)$$

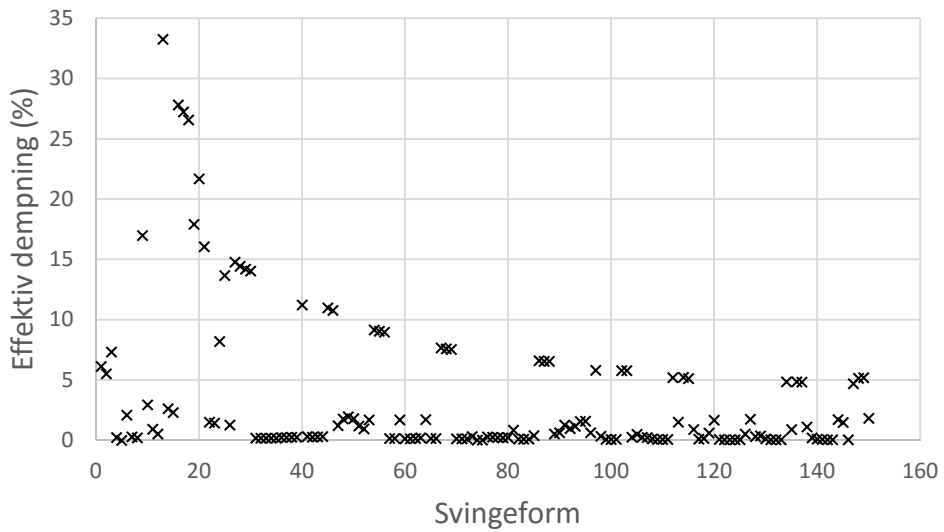
$$\xi = \frac{880080}{2 * 880608980 * 0.099} = 0.00505 \quad (5-4)$$

Som tilsvarer 0.505% aerodynamisk dempning, mot oppgitte 0.55% fra ABAQUS for svingeform 1.



Figur 5-9: Oppnådd hydrodynamisk dempning for ulike svingeformer

Forsøkt oppnådd dempning er 5% i horisontalretning. Valget om ingen hydrodynamisk dempning i andre retninger er mer problematisk med ellipsen da fundamentene dominerer de laveste frekvensene.



Figur 5-10: Total oppnådd effektiv dempning for ulike svingeformer

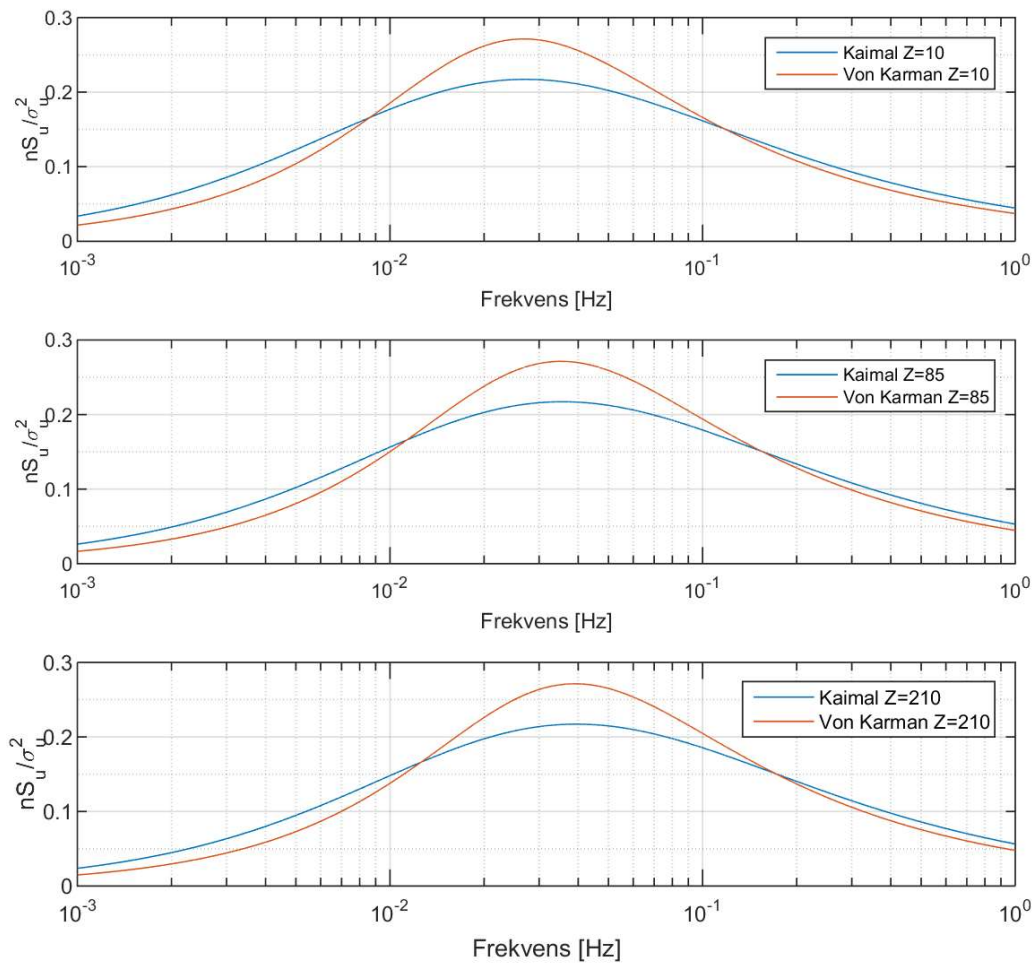
5.3 Vindgrunnlag

Alle beregninger ved $z=85\text{m}$, se vedlegg. Tårn og kablers høyde tas hensyn til i vindsimuleringene.

Tabell 5-5: Grunnleggende parametere for vind

Middelvind	Turbulensintensiteter	Integrale lengdeskalaer
$U=46.12\text{ m/s}$	$I_u=11\%$	$L_{ux}=190\text{m}$
	$I_v=8.25\%$	$L_{vx}=47.5\text{m}$
	$I_w=2.75\%$	$L_{wx}=15.83\text{m}$

Vindspektre



Figur 5-11: Kaimal og Von Kármán horisontale vindspektre

Generelt er Kaimal og Von Kármán vindspektrene relativt like, men for frekvenser mellom 0.01 og 0.1Hz er det det en del mer kraft i Von Kármán. Dette er frekvensområdet der broens store svingninger befinner seg, og kan derfor være av betydning.

Lavere høyde gir lavere vindhastighet. Vindhastigheten har sammenheng med hvilket frekvensområde vinden har mest kraft i. På bunnen av tårnene er det mer kraft i frekvensområdet rundt de første svingeformene. I toppen av tårnene er det mer kraft ved noe høyere frekvenser, for

eksempel ellipsens rulle-svingeformer (0.056 Hz). Dette er uheldig da det er vind i toppen av tårnene som vil gi mest moment til disse svingeformene.

5.4 Vindsimuleringer

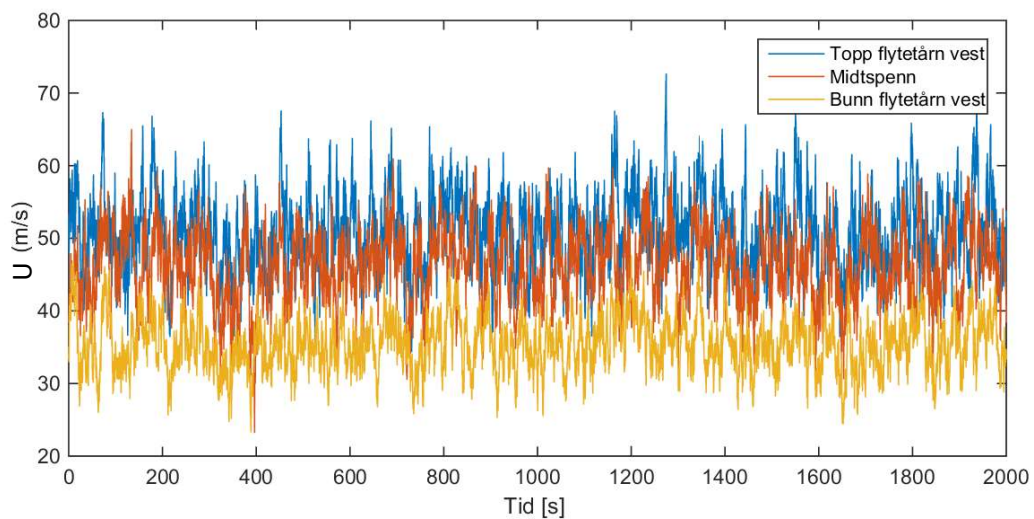
Det er resultater fra i alt fire vindsimuleringer. Forkortelser for analysene er:

- Von Kármán $C=5/3=VKC5$
- Von Kármán $C=10/7=VKC10$
- Von Kármán $C=15/12=VKC15$
- Kaimal $C=10/7=KC10$

Den horisontale verdien av C , 5/10/15, brukes videre i omtalelsen av koherens.

Von Kármán spekter med $C=10/7$ er valgt som referansevindanalyse. Denne presenteres derfor mer utfyllende. For ko-koherens er alle de tre C -konstantene sammenlignet. Her er det ikke noe forskjell på Von Kármán og Kaimal-spekter.

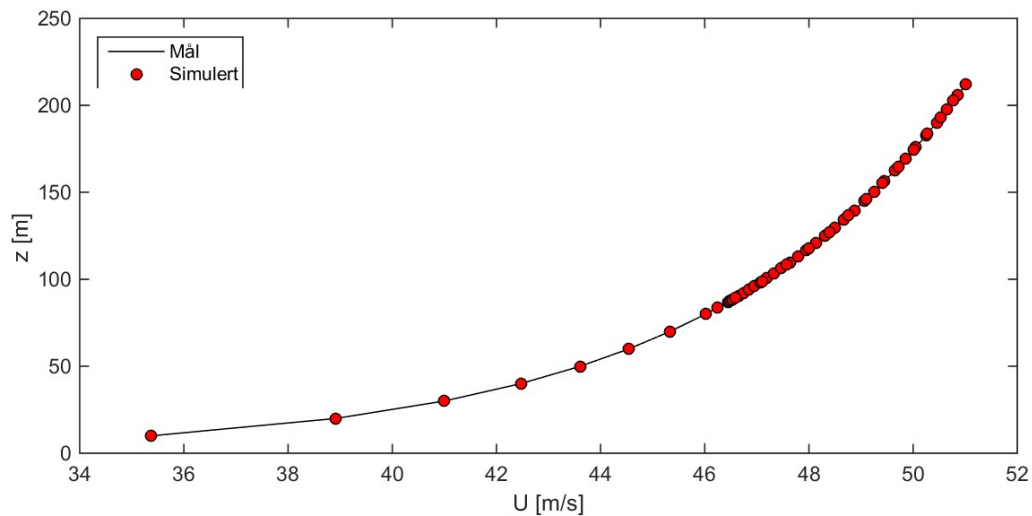
5.4.1 Vindserie



Figur 5-12: Vindserier topp ($z=202.6\text{m}$) og bunn ($z=10\text{m}$) av flytetårn, samt midtspenn. VKC10

Topp og bunn av flytetårn vest, samt midten av broen er plukket ut for å illustrere de modellerte vindseriene. Da vindhastighet er en funksjon av høyde er punkter i vertikalretning relevante å studere.

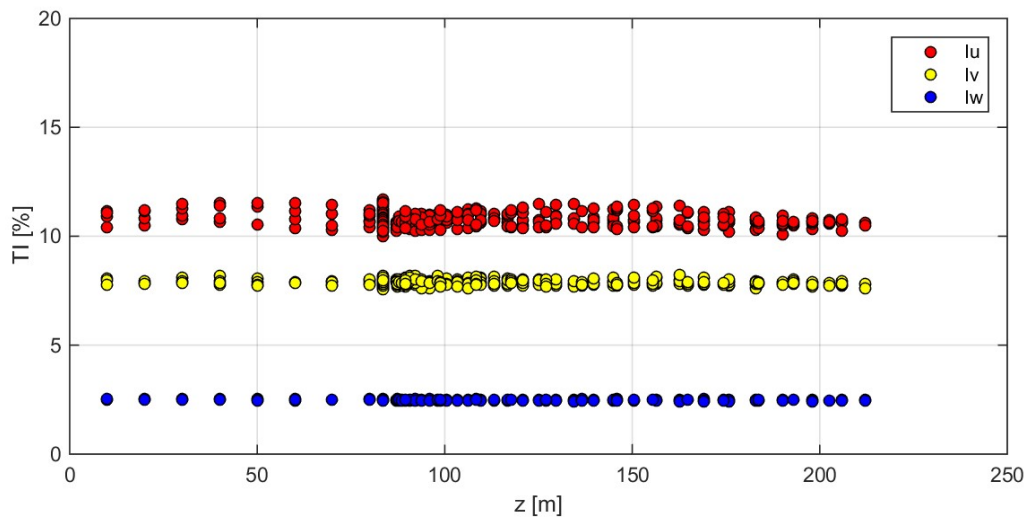
5.4.2 Vertikal høydeprofil



Figur 5-13: Vertikal vindprofil. VKC10

Simulert vindprofil stemmer overens med den logaritmisk fremskaffede ønskede profilen.

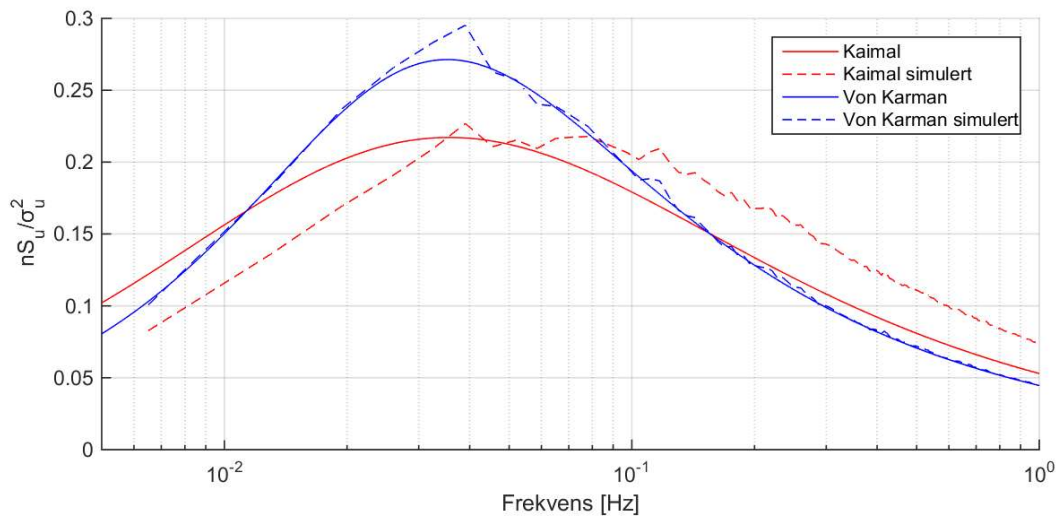
5.4.3 Turbulensintensiteter



Figur 5-14: Turbulensintensiteter. VKC10

Turbulensintensiteten er konstant med høyden. Dette er en tilnærming gjort i simuleringen. Konsekvensen er at turbulensen blir mindre i bunnen, og høyere i toppen av tårnene. Konsekvensen av mer turbulens i toppen av tårnene er større forskyvninger både sideveis og i rotasjon om X-aksen da vind i toppen av tårnene får stort moment. Lavere turbulens i bunnen av tårnene fører til mindre forskyvninger. Turbulensen blir mest feil i bunnen av tårnet da både vindhastighet og turbulensintensitet endrer seg mest ved lav høyde. Simuleringen har truffet godt på de ønskede resultater.

5.4.4 Vindspektrere

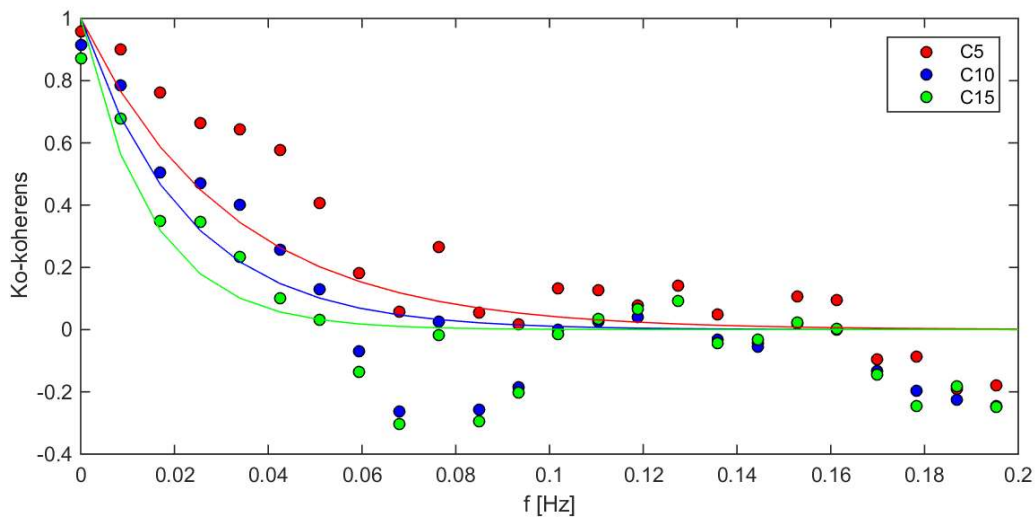


Figur 5-15: Simulert Kaimal og Von Kármán spekter

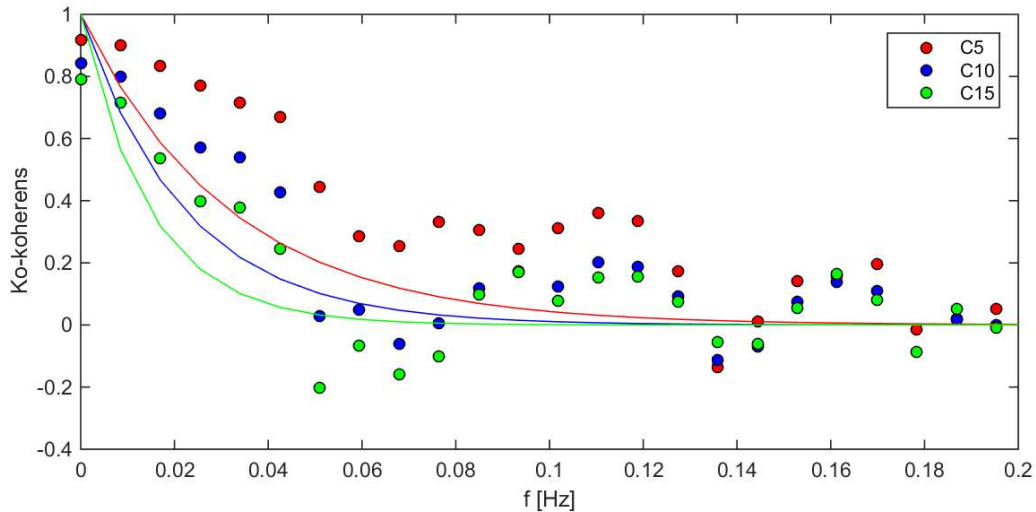
Simulert Kaimal-spekter har ikke truffet så godt. Konsekvensen er at de første svingeformene vil få mindre respons, og en sammenligning mellom Kaimal og Von Kármán er derfor mindre gyldig.

5.4.5 Ko-koherens

Ko-koherens beskriver korrelasjon mellom vinden i to punkter. Dette dokumenteres med seks grafer, en for hvert flytetårn, to i midtspennet, en mellom tårnene, samt en med 20 meters spredning. Punktene er oppnådde verdier, mens de heltrukne linjene er det analytiske målet.



Figur 5-16: Ko-koherens mellom topp og bunn av flytetårn vest med ulike verdier for C.

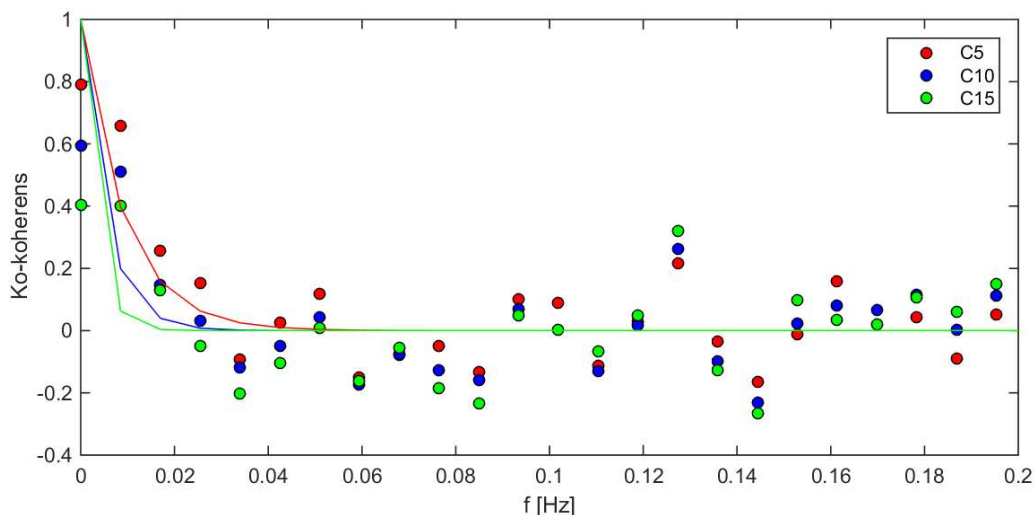


Figur 5-17: Ko-koherens mellom topp og bunn av flytetårn øst med ulike verdier for C.

Disse to plottene er diskutabile da teorien om ko-koherens forutsetter et homogent vindfelt. På grunn av den store høydeforskjellen varierer vindhastigheten med omtrent 20m/s fra topp til bunn. Det kan derfor stilles spørsmål ved om kriteriet om homogent vindfelt er oppfylt.

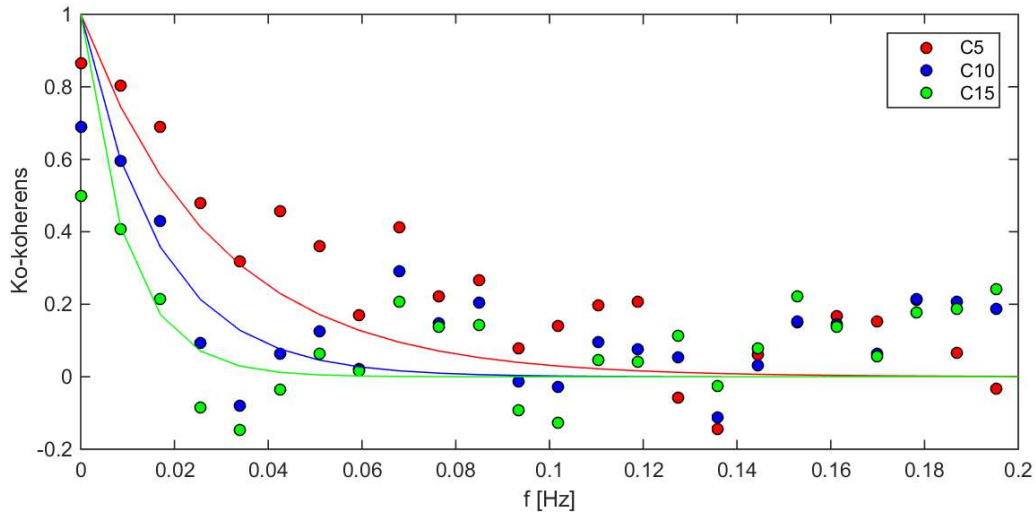
Omtrent halvparten av de horisontale vindkreftene komme fra flytetårnene. Høy vertikal ko-koherens er derfor svært ugunstig. Grafene viser ko-koherens mellom topp og bunn av flytetårnene. Merk at det innebærer 27 meter horisontal avstand på grunn av skrå ben.

De store horisontale svingningene har egenfrekvenser under 0.02 Hz. Begge grafene viser høy oppnådd ko-koherens i dette frekvensområdet. Oppnådd og ønsket ko-koherens sammenfaller best ved lavere frekvenser, men selv her er de oppnådde resultatene konservative.



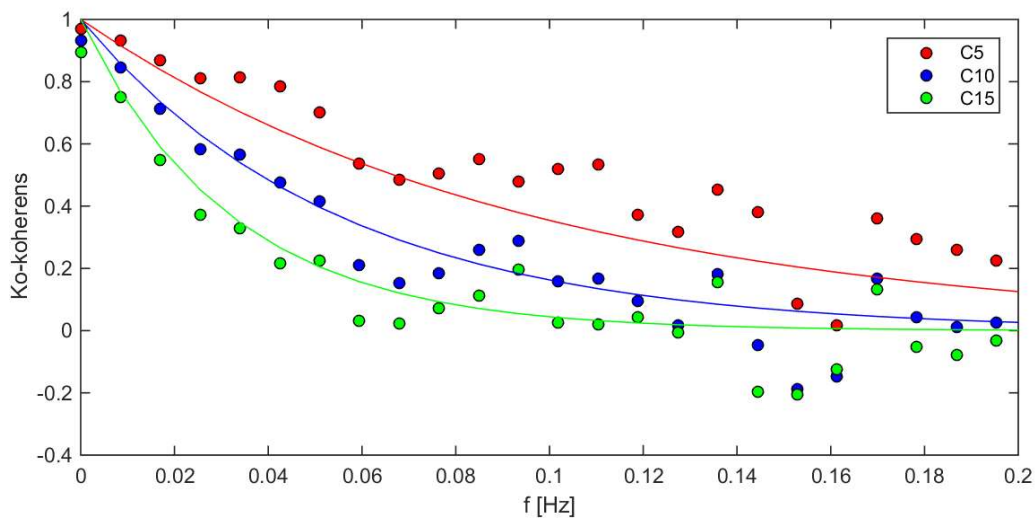
Figur 5-18: Ko-koherens mellom tårn i brodekkehøyde for ulike verdier av C.

I tillegg til vertikal ko-koherens i tårnene er det viktig å se hvor lik vinden er mellom de to tårnene. I området 0.012-0.018Hz, som er de to laveste horisontale egenfrekvensene, er vinden 20-60% korrelert avhengig av C-konstant. Dette er høye resultater med tanke på den kraften vinden har på tårnene. Det ser ut som om de simulerte resultatene er noe konservative også her, men avstanden mellom dem ser grei ut.



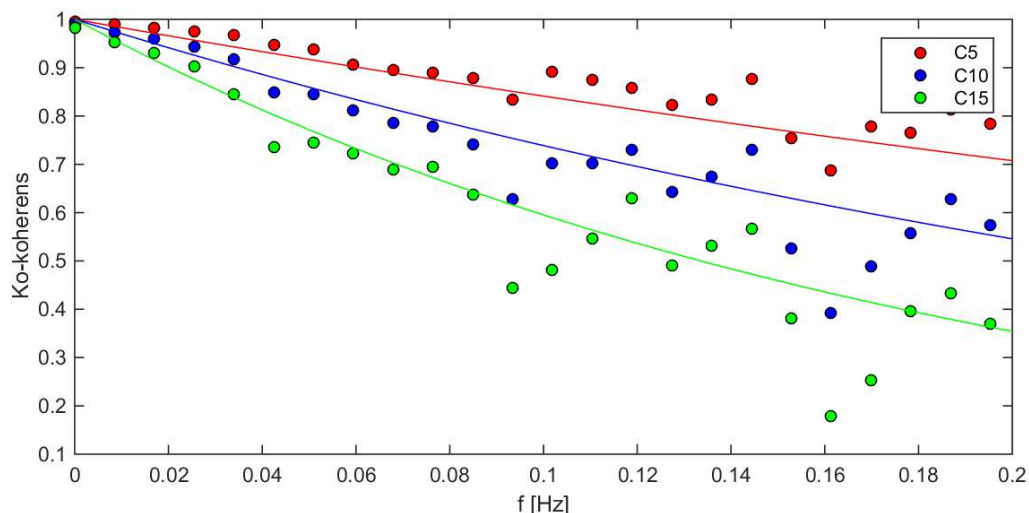
Figur 5-19: Ko-koherens mellom punkter på brokassen 200 meter fra senter av midtspenn med ulike verdier for C

Figur 5-19 viser ko-koherens mellom to punkter 200 meter fra senter av midtspennet, altså 400 meters avstand. De store svingeformene for brokassen i horisontalretning ligger mellom 0.04 og 0.1 Hz. I dette området er de simulerte vindseriene konservative.



Figur 5-20: Ko-koherens mellom punkter på brokassen 60 meter fra senter av midtspenn med ulike verdier for C.

Figur 5-20 viser ko-koherens mellom to punkter 60 meter fra senter av midtspenn, diverse 120 meters avstand. For de større svingeformene under 0.1 Hz er figur 5-19 mer relevant. Vind over 0.1 Hz vil kunne sette i gang de raskere svingningene. Figuren viser stor avstand i korrelasjon for ulike verdier C.



Figur 5-21: Ko-koherens mellom punkter på brokassen 20 meter fra hverandre med ulike verdier for C.

Ko-koherensen mellom to punkter 20 meter fra hverandre er viktig å undersøke da det er modellert full ko-koherens ved denne avstanden. Ved de laveste frekvensene er dette ok, men nærmere 0.1 Hz er C15 nede på 60%. I utgangspunktet er dette konservativt, men det vil kunne gjøre responsen likere ved ulik koherens.

Analytisk og simulert ko-koherens ved frekvenser mellom 0.05 Hz og 0.1 Hz avviker en del, og simuleringene virker konservative. Dette kan føre til at brodekket får større forskyvninger som følge av koherens enn den analytiske modellen tilsier. Studie av hvordan den simulerte koherensen påvirker forskyvninger er fremdeles relevant da den analytiske modellen ikke nødvendigvis er representativ for faktiske forhold.

Ved lavere frekvenser sammenfaller analytisk og simulert ko-koherens godt. Turbulens i og mellom flytetårnene er godt korrelert for frekvenser mellom 0.012 og 0.018 Hz, og store horisontale svingninger med flytetårnene er derfor forventet. Valg av C-konstant kan være avgjørende for om broen går inn i asymmetriske eller symmetriske svingformer.

Da det ikke er korrelasjon av betydning mellom spennene i deres frekvensområder kan en ikke forvente noe ekstra sammenheng i respons mellom disse fra koherens.

5.5 Vind-VKC10-TLP

Målet med disse resultatene er å se hvordan broen beveger seg, og hvor bevegelsene kommer fra. Det antas at de ulike vindsimuleringene i de store trekk vil aktivere de samme svingformene. Det ses derfor kun på VKC10.

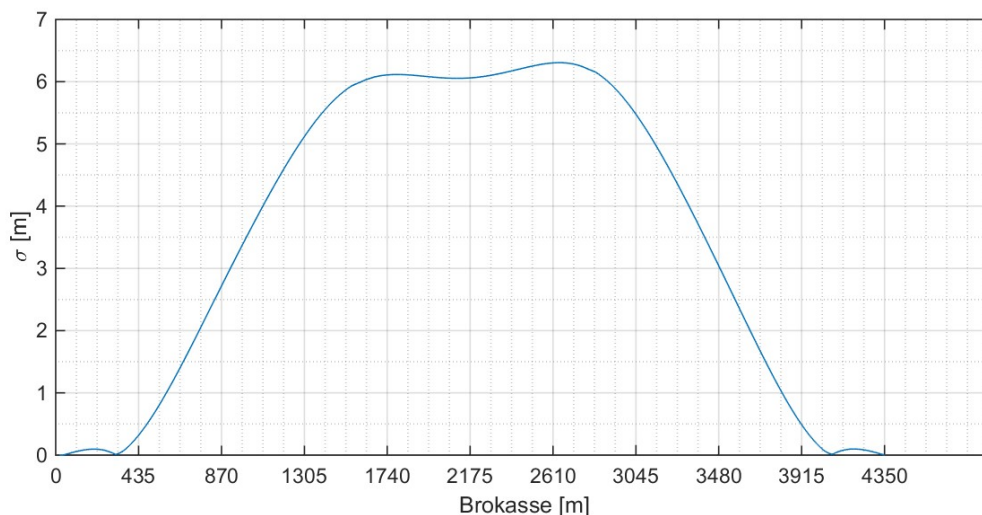
Det er brukt tidsserier på 1800s. De første 600 sekundene kan ses vekk fra da svingningene trenger tid på å stabilisere seg. De er likevel tatt med for å illustrere hele prosessen. Ved utregning av PSD (power spectral density) brukes kun de siste 1200 sekundene. PSD er et godt verktøy for å identifisere hvilke frekvenser som er aktive i et tidsplot.

Det vises resultater fra midtpunktet i de tre lange spennene, og toppen av flytetårnene. Det vises også total akselerasjon.

Til slutt gjøres det en sjekk av spenninger i brokassen. Formålet er kun å se hvilket området spenningene ligger i. Dette gjøres konservativt ved å anta at det største momentet virker samtidig som den største aksialkraften i et punkt langs brokassen. Videre regnes det med lengste momentarm, altså undersiden av brokassen ved lastvirkning i vertikal retning. For sideveis retning er det lik momentarm til begge sider. Brokassen er som tidligere nevnt bygget i stål kvalitet S355 eller

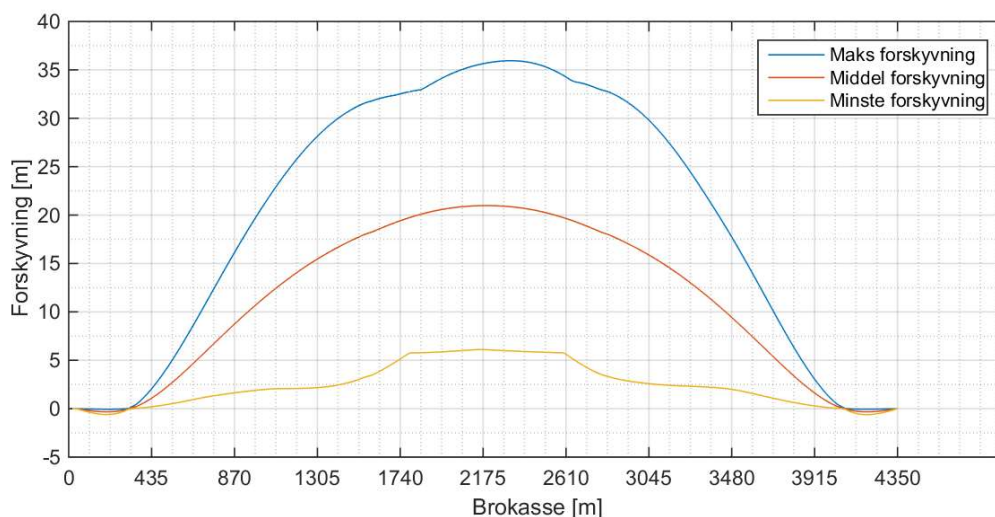
S460. Den tåler altså spenninger på 355 eller 460 MPa, minus sikkerhetsfaktorer fra standarden. Da utregningene ikke følger standarden er det ikke relevant å regne nøyaktig kapasitet. Det tas heller ikke hensyn til torsjon.

5.5.1 Sideveis forskyvninger



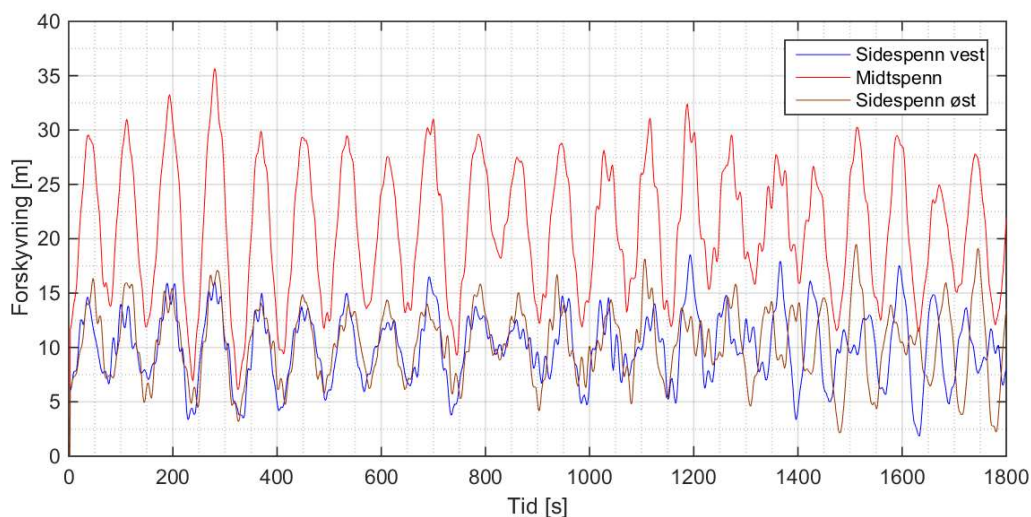
Figur 5-22: Standardavvik i sideveis forskyvninger, brokasse

Standardavviket viser hvordan forskyvningene er fordelt langs brokassen. Ved lengre simuleringer vil plottet bli helt symmetrisk, men det er ikke nødvendig for å få ut god informasjon i dette tilfellet. En interessant egenskap er at midtspennet har mindre dynamisk forskyvning enn flytetårnene. Det kan tyde på at den asymmetriske svingform 2 (0.016 Hz) er aktiv da denne vil føre til større forskyvninger i flytetårnene enn midtspennet.

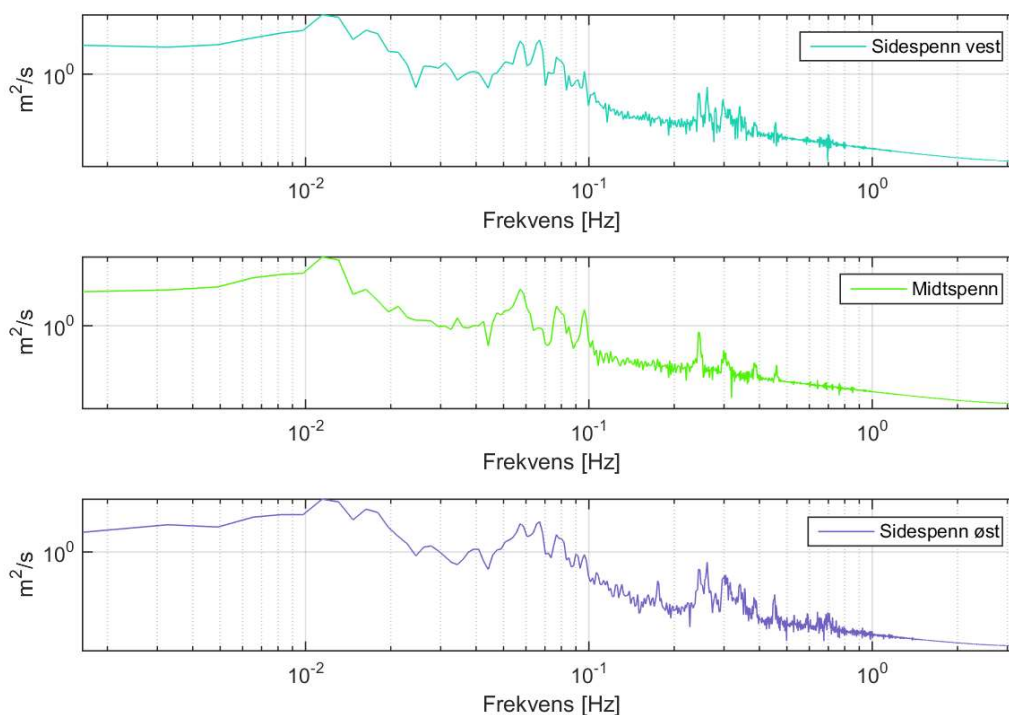


Figur 5-23: Sideveis forskyvninger i brokassen

Maks og min plot viser største og minste forskyvning gjennom hele tidsserien, og illustrerer derfor ikke former brokassen vil innta. «Peak factor» er ratio mellom maks dynamisk forskyvning og den dynamiske forskyvningens standardavvik. Ofte ligger denne mellom 3 og 4. I dette tilfellet ligger den ved 2175 meter på omtrent 2.5. Muligens er tidsserien for kort til å få frem de største forskyvningene.



Figur 5-24: Tidsplot av sideveis forskyvninger, brokasse



Figur 5-25: PSD sideveis forskyvninger, brokasse

De første 600 sekundene er utelatt ved beregning av PSD. Svingeform 1 (0.012 Hz) er tydelig i alle brospennene. Den bidrar mest til de horisontale forskyvningene, og en kan lett identifisere den i tidsplottet som de største svingningene. Svingeform 2 (0.016 Hz) er tydelig i sidespennene, men mer moderat i midtspennet. Dette er logisk da svingeform 2 er asymmetrisk bevegelse av tårnene, som vil føre til at midtpunktet i midtspennet blir tilnærmet stasjonært. I tidsplottet beveger midtspennet seg lite mellom 1200 og 1400 sekunder, samtidig som sidespennene er ute av fase. Dette tyder på at svingeform to er aktiv her.

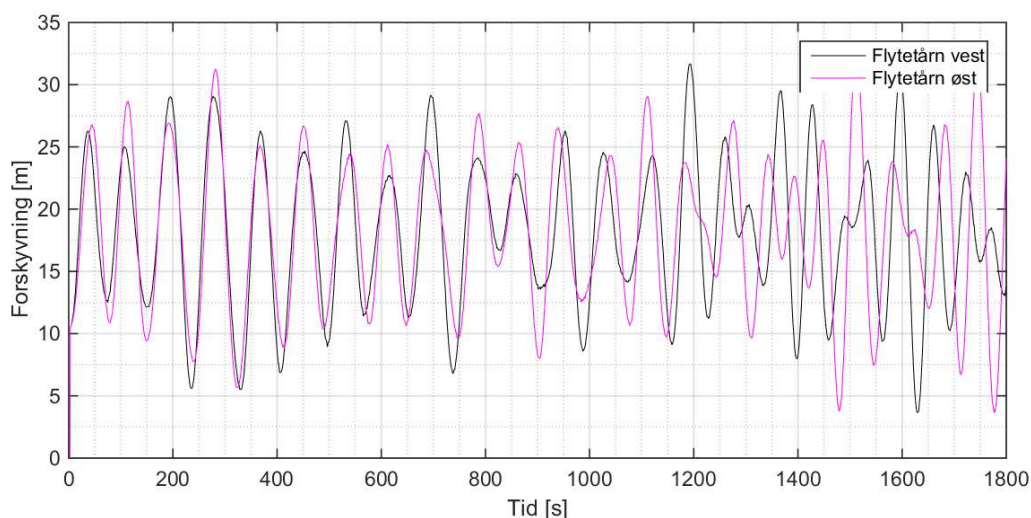
Svingeform 4 (0.056 Hz) aktiverer alle brospennene symmetrisk, og kan leses av som den tredje mest aktive svingeformen, spesielt i midtspennet der svingeform 2 er mindre aktiv. Svingeform 4 bidrar

omtrent 10 ganger mer til forskyvning i midtspennet i forhold til sidespennene. I plottet kan den ses som forstyrrelser i midtspennets svingninger.

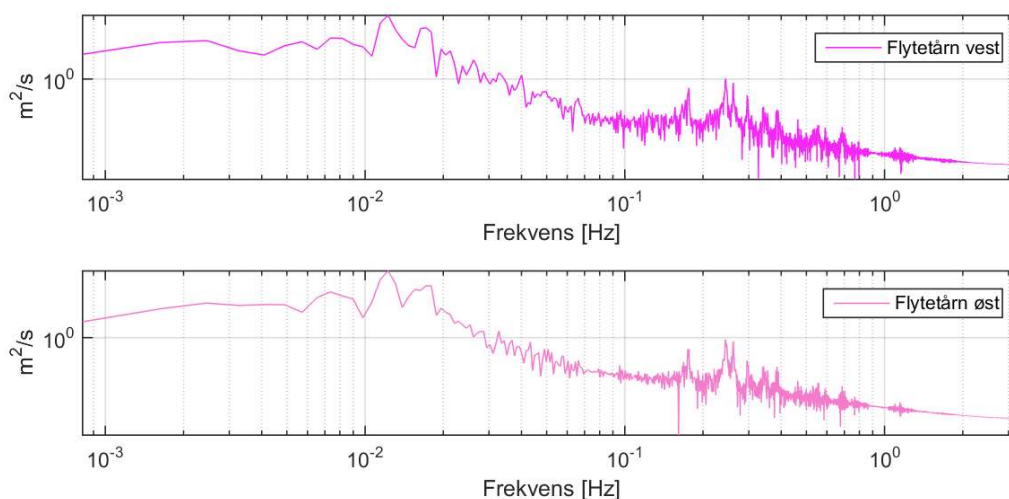
Svingform 5 (0.066 Hz) er asymmetrisk og aktiverer i liten grad midtspennet. Den vises derfor kun på sidespennene.

Det er vanskelig å skille de ulike svingformene i sidespennene, men en kan se at det er omtrent dobbelt så mye forstyrrelser som i midtspennet, som svarer til at det er to aktive svingformer i brokassen.

Som nevnt i teorien, kapittel 3.4.3, skal integralet av PSD være lik turbulensens varians. For å sjekke at PSD er utført riktig er dette sjekket i Matlab. Avhengig av hvor mye støy som er tolerert i PSD er avviket mellom faktisk varians, og integralet av PSD mellom 0 og 15%. Da hensikten med PSD er å se hvilke svingformer som er aktive er eksakte verdier mindre viktig, og metoden anses som god.



Figur 5-26: Tidsplot av sideveis forskyvninger, flytetårn

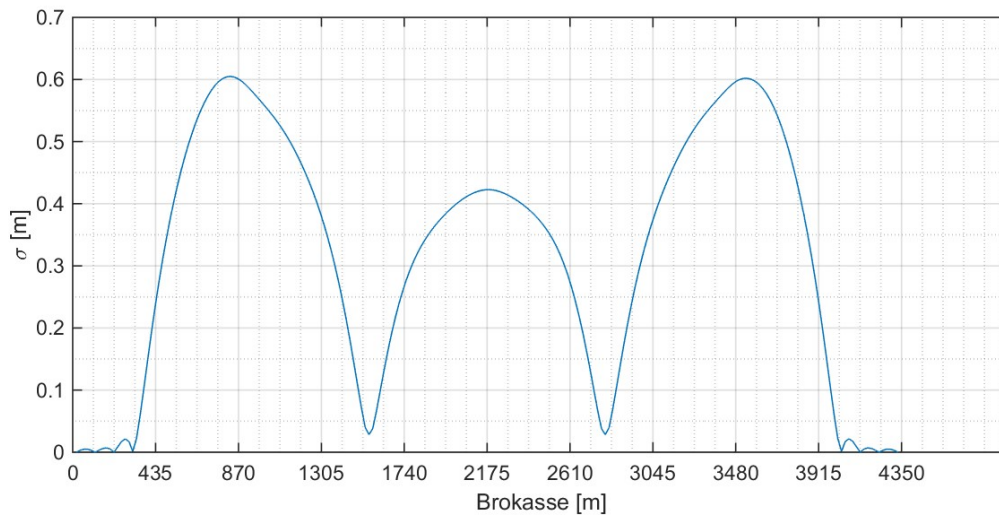


Figur 5-27: PSD sideveis forskyvninger, flytetårn

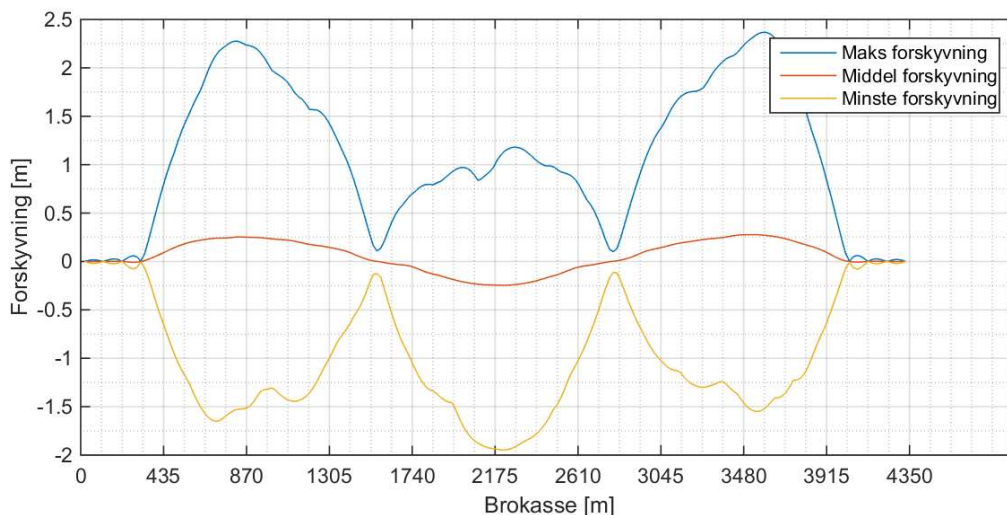
For flytetårnene er det kun de to første svingformene som bidrar av betydning. Hvert tårn blir påført omtrent 25% av de totale vindkreftene, relativt godt korrelert. Mellom tårnene er det omtrent 30% korrelasjon. En ser at det ikke er nok til å opprettholde den symmetriske svingform 1 (0.012 Hz)

da tårnene beveger seg ut av fase. I tidsplottet kan en tydelig se at den asymmetriske svingform 2 (0.016 Hz) virker inn ved 1200s.

5.5.2 Vertikale forskyvninger

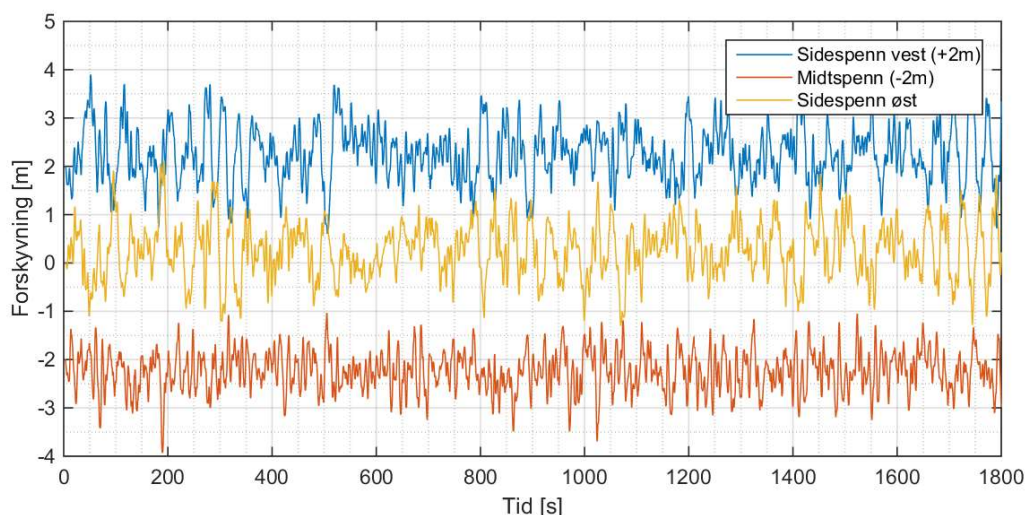


Figur 5-28: Standardavvik i vertikale forskyvninger, brokasse

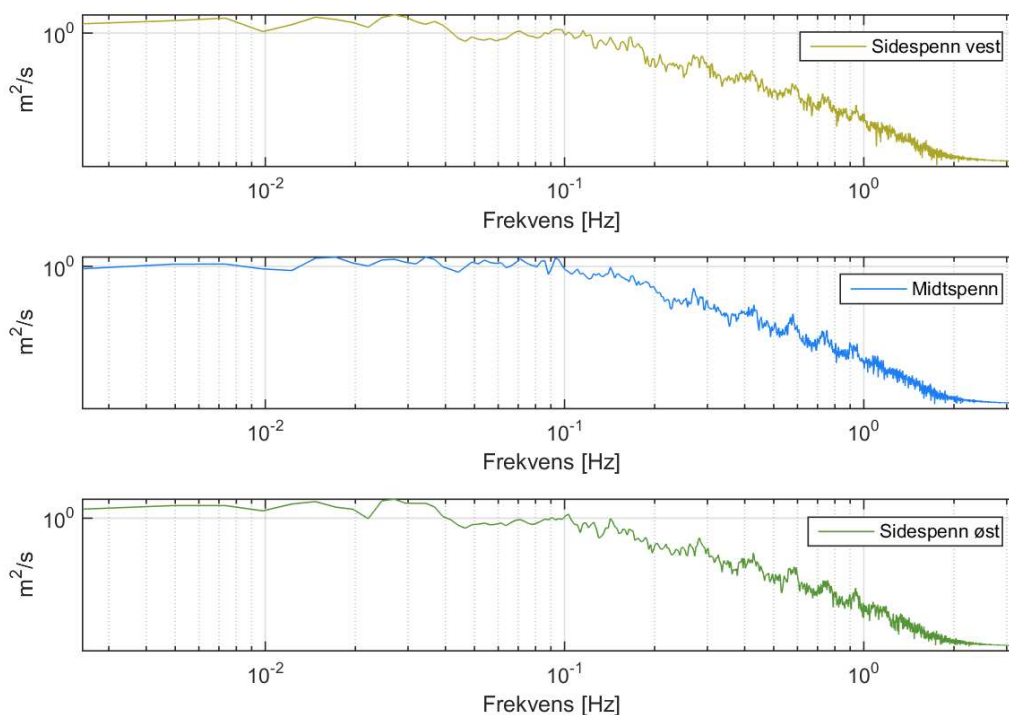


Figur 5-29: Vertikale forskyvninger i brokassen

Brokassens middelvei for vertikal forskyvning viser at brokassen hever seg i sidespennene, mens den senkes i midtspennet. I utgangspunktet vil vinden presse ned alle brodekkene. Selv om det er små forskyvninger er det derfor interessant å diskutere hvor de kommer fra. Om en ser på rotasjon om X-akse (torsjon) i brokassen ser en at vinkelen er positiv i sidespennene, og negativ i midtspennet, se figur 5-50. Angrepsvinkelens fortegn definerer hvilken vei løftekraften virker på brokassen. Årsaken til brokassens vinkel i sidespennene er den horisontale forskyvningen fra svingform 1 (0.012 Hz) og 2 (0.016 Hz) som vrir brokassen opp i positiv vinkel.

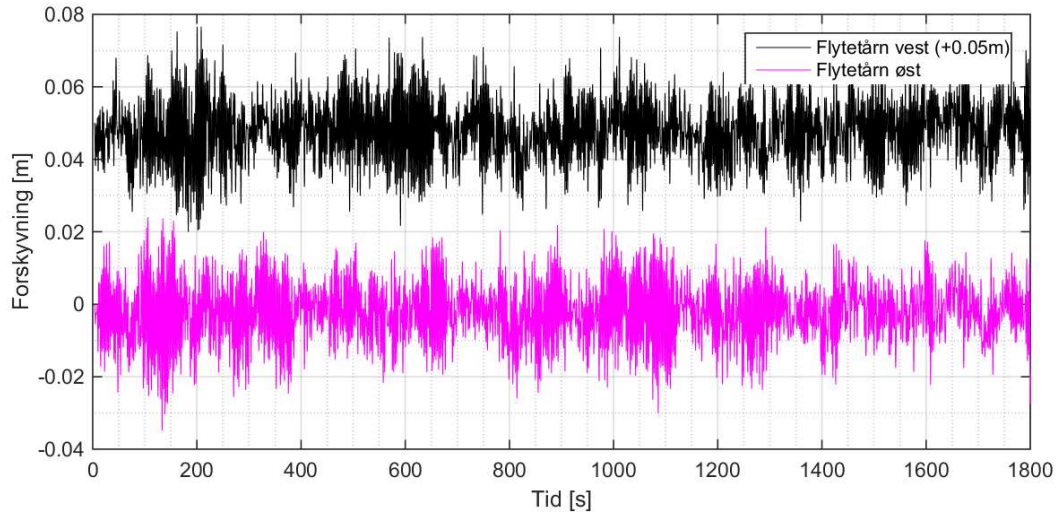


Figur 5-30: Tidsplot av vertikale forskyvninger, brokasse

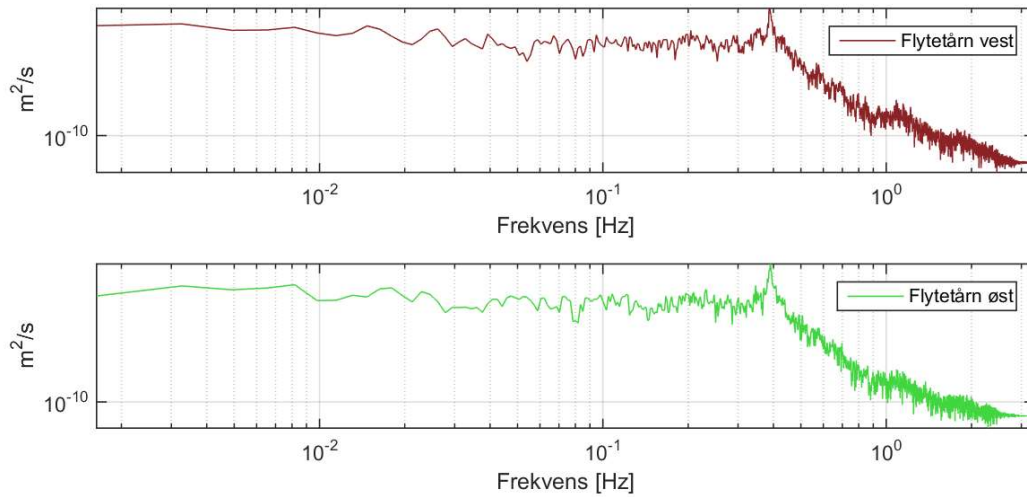


Figur 5-31: PSD vertikale forskyvninger, brokasse

I tidsplottet er sidespenn vest flyttet to meter opp, og midtspennet flyttet to meter ned for å gjøre plottet mer leselig. Midtspennet blir dominert av bakgrunnsrespons. På sidespennene kan en se en topp på 0.03 Hz som er svingform 3 (jaging). Denne aktiverer sidespennene i vertikalretning. Det er også en topp rundt 0.012Hz, som er svingform 1. Som nevnt ovenfor fører denne indirekte til vertikal bevegelse.



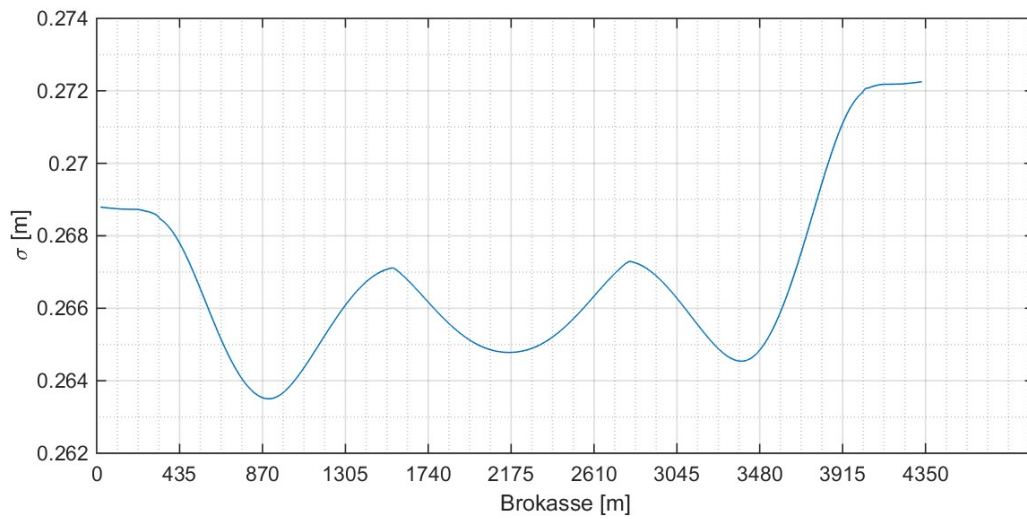
Figur 5-32: Tidsplot av vertikale forskyvninger, flytetårn



Figur 5-33: PSD vertikale forskyvninger, flytetårn

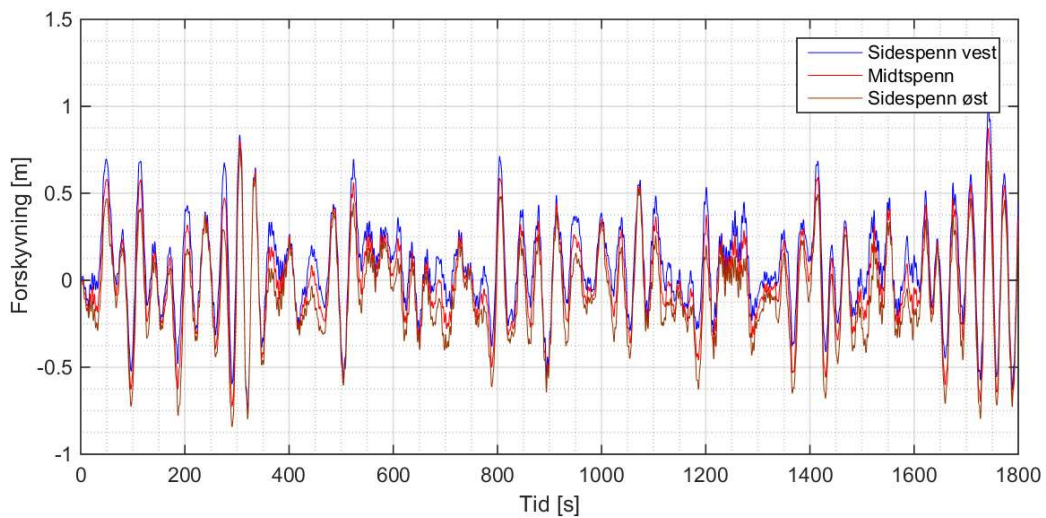
I tidsplottet er flytetårn vest flyttet 0.05 meter opp. Responsen er svært liten, men blir tydelig dominert av svingformer rundt 0.39 Hz, altså svingform 63 og 64. Ut i fra tidsplottet er det vanskelig å finne noen sammenheng verken mellom tårnene eller i tid. Det er derfor sannsynlig at både den asymmetriske svingform 63, og den symmetriske 64 virker inn.

5.5.3 Aksielle forskyvninger

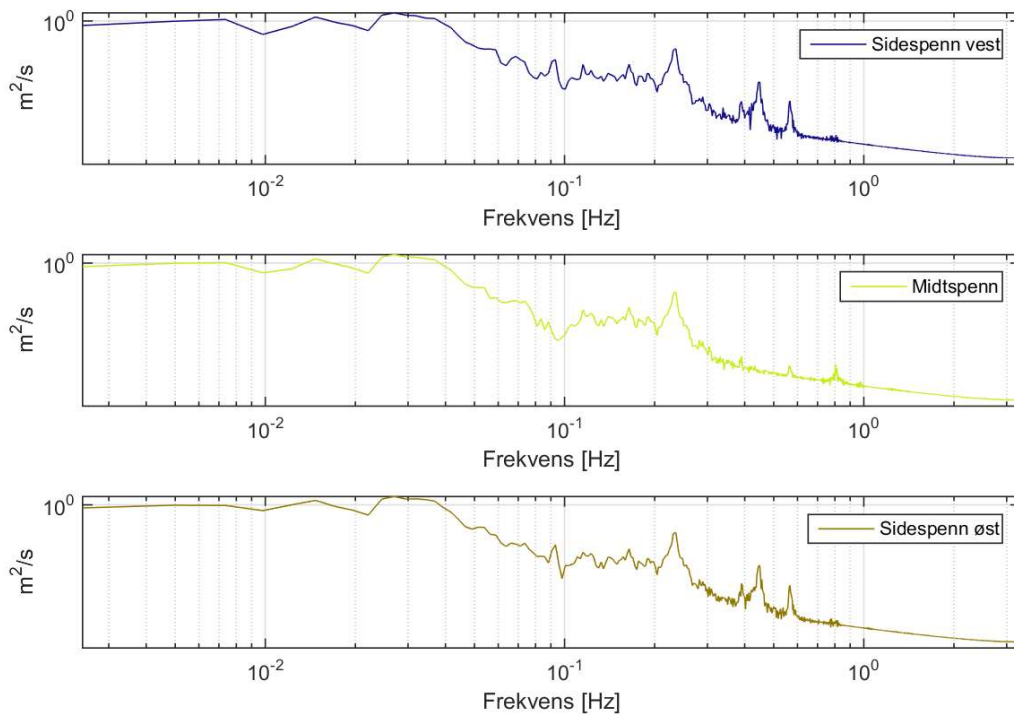


Figur 5-34: Standardavvik i aksielle forskyvninger, brokasse

Det er små størrelser i standardavvikplottet, og formen kan være en konsekvens av det. Brokassen har glidelager på begge sider. Med tanke på den lille forskjellen i standardavvik (0.004m) ser dette ut til å fungere greit.

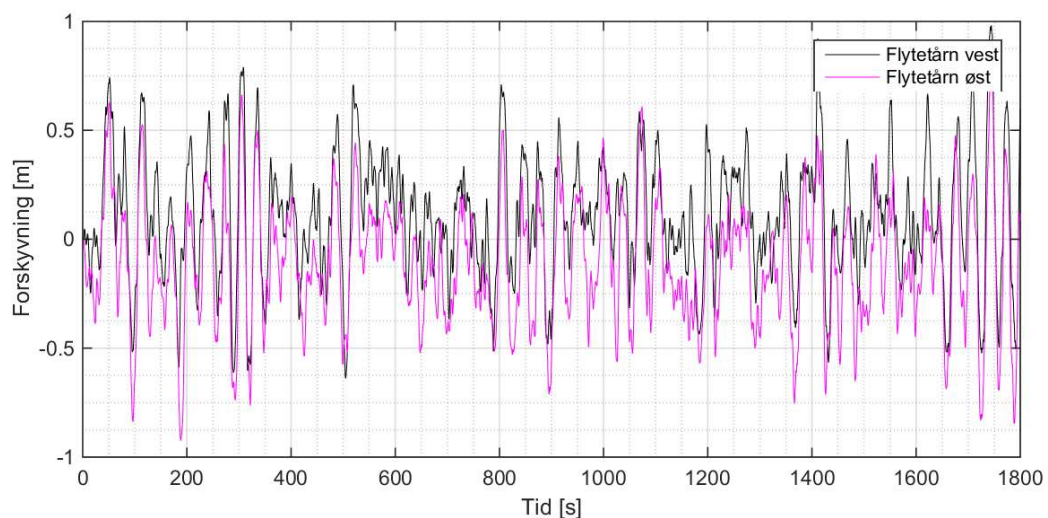


Figur 5-35: Tidsplot av aksielle forskyvninger, brokasse

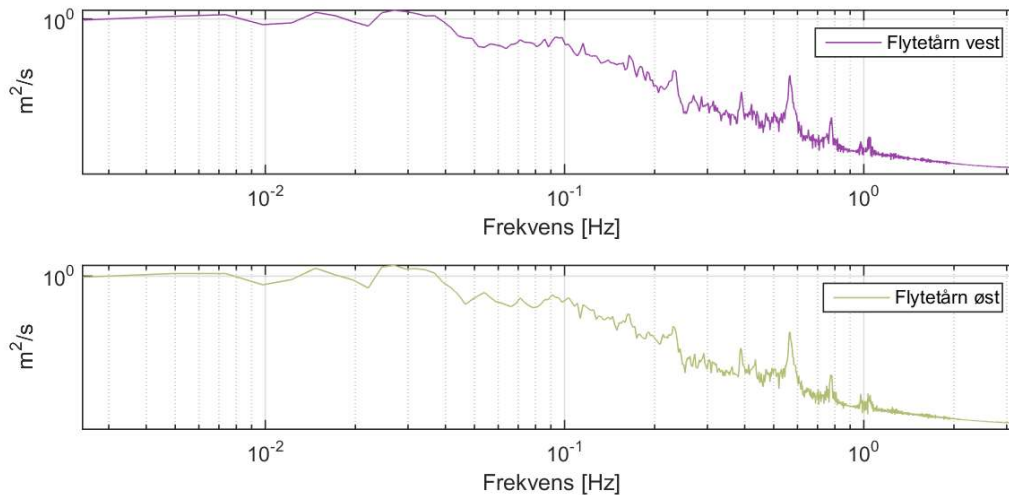


Figur 5-36: PSD aksielle forskyvninger, brokasse

Tidsplottet viser at brokassen er omtrent helt samkjørt. Dette underbygges av PSD som viser at svingeform 2 (0.016 Hz) og 3 (0.03 Hz, jaging) påvirker brokassen mest. Disse svingeformene påvirker alle spennene likt i aksial retning. I tillegg er broen kontinuerlig, som gjør at det er begrenset hvor forskjellig forskyvningen kan være.



Figur 5-37: Tidsplot av aksielle forskyvninger, flytetårn

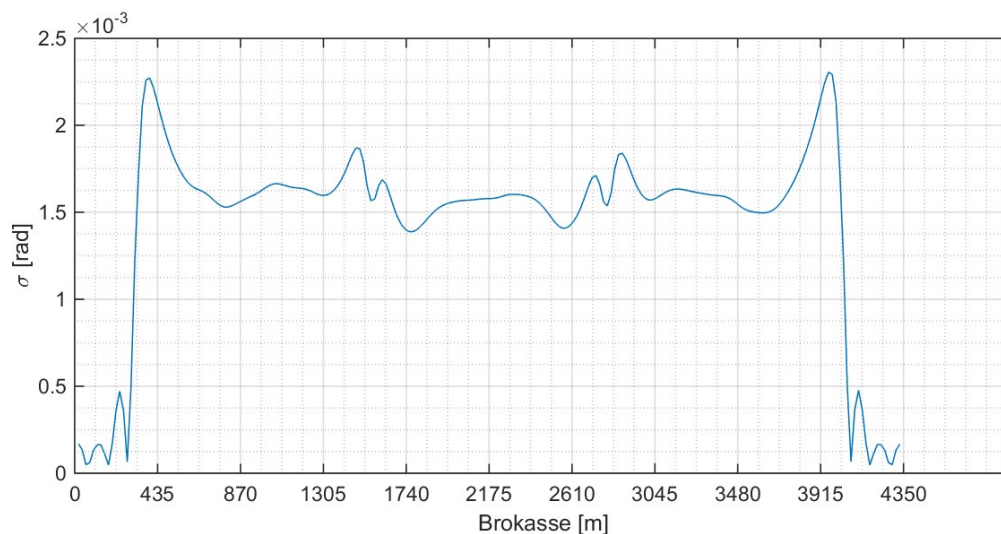


Figur 5-38: PSD aksielle forskyvninger, flytetårn

For flytetårnene er det også 2 (0.016 Hz) og 3 (0.03 Hz, jaging) som er dominerende. Svingeform 3 virker direkte på flytetårnene, mens den horisontale svingeform 2 påvirker tårnene i X-retning fordi brokassen er fastholdt i X-retning.

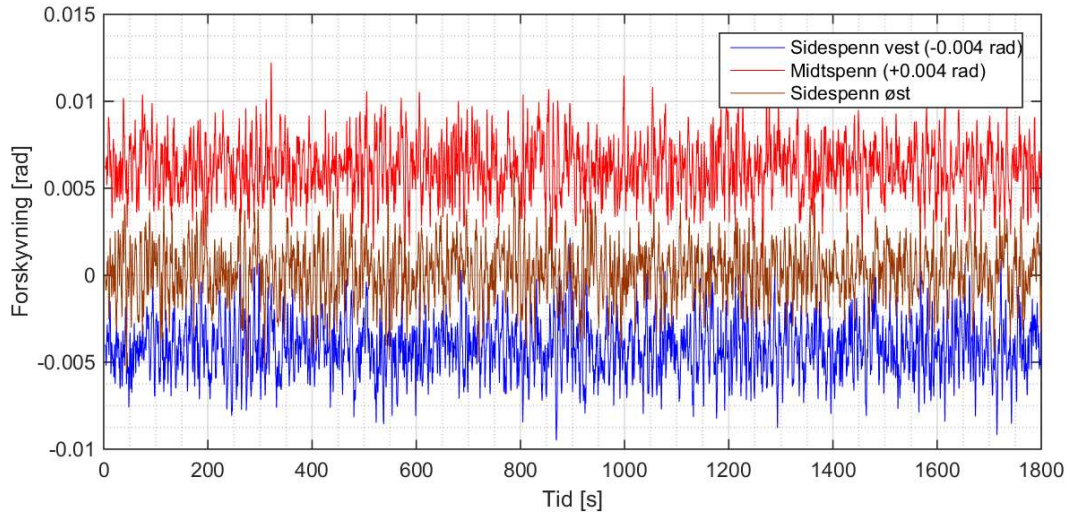
Både brokasse og flytetårn har tydelig resonant respons ved frekvenser mellom 0.1 og 1 Hz. Dette er en egenskap som går igjen i flere retninger, men bidraget til respons er svært lite. Den spisse formen tyder på lite demping, noe som samsvarer med oppnådd dempningsforhold ved høye frekvenser.

5.5.4 Rotasjon om Z-akse

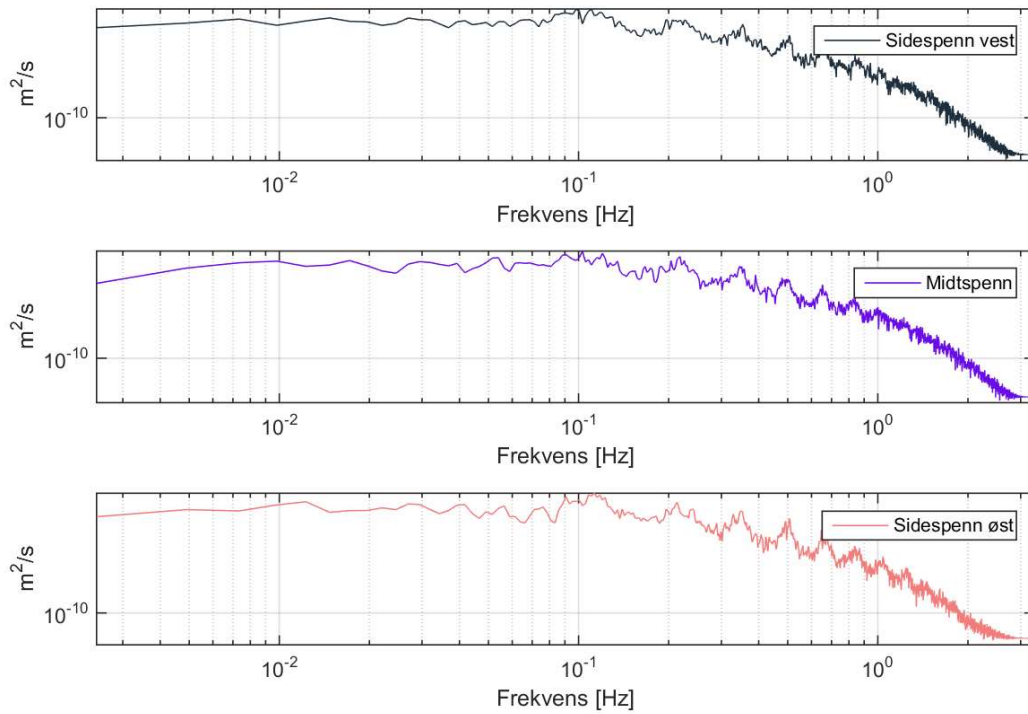


Figur 5-39: Standardavvik for rotasjon om Z-akse, brokasse

Standardavviket viser at dynamisk rotasjon om Z-akse ikke er størst midt i spennet. En naturlig forklaring er at brokassen er vertikalt fastholdt i landtårnene, og vil derfor få en knekk her.

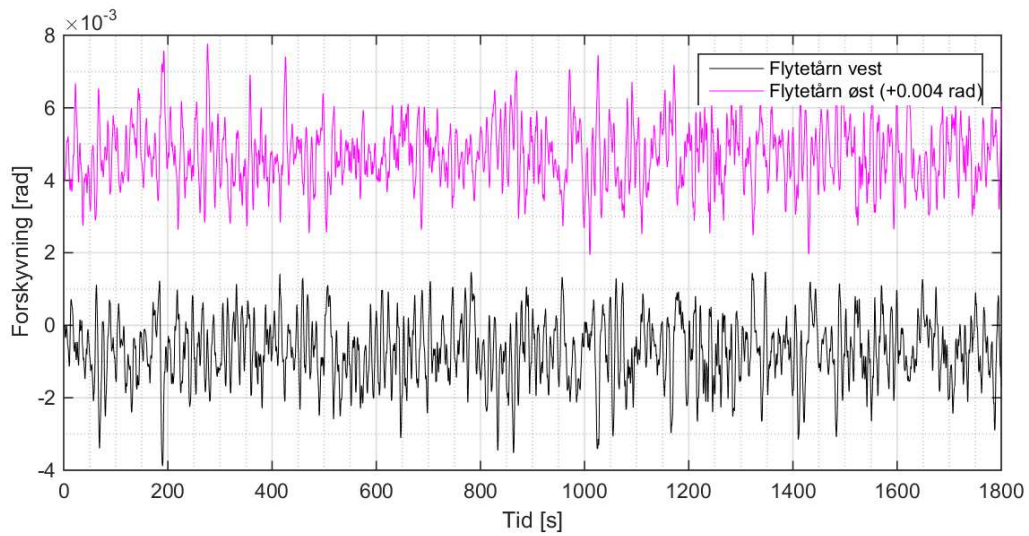


Figur 5-40: Tidsplot av rotasjon om Z-akse, brokasse

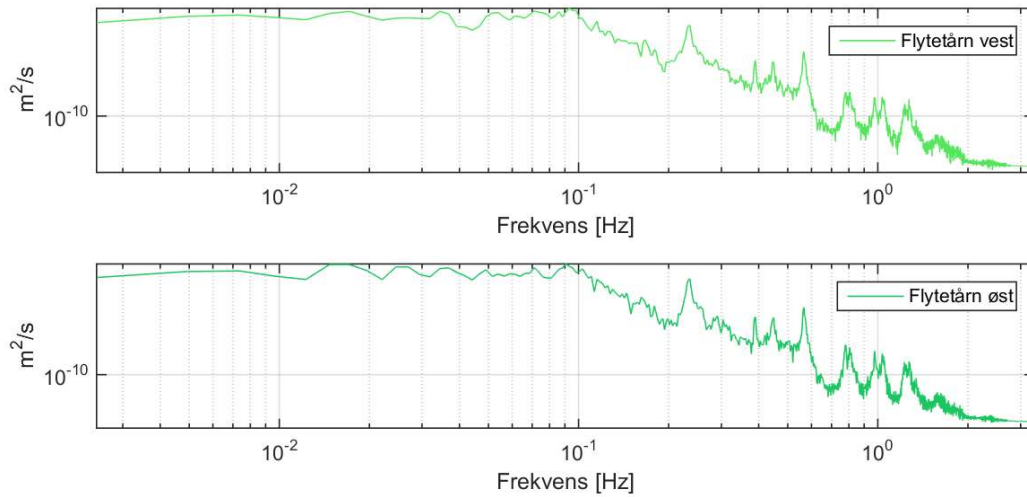


Figur 5-41: PSD for rotasjon om Z-akse, brokasse

I tidsplottet er midtspennet flyttet 0.004 radianer opp og sidespenn vest er flyttet 0.004 radianer ned. Rotasjon om Z-akse er dominert av vertikale svingeformer mellom 0.09 og 0.15Hz. I tillegg kan en se tydelige topper ved høyere frekvenser. Dette er svingeformer som virker på tårnene.



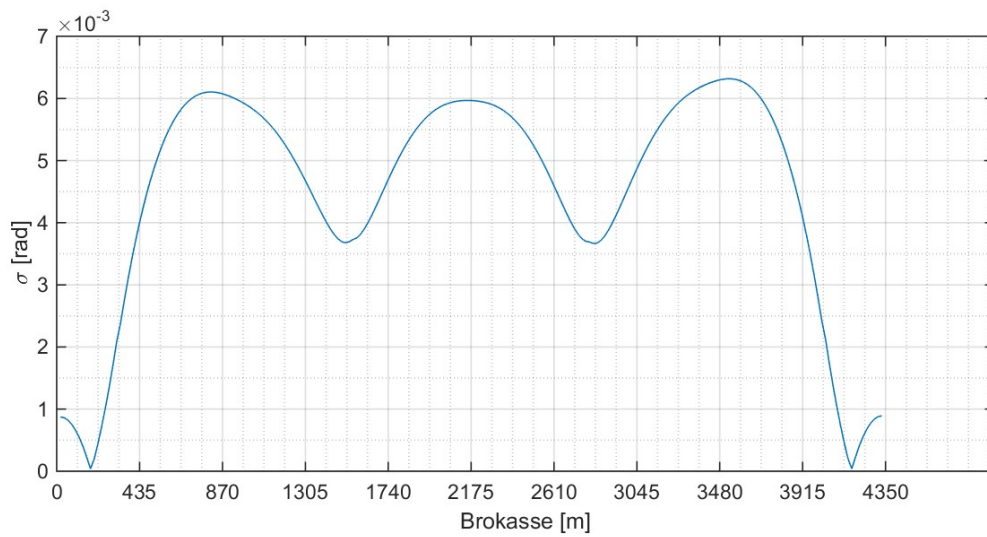
Figur 5-42: Tidsplot av rotasjon om Z-akse, flytetårn



Figur 5-43: PSD for rotasjon om Z-akse, flytetårn

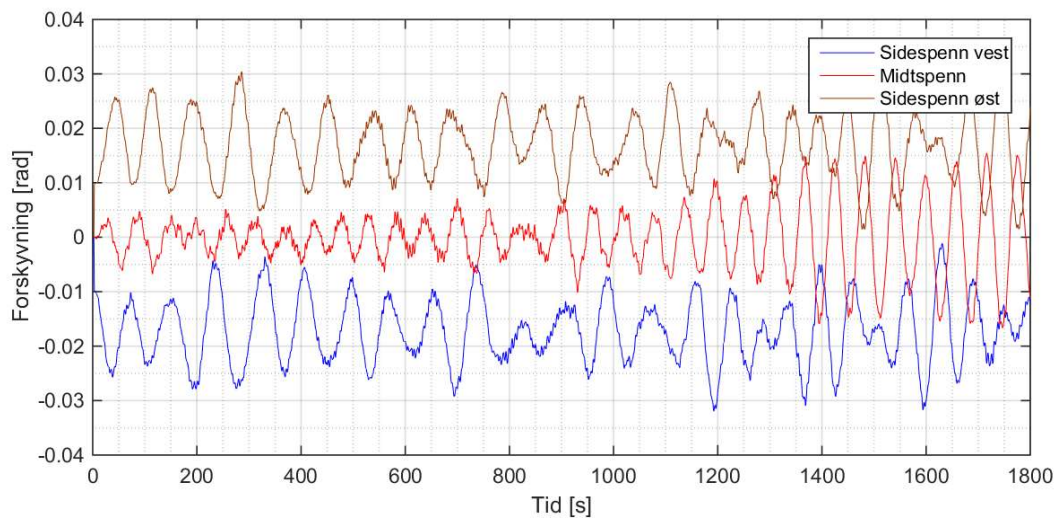
I tidsplottet er flytetårn øst flyttet 0.004 radianer opp. Flytetårnene domineres av bakgrunnsrespons opp til 0.1 Hz. Ved høyere frekvenser kan en se tydelige topper fra stamping og hiv-moder. Disse har likevel lav innvirkning i forhold til bakgrunnsresponsen.

5.5.5 Rotasjon om Y-akse

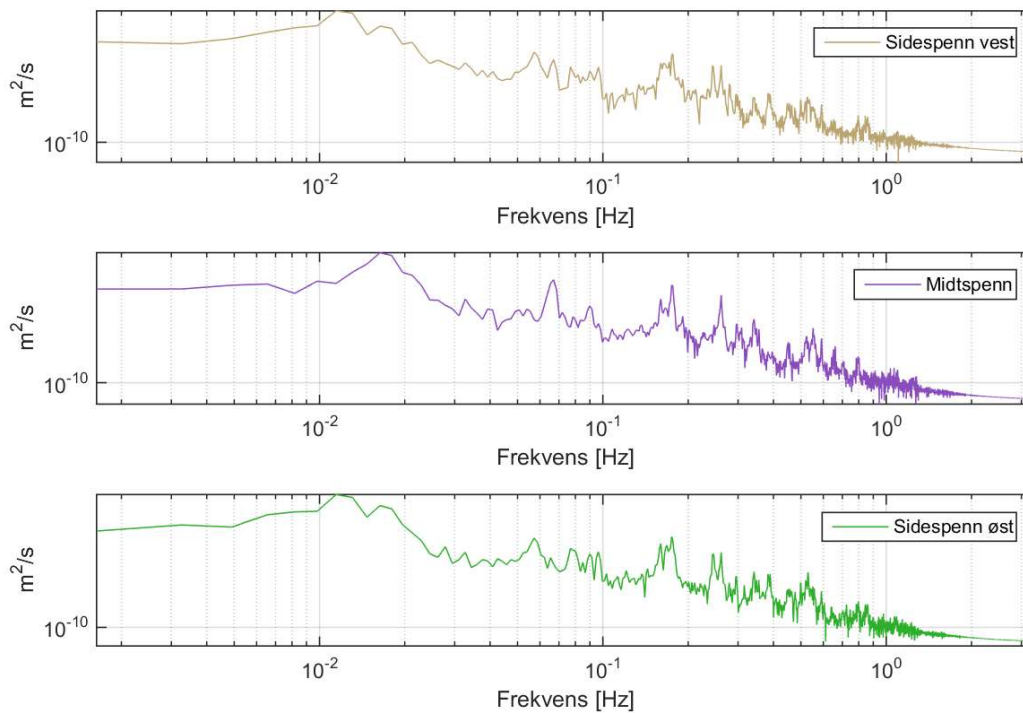


Figur 5-44: Standardavvik for rotasjon om Y-akse, brokasse

Standardavviket for rotasjon om Y-aksen er størst midt i spennene. Brokassen er festet i flytetårnene i rotasjon om Y-akse, og vil derfor følge tårnenes rotasjon her.



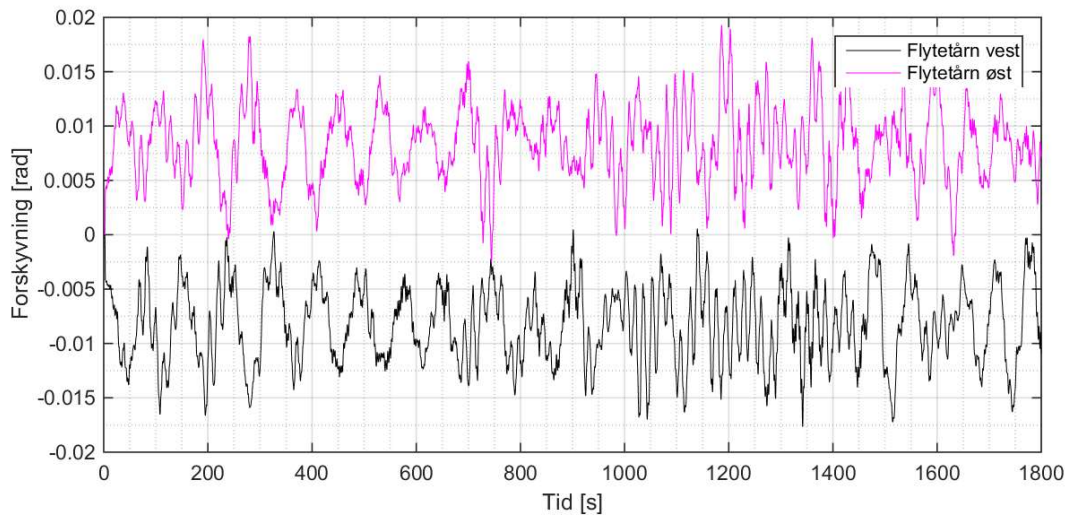
Figur 5-45: Tidsplot av rotasjon om Y-akse, brokasse



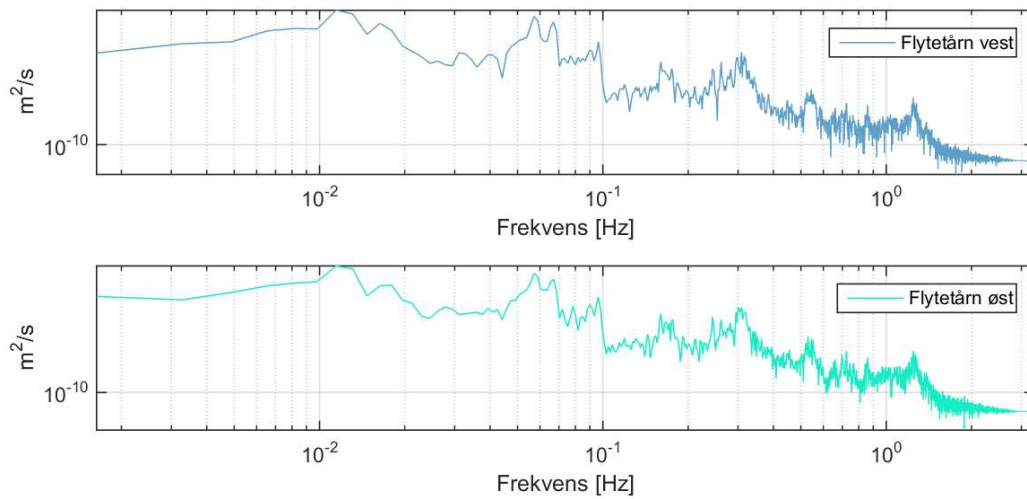
Figur 5-46: PSD for rotasjon om Y-akse, brokasse

Hovedsakelig er det de første svingeformene som er årsak til rotasjon om Y-akse i brokassen. For midtspennet er det den asymmetriske svingeform 2 (0.016 Hz) som gir mest effekt. Brokassens svingeform 4 (0.056 Hz) og 5 (0.066 Hz) er også aktive for henholdsvis sidespenn og midtspenn. Brokassens svingeformer har dermed byttet om i forhold til i de horisontale forskyvningene. Om en studerer svingeform 5 (tabell 5-2) ser en at den fullfører en full sinus-kurve i midtspennet, og vil følgelig få større vridning enn svingeform 4 som kun fullfører en halv sinuskurve. Samme prinsipp gjelder i de første svingeformene der midtspennet får dobbel vridning i den asymmetriske svingeformen. Sidespennet får i utgangspunktet lik vridning i alle disse svingeformene, og det vil være de laveste/mest aktive svingeformene som dominerer.

I tidsplottet kan en se at midtspennet har en finere svingning da svingeform 1 (0.012 Hz) ikke er aktiv. En kan også se svingeform 4 og 5 som små forstyrrelser langs kurvene.



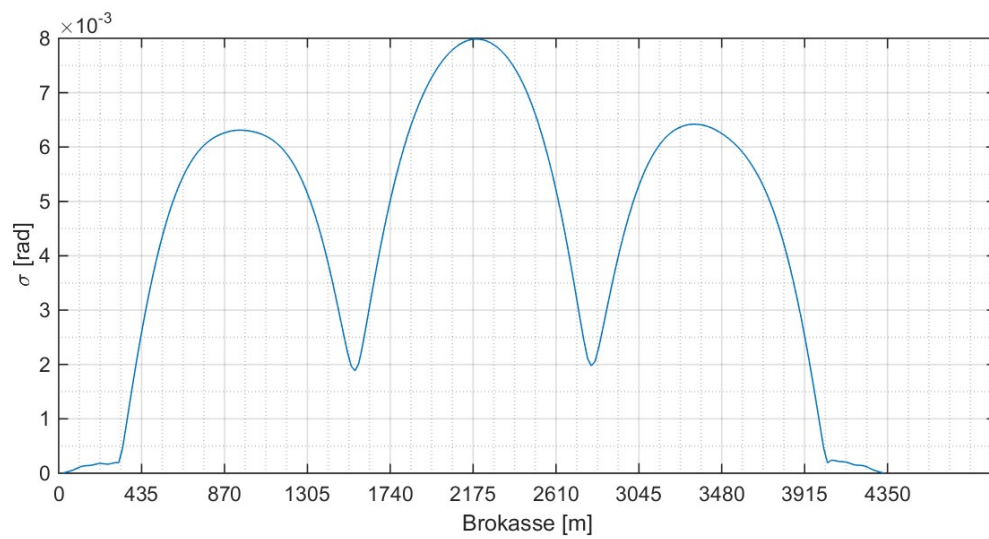
Figur 5-47: Tidsplot av rotasjon om Y-akse, flytetårn



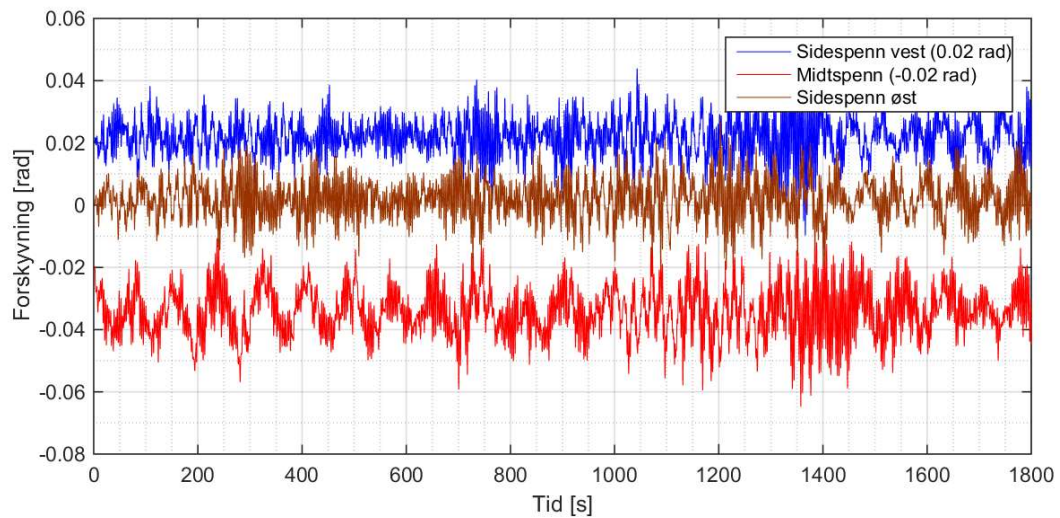
Figur 5-48: PSD for rotasjon om Y-akse, flytetårn

For flytetårnene er det brodekkets treghetsmoment som dominerer med svingeform 1 (0.012 Hz), 2 (0.016 Hz), 4 (0.056 Hz) og 5 (0.066 Hz). De to giring-svingeformene mellom 0.09 og 0.1 Hz kan også ses.

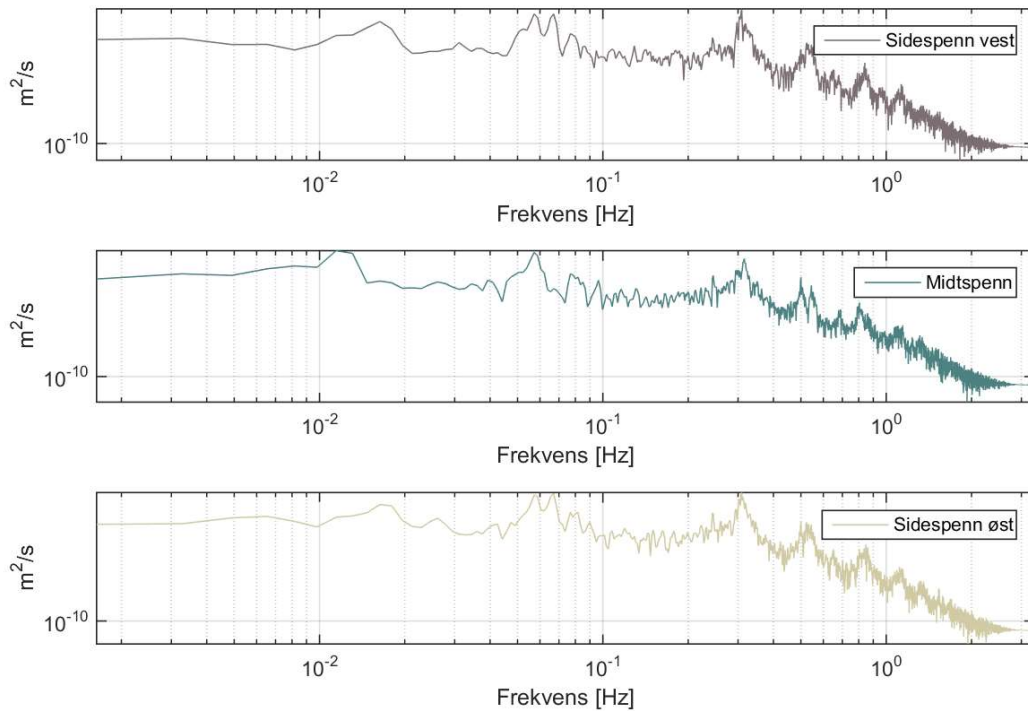
5.5.6 Rotasjon om X-akse (torsjon)



Figur 5-49: Standardavvik for rotasjon om X-akse (torsjon), brokasse



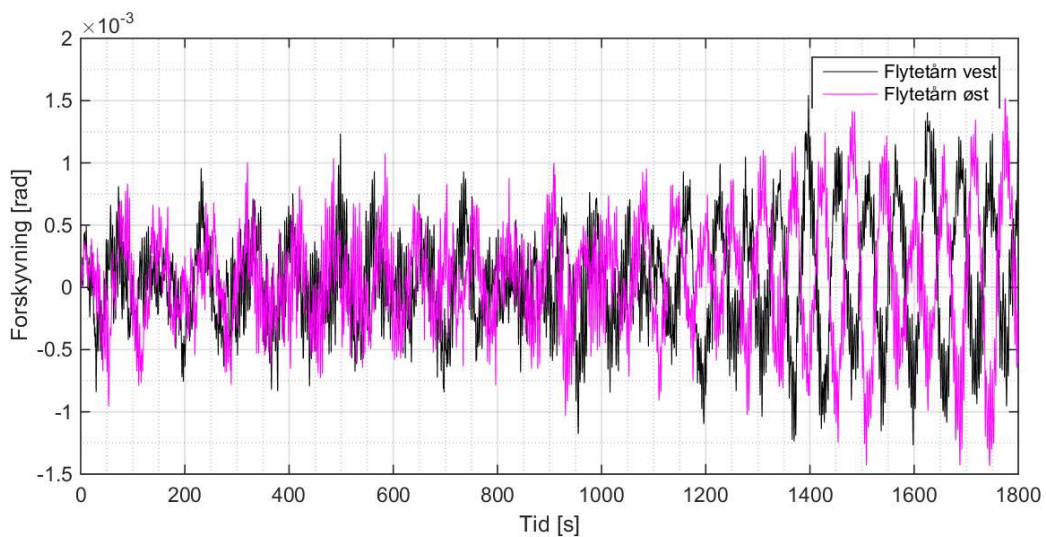
Figur 5-50: Tidsplot av rotasjon om X-akse (torsjon), brokasse



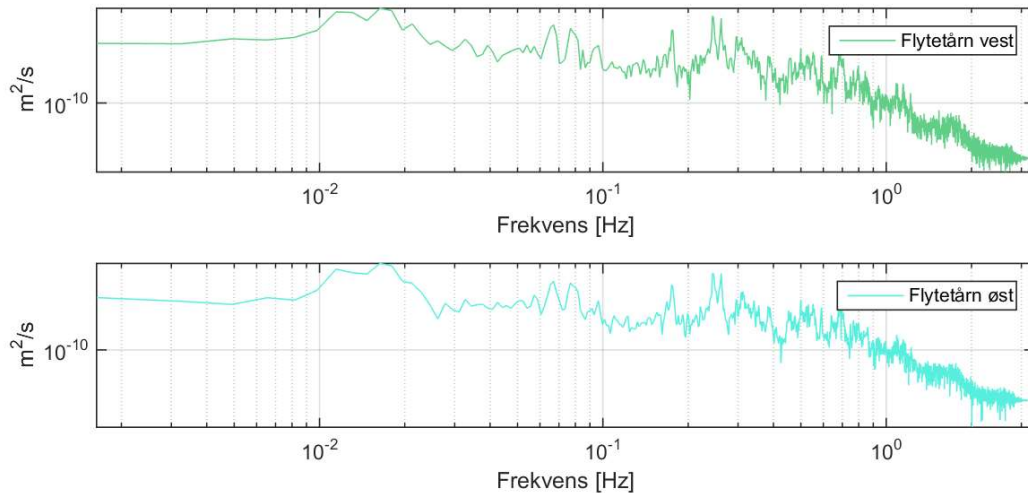
Figur 5-51: PSD for rotasjon om X-akse (torsjon), brokasse

I tidspottet er sidespenn vest flyttet 0.02 rad opp, og midtspennet er senket 0.02rad. Midtspennet blir særlig påvirket av svingeform 1 (0.012 Hz), 4 (0.056 Hz) og 45 (0.33 Hz) som er torsjonssvingeform. Igjen er det litt misvisende at de antisymmetriske svingeformene 2 (0.016 Hz) og 5 (0.066 Hz) ikke vises i midtspennet da det kun er midten av midtspennet som ikke får utslag fra disse svingeformene.

Midtspennet får størst dynamisk respons med omtrent 0.05 radianer utslag, som tilsvarer 2.85 grader. Dette er akseptabel rotasjon.



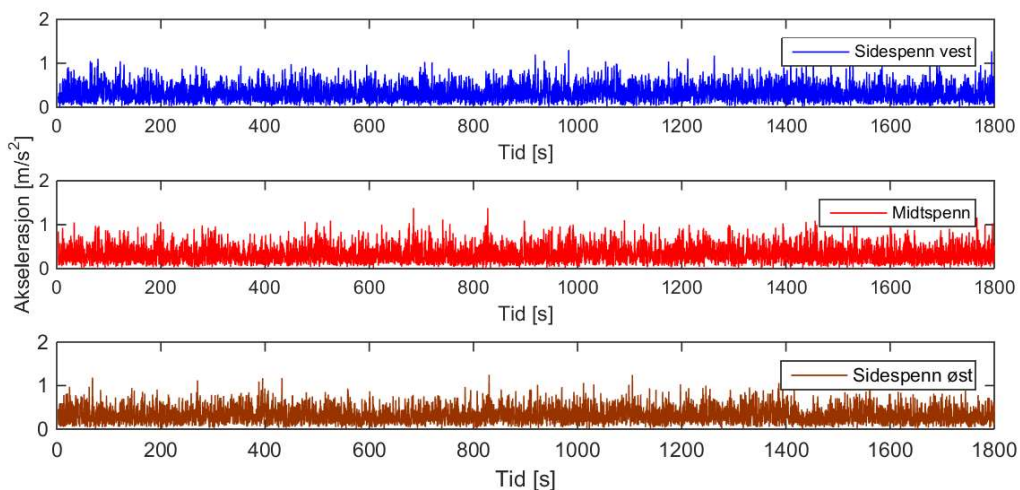
Figur 5-52: Tidsplot av rotasjon om X-akse, flytetårn



Figur 5-53: PSD for rotasjon om X-akse, flytetårn

De første svingeformene bidrar mest til rotasjonen i flytetårnene da treghetsmomentet vil rotere tårnene. Videre kan en se svingeform 20, 26 og 27 rundt 0.2 Hz. Disse er av typen «rulling» og responsen er derfor direkte påført av vinden.

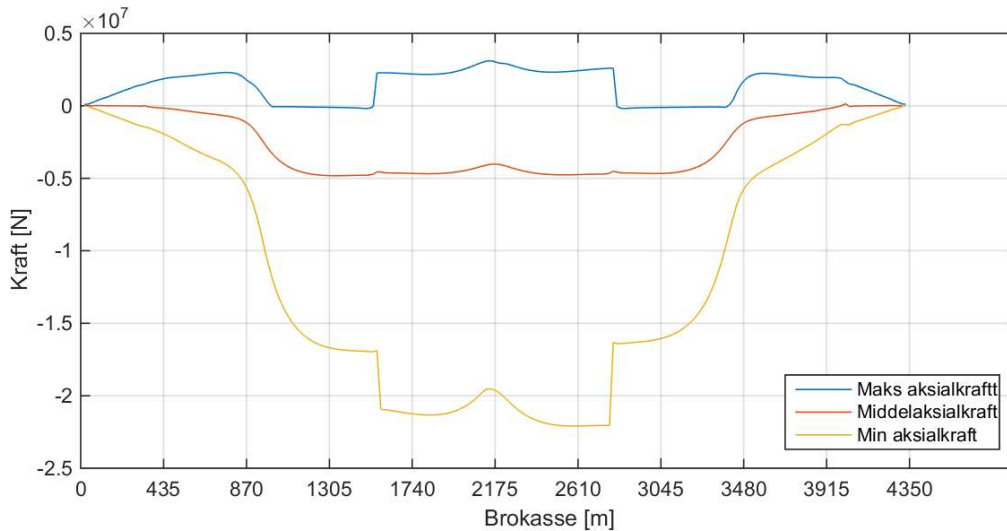
5.5.7 Akselerasjon i brokassen



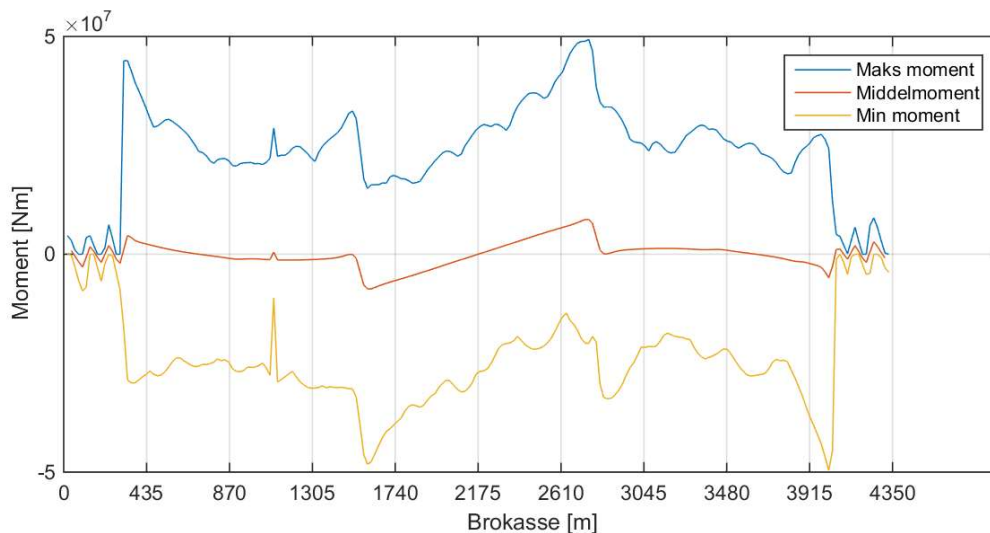
Figur 5-54: Total akselerasjon i brokasse (absoluttverdier)

Akselerasjoner i brokassen har betydning for brukerkomfort og om broen må stenges. Foreløpig er det ikke krav til maks akselerasjon for broer. For skyskrapere blir RMS (root mean square) på 0.24 m/s² med returperiode 10 år ofte brukt.(28) I midtspennet, der det er størst akselerasjoner, er RMS 0.38 m/s². Dette er med 100 års returperiode.

5.5.8 Aksialkraft og momenter i brokassen



Figur 5-55: Aksialkraft



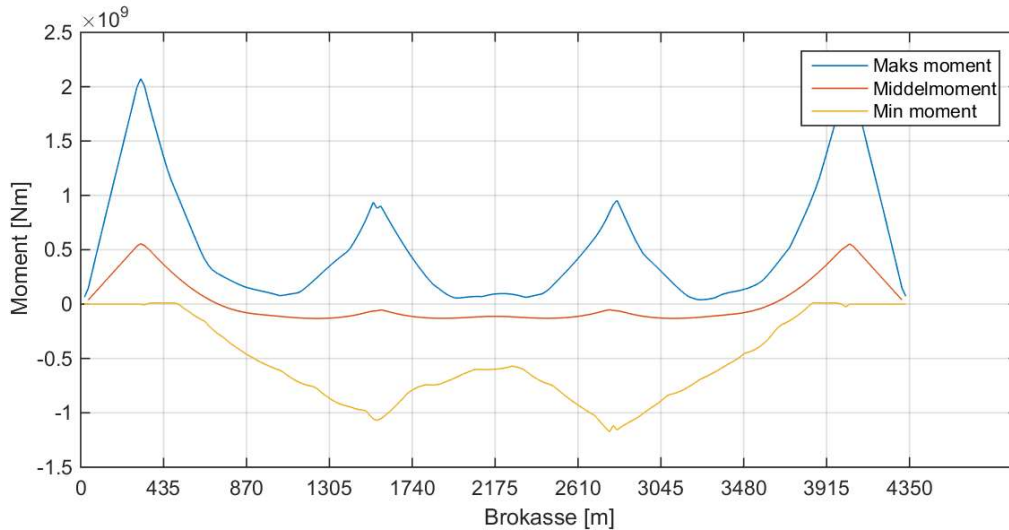
Figur 5-56: Momentdiagram om Z-akse (vertikalt), positivt moment = trykk i underkant

$$\sigma = \frac{M_z}{I_z} * y_t + \frac{F}{A}$$

$$\sigma_{1740m} = \frac{-4.82 * 10^7 Nm}{2.32m^4} * 2.2m - \frac{-2.12 * 10^7 N}{1.127m^2} = -64.5MPa \quad (5-5)$$

$$\sigma_{2770m} = \frac{4.93 * 10^7 Nm}{2.32m^4} * 2.2m + \frac{2.58 * 10^6 N}{1.127m^2} = 49MPa$$

Aksialkraftdiagrammet viser at det stort sett er strekk i brokassen. Dette er naturlig da den ikke er helt fastholdt i aksialretning noen steder (den holdes på plass av flytetårn og hengere som er bevegelige). Momentdiagrammet i vertikal retning viser middelmoment nær 0. Når brokassen er tilnærmet rett er det altså lite momenter i den. De største spenningene i brokassen i vertikal retning er 64.5 MPa. Det er med andre ord mye ledig kapasitet til andre laster og sikkerhetsfaktorer.



Figur 5-57: Momentdiagram om Y-akse (sideveis)

$$\sigma = \frac{M_y}{I_y} * y_t + \frac{F}{A} \quad (5-6)$$

$$\sigma_{320m} = \frac{2.07 * 10^9 Nm}{81.57 m^4} * 15m + \frac{1.42 * 10^6 N}{1.127 m^2} = 381.9 MPa$$

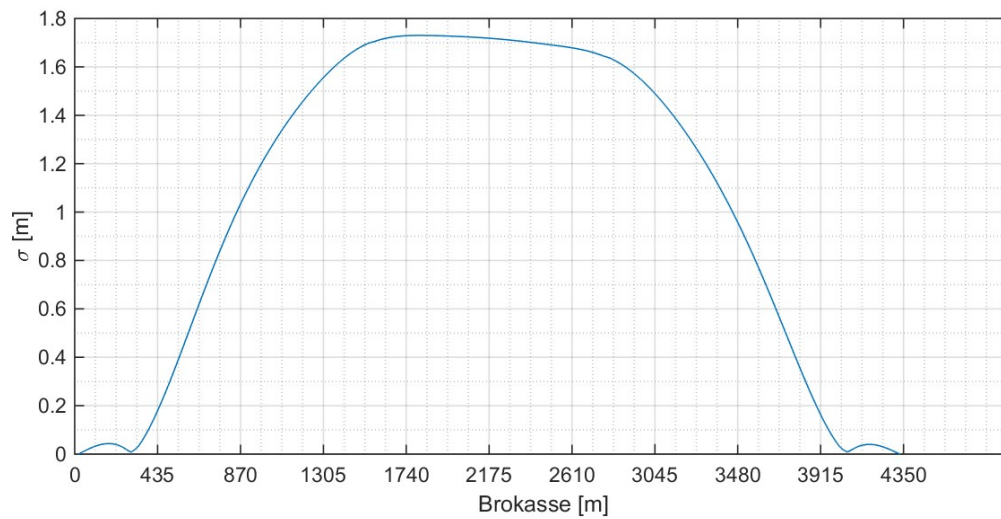
$$\sigma_{2770m} = \frac{-1.17 * 10^9 Nm}{81.57 m^4} * 15m - \frac{2.2 * 10^7 N}{1.127 m^2} = -234.6 MPa$$

Momentdiagrammet for sideveis utbøying viser stort moment ved landtårnene. Selv om brokassen ikke er fastholdt i rotasjon om Y i landtårnene er den i praksis det da den er fastholdt sideveis i nærliggende punkter i sidespennet nærmest land. Dette fører til et stort moment. Tilsvarende momenter finner en i flytetårnene der brokassen er fastholdt i rotasjon om Y. Disse er av mindre størrelse da selve tårnet kan rotere, og det er langt til landtårnet der brokassen er fastholdt sideveis.

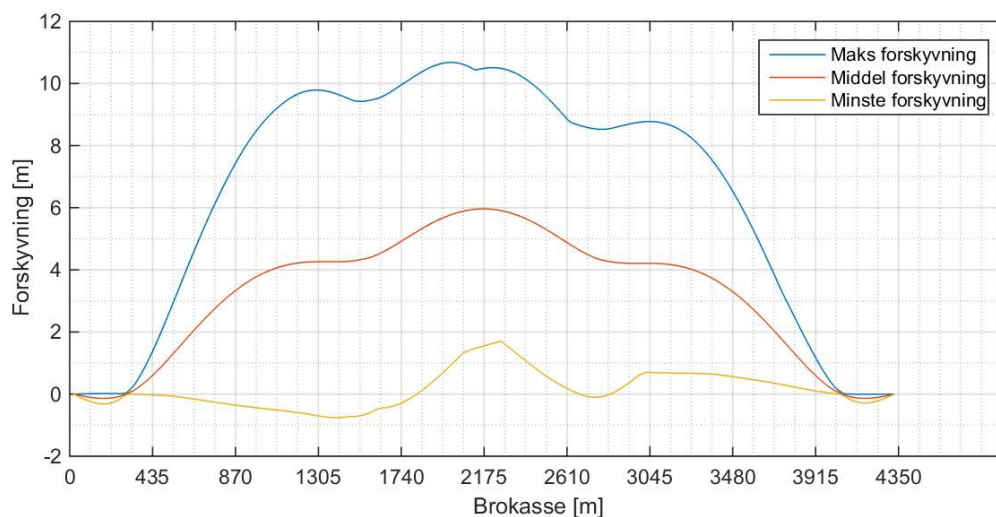
Det store momentet fører til spenninger på 381.9 MPa. Dette er store spenninger, spesielt med tanke på at broen blir utsatt for bølgekrefter i tillegg til vindkrefter sideveis. De kan reduseres noe ved å ikke fastholde brokassen sideveis i sidespennene nærmest land. Eventuelt må den sideveis forskyvningen reduseres. Et siste alternativ er å forsterke brokassen på disse kritiske punktene.

5.6 Vind-VKC10-Ellipse

5.6.1 Sideveis forskyvninger

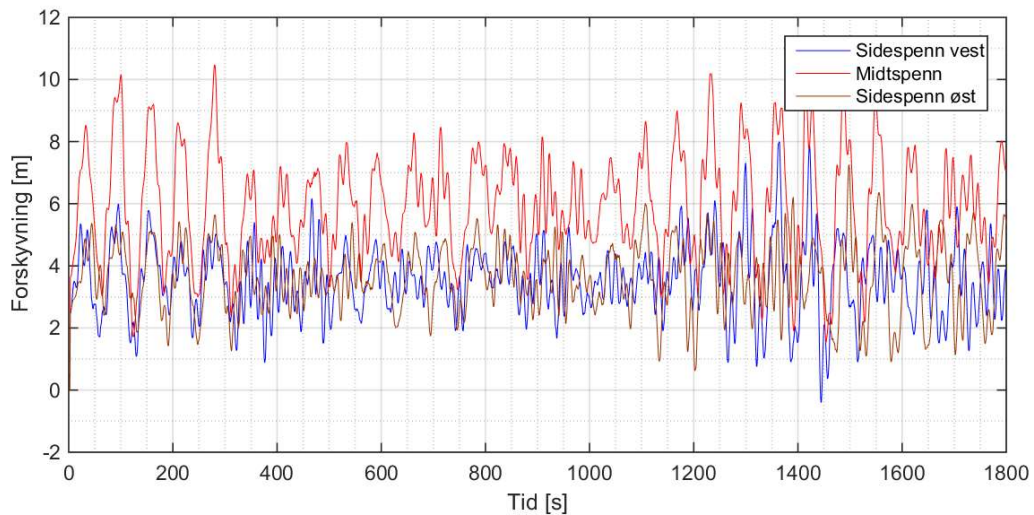


Figur 5-58: Standardavvik i sideveis forskyvninger, brokasse

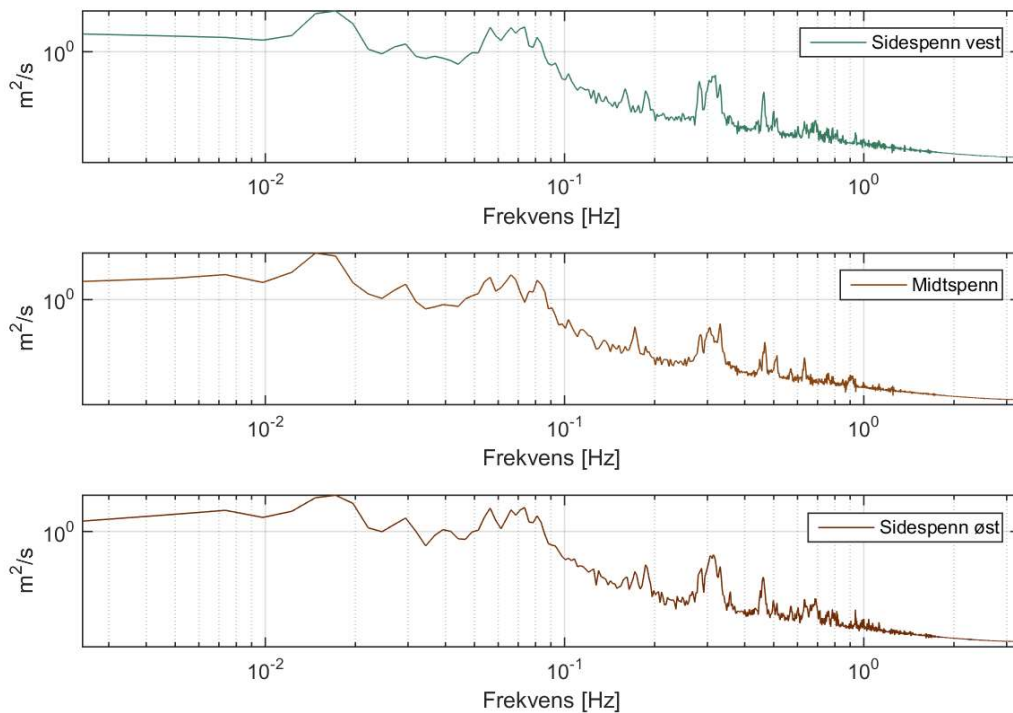


Figur 5-59: Sideveis forskyvninger i brokassen

Middelforskyvningen er mer ujevn enn ved TLP. Årsaken er mindre forskyvning fra de første svingeformene som fører til at brokassens svingeformer blir mer tydelige. Peak factor midt i brokassen er nærmere 3. Dette er nærmere «normale» verdier enn for TLP.



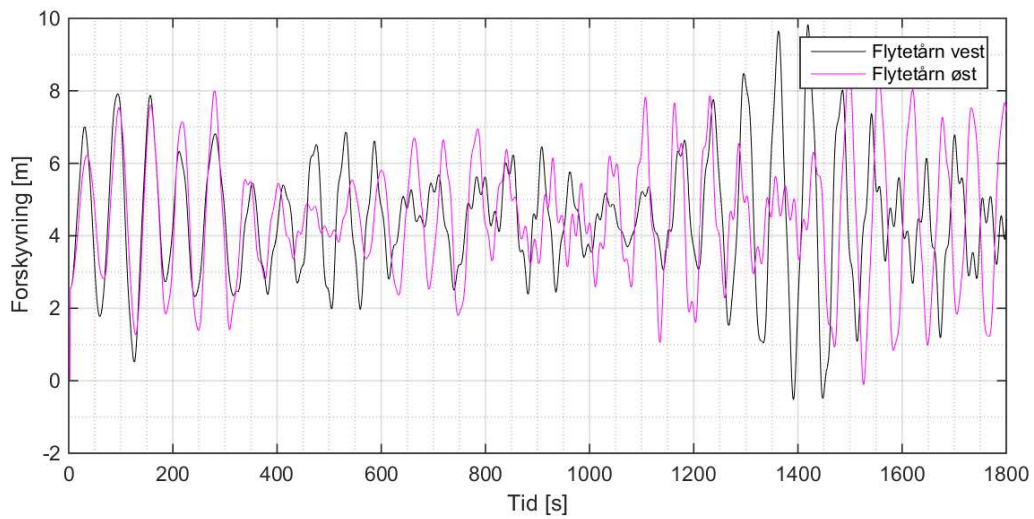
Figur 5-60: Tidsplot av sideveis forskyvninger, brokasse



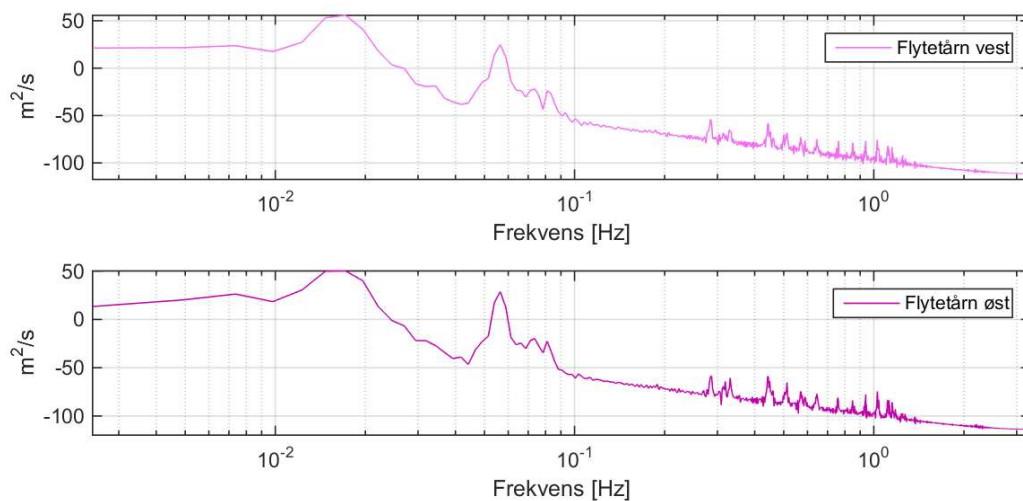
Figur 5-61: PSD sideveis forskyvninger, brokasse

Generelt er det kort avstand mellom symmetriske og asymmetriske svingformer under 0.1 Hz. Det er derfor vanskelig å skille disse fra hverandre. Ut i fra tidsplottet er det ikke unaturlig at det er asymmetriske svingformer i aksjon. Det ser også ut til å være en del flere aktive svingformer i forhold til TLP'en.

De to første svingformene bidrar mest også for ellipsen. Nest størst bidrag kommer i frekvensområdet 0.055-0.08 Hz. Rundt 0.055 Hz er det både en symmetrisk og en asymmetrisk rulling-svingform. Svingform 10 er den første som stammer fra brokassen ved 0.066 Hz. Svingform 14 kommer også fra brokassen, men er asymmetrisk og virker på sidespennene ved 0.071 Hz. Svingform 15 er tilsvarende symmetrisk og virker på alle spennene ved 0.081 Hz.



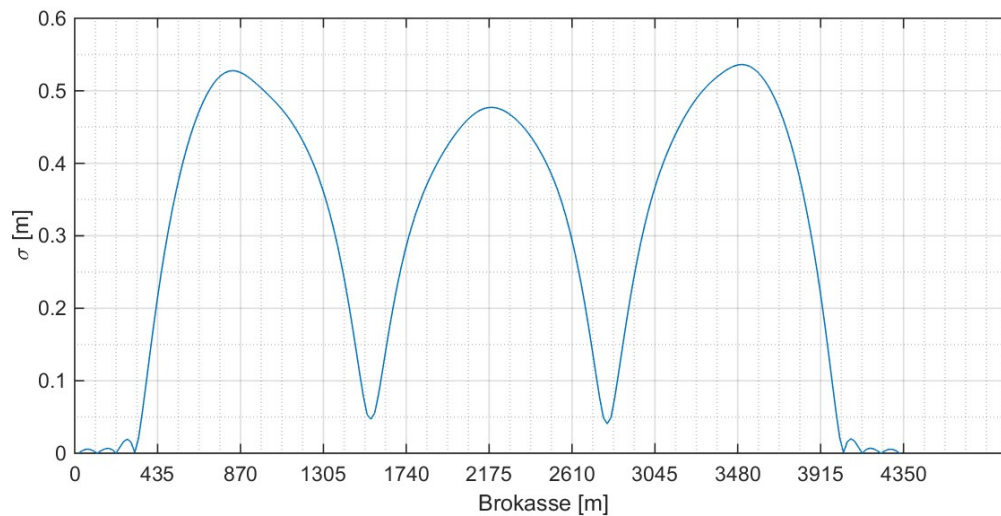
Figur 5-62: Tidsplot av sideveis forskyvninger, flytetårn



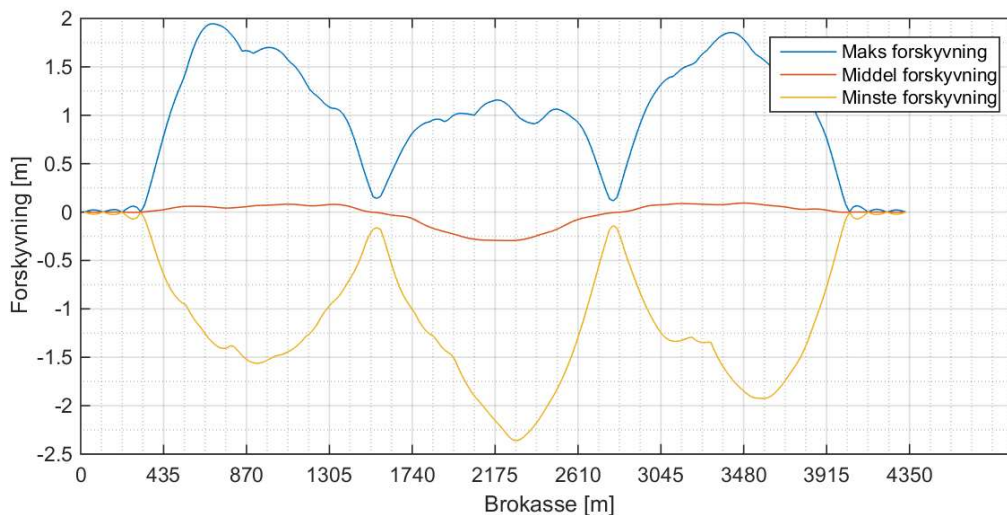
Figur 5-63: PSD sideveis forskyvninger, flytetårn

Størsteparten av responsen i flytetårnene kommer fra de to første svingeformene, med litt overvekt av den asymmetriske. Et interessant resultat er det høye bidraget fra rulling-svingeformene (0.056/0.057 Hz). Med periode på ca. 17 sekunder skaper de mye forskyvning med relativt høy frekvens på brodekket. Disse har fått lite demping, noe som også gjenspeiles av den spisse formen i plottet.

5.6.2 Vertikale forskyvninger

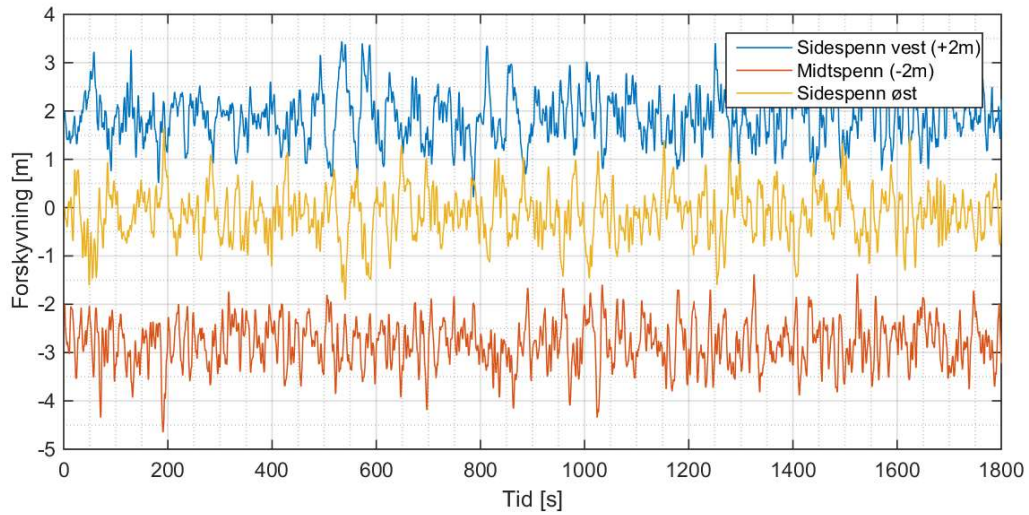


Figur 5-64: Standardavvik i vertikale forskyvninger, brokasse

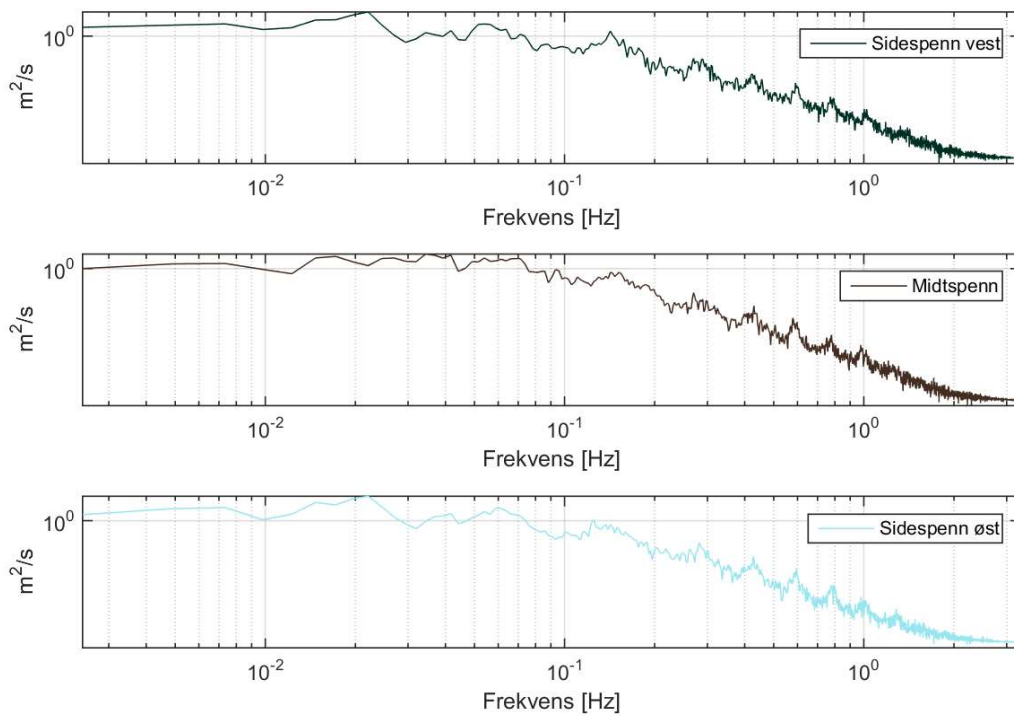


Figur 5-65: Vertikale forskyvninger i brokassen

Ellipsen har de samme egenskapene med tanke på oppbøying som ved TLP. Brokassens standardavvik er likere mellom spennene, men ut fra maks og min forskyvning ser en at sidespennene beveger seg mer opp, mens midtspennet svinger mest nedover.

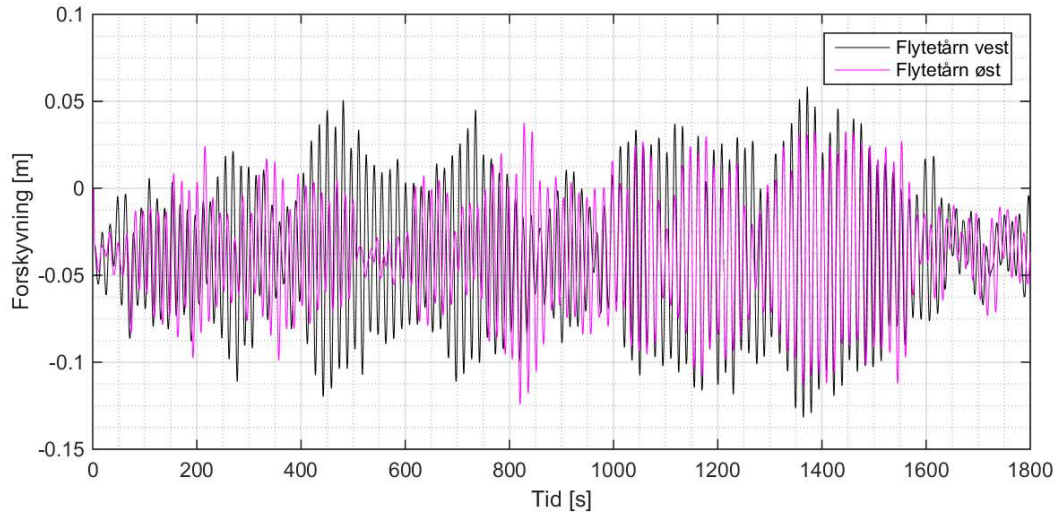


Figur 5-66: Tidsplot av vertikale forskyvninger, brokasse

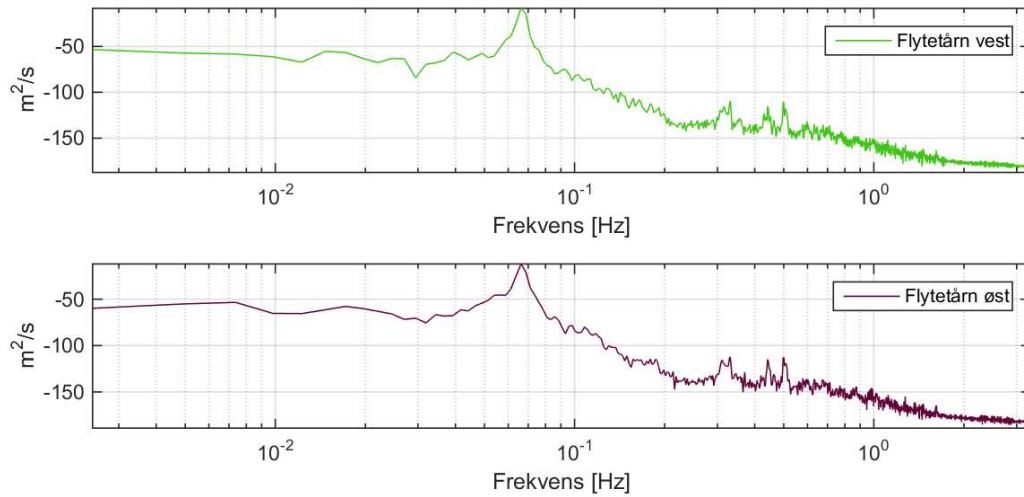


Figur 5-67: PSD vertikale forskyvninger, brokasse

I tidsplottet er sidespenn vest flyttet to meter opp, og midtspennet flyttet to meter ned. Også for ellipsen blir midtspennet dominert av bakgrunnsrespons. Sidespennene aktiveres vertikalt av svingform 3 (jaging) ved 0.22Hz.



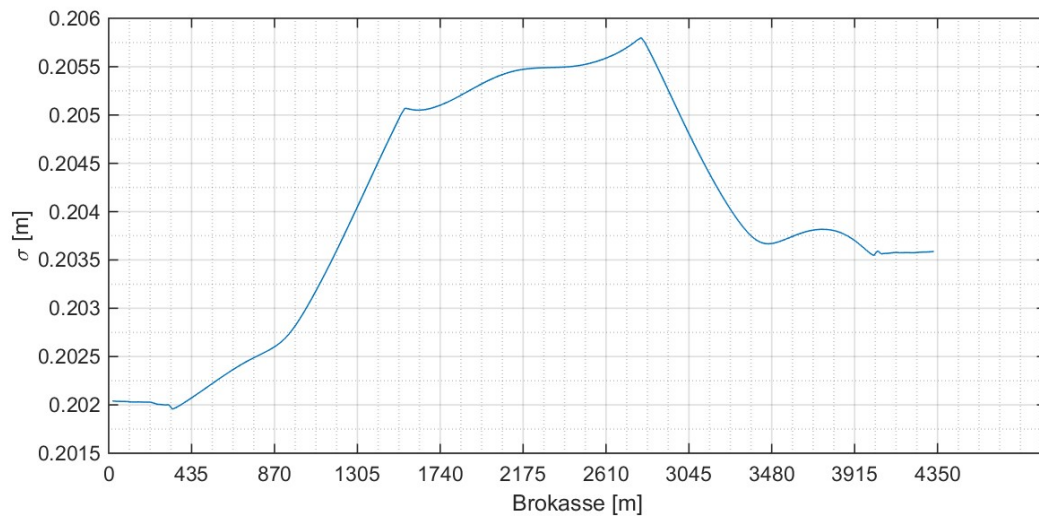
Figur 5-68: Tidsplot av vertikale forskyvninger, flytetårn



Figur 5-69: PSD vertikale forskyvninger, flytetårn

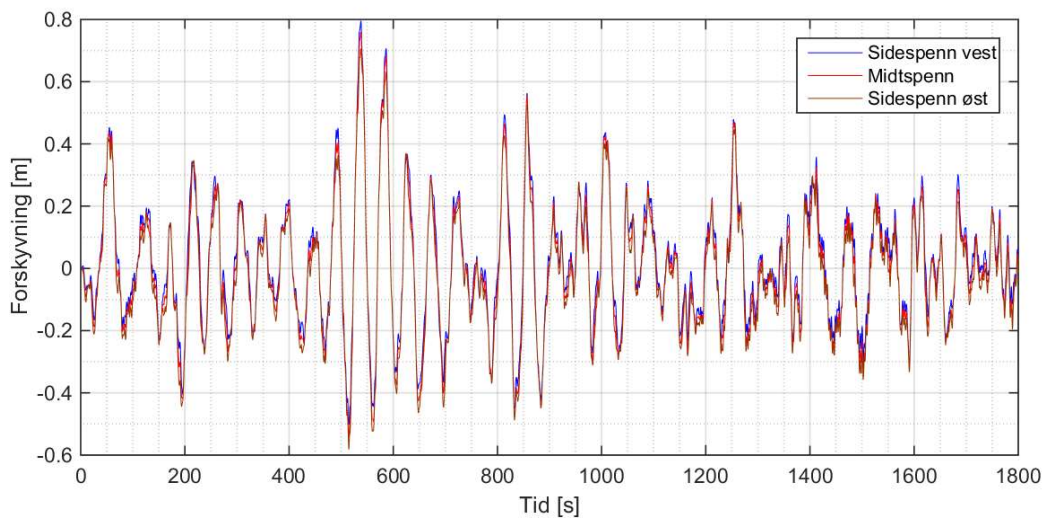
Flytetårnene domineres av hiv-svingeformene rundt 0.66 Hz. Den asymmetriske og symmetriske svingeformen skiller kun 0.8% i frekvens, noe som gjør det umulig å skille dem på PSD'et. I tidsplottet er det tydelig at begge er aktivert da tårnene tidvis svinger sammen, og tidvis ute av fase.

5.6.3 Aksielle forskyvninger

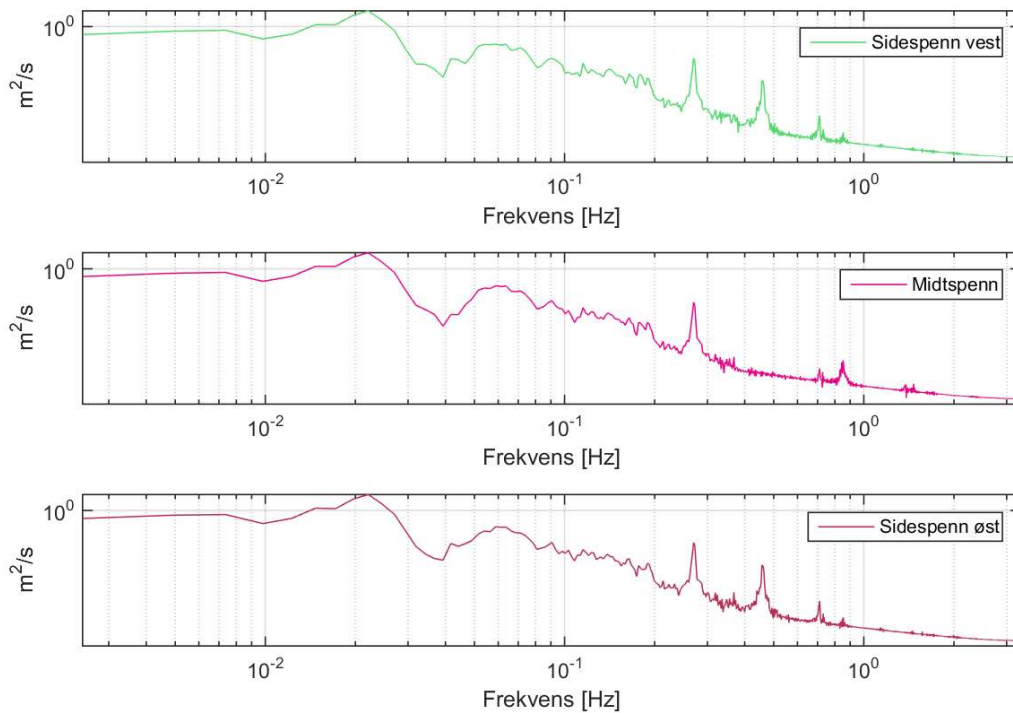


Figur 5-70: Standardavvik i aksielle forskyvninger, brokasse

I likhet med TLP'en er standardavviket i aksielle forskyvninger asymmetrisk. Det er snakk om svært små forskyvninger, og differansen i standardavvik mellom brokassens ender er kun et par millimeter.

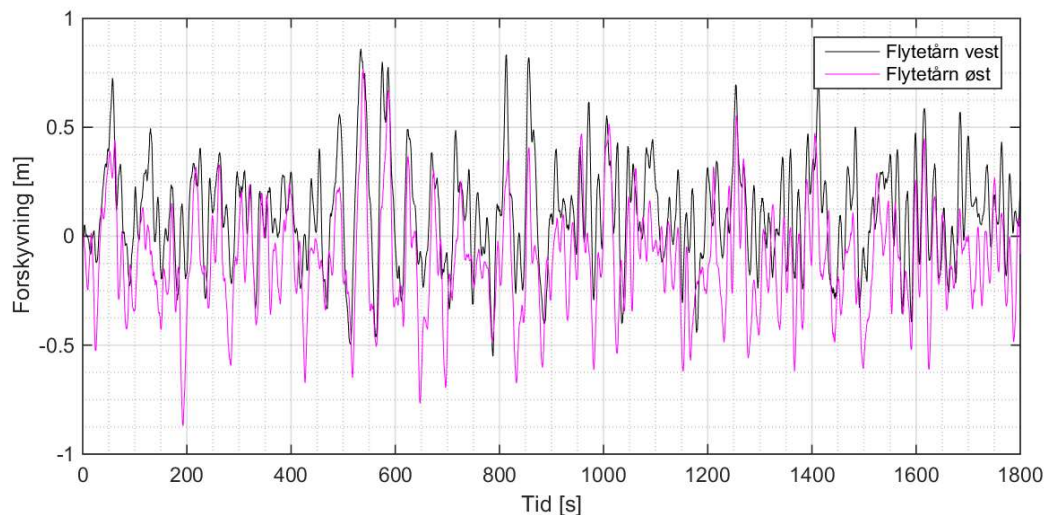


Figur 5-71: Tidspot av aksielle forskyvninger, brokasse

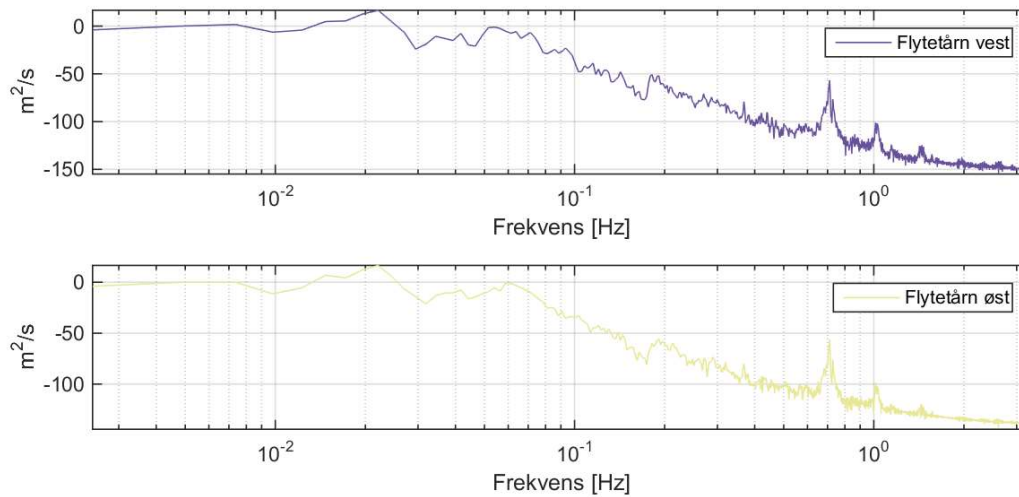


Figur 5-72: PSD aksielle forskyvninger, brokasse

Det som er av forskyvninger i aksial retning kommer hovedsakelig fra svingform 3 (0.022 Hz, jaging). En kan også se at de horisontale svingformene i brodekket bidrar rundt 0.07 Hz. Ved høyere frekvenser er det tydelige moder som ikke har fått mye demping. Disse bidrar imidlertid svært lite.



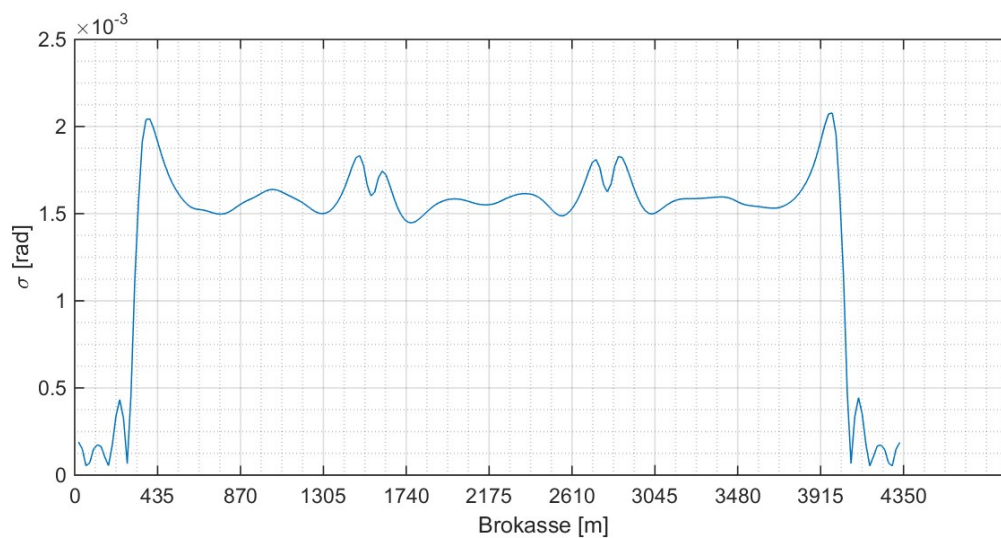
Figur 5-73: Tidsplot av aksielle forskyvninger, flytetårn



Figur 5-74: PSD aksielle forskyvninger, flytetårn

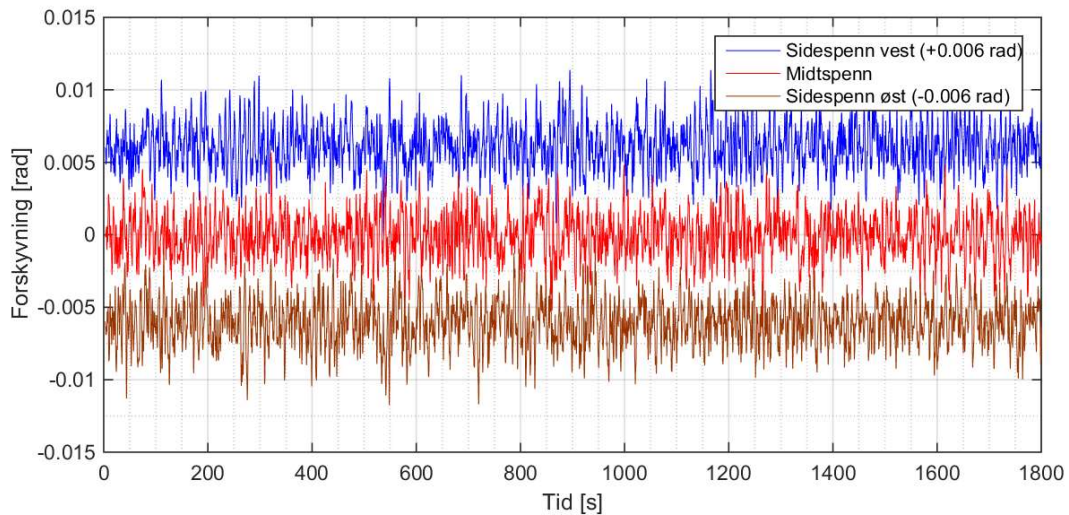
Også i flytetårnene er det svingform 3 (0.022 Hz) som er dominerende.

5.6.4 Rotasjon om Z-akse

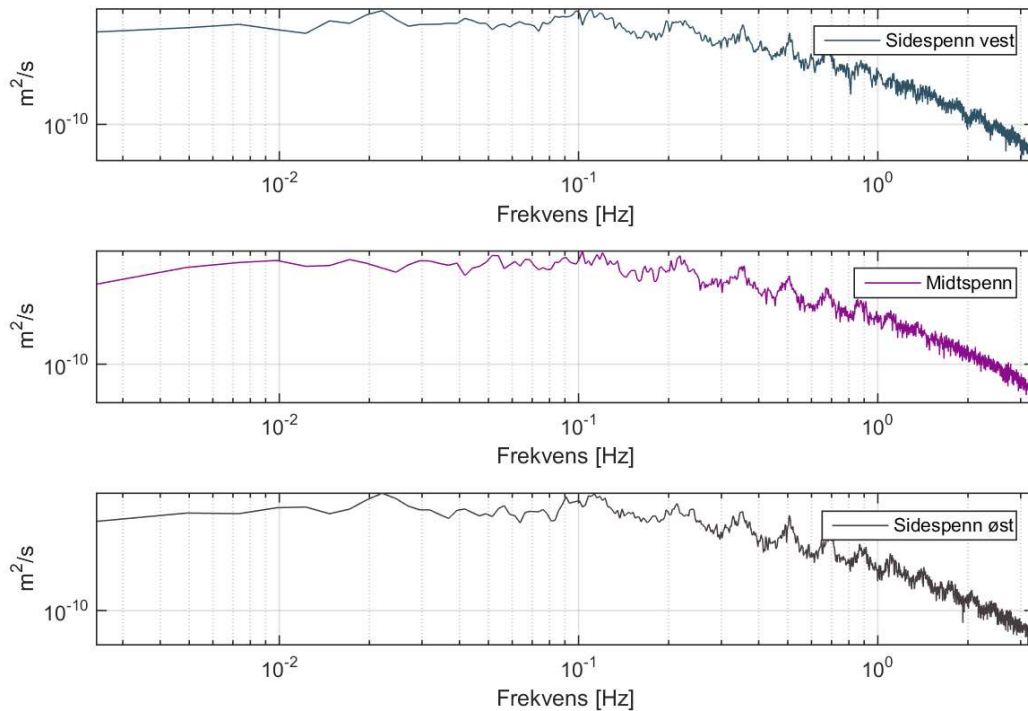


Figur 5-75: Standardavvik for rotasjon om Z-akse, brokasse

Standardavviket er litt mindre for ellipsen i forhold til ved bruk av TLP, men formen er lik. Igjen er den størst rundt opplagrene.

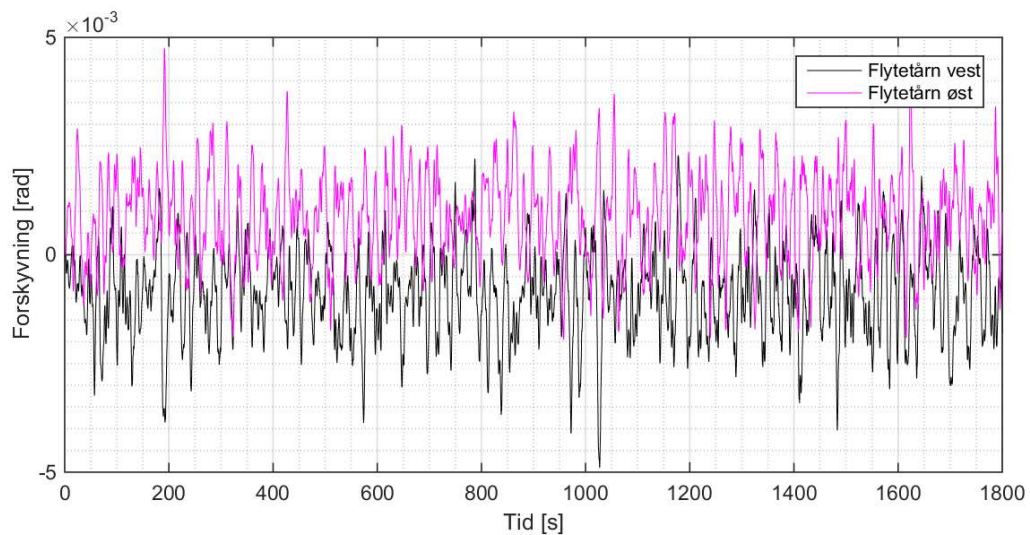


Figur 5-76: Tidsplot av rotasjon om Z-akse, brokasse

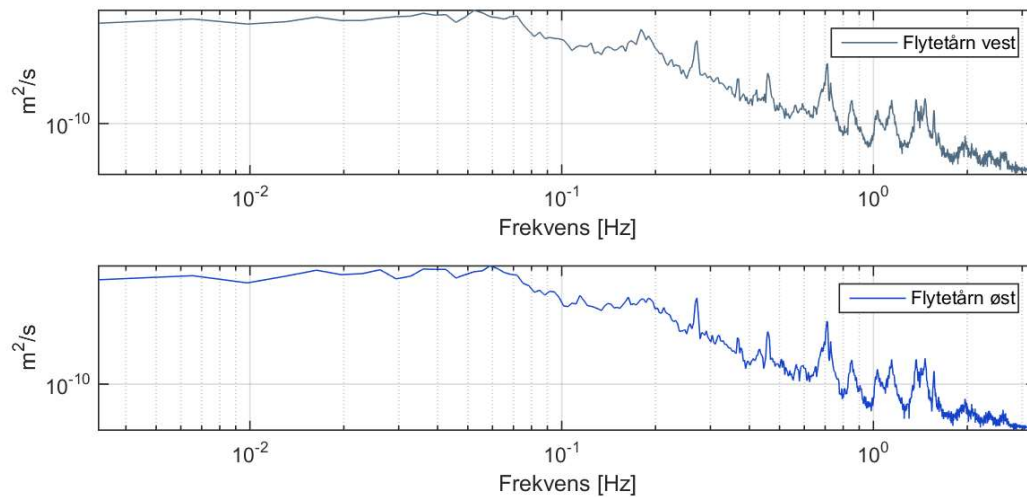


Figur 5-77: PSD for rotasjon om Z-akse, brokasse

I tidsplottet er sidespenn vest flyttet 0.006 radianer opp og sidespenn øst er flyttet 0.006 radianer ned. De vertikale svingformene 16 (0.11 Hz) og 17 (0.12 Hz) bidrar mest til rotasjon i alle spennene. I tillegg bidrar svingform 3 (0.22 Hz) i sidespennene. Stamping-svingformene 9 (0.059 Hz) og 13 (0.07 Hz) bidrar i mindre grad.



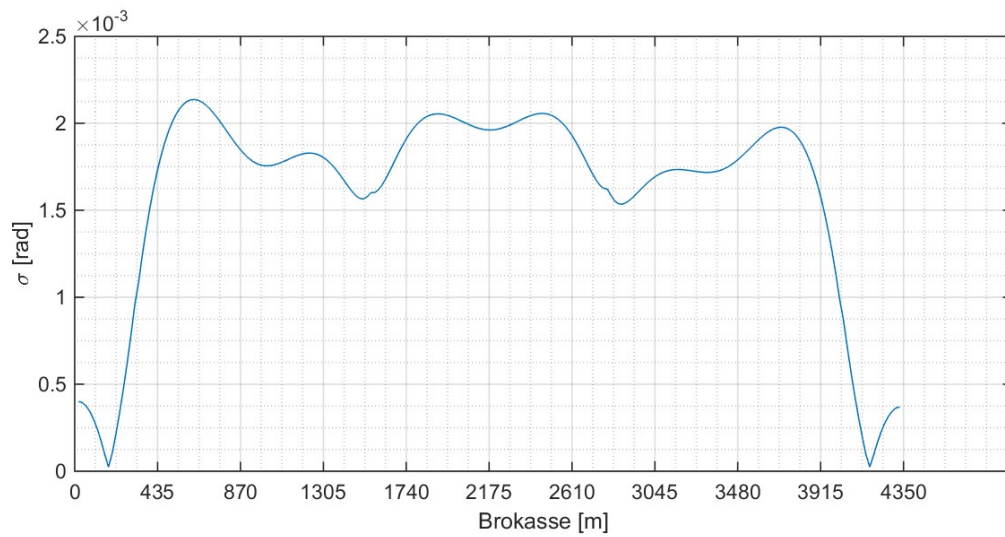
Figur 5-78: Tidsplot av rotasjon om Z-akse, flytetårn



Figur 5-79: PSD for rotasjon om Z-akse, flytetårn

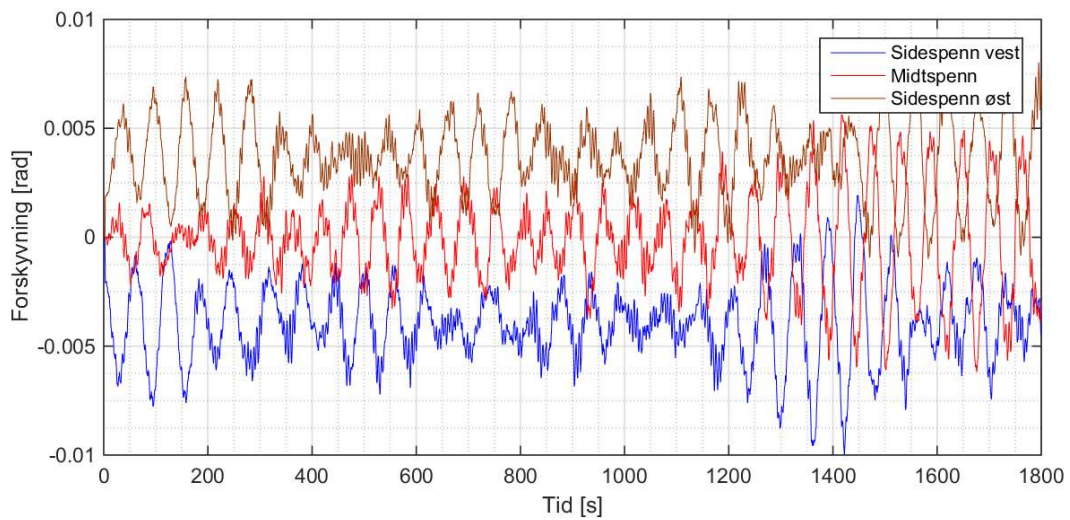
PSD for flytetårnene er noe vanskelig å tyde, men det kan se ut som om de to stamping-svingeformene 6 (0.42 Hz) og 9 (0.059 Hz) er de mest aktive. I tillegg er det flere tydelige moder rundt 1 Hz, men disse bidrar lite til respons.

5.6.5 Rotasjon om Y-akse

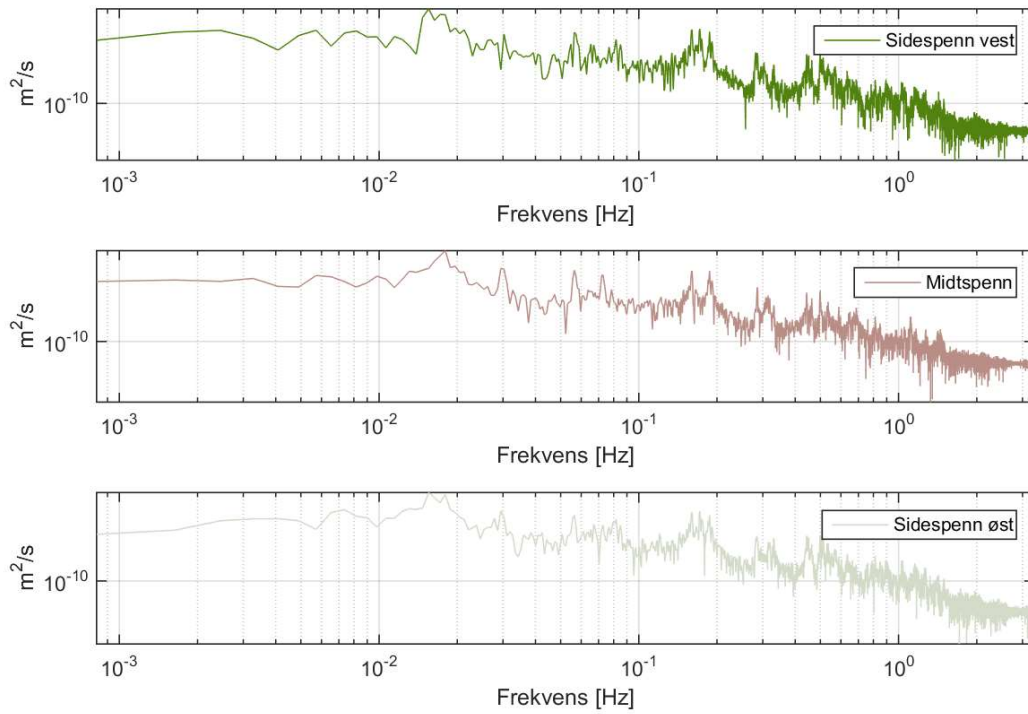


Figur 5-80: Standardavvik for rotasjon om Y-akse, brokasse

I forhold til TLP er det en del mer ujevnhet i standardavviket i rotasjon om Y-akse som gjenspeiler mer uryddige horisontale svingninger.

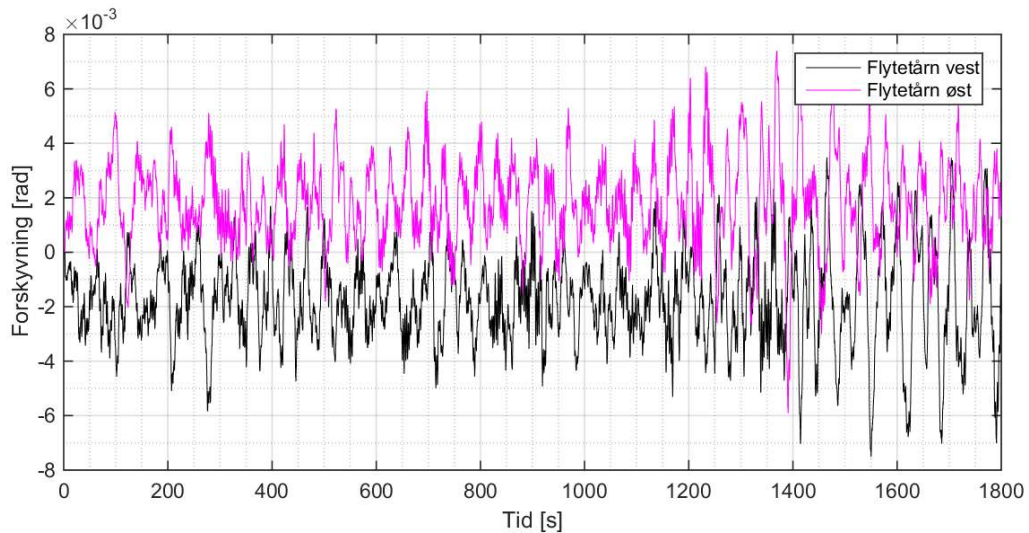


Figur 5-81: Tidsplot av rotasjon om Y-akse, brokasse

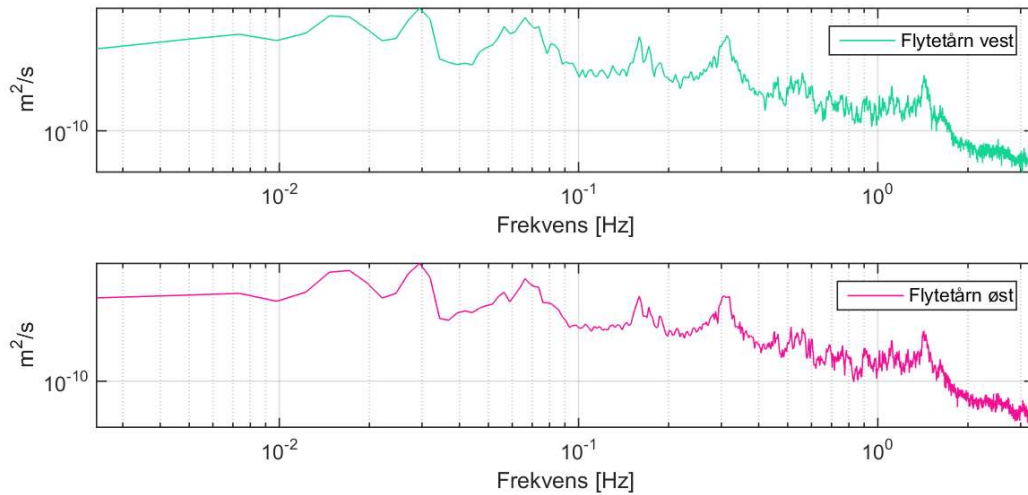


Figur 5-82: PSD for rotasjon om Y-akse, brokasse

Det er godtatt ekstra støy i PSD'et for å få frem at begge de laveste svingeformene er aktive i sidespennene. Videre er giring-svingeformene 4 (0.029 Hz) og 5 (0.03 Hz), og rulling-svingeformene 7 (0.056 Hz) og 8 (0.057 Hz) aktive.



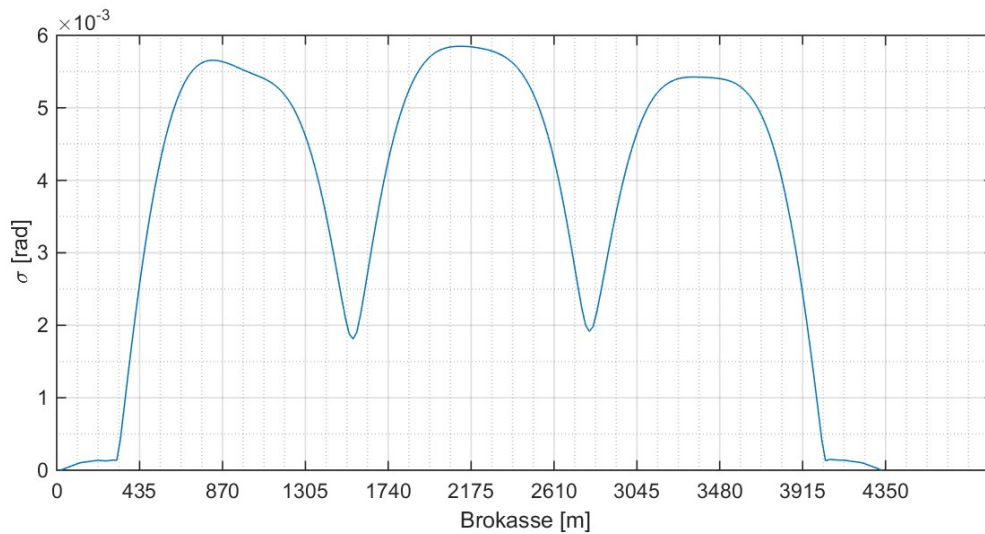
Figur 5-83: Tidsplot av rotasjon om Y-akse, flytetårn



Figur 5-84: PSD for rotasjon om Y-akse, flytetårn

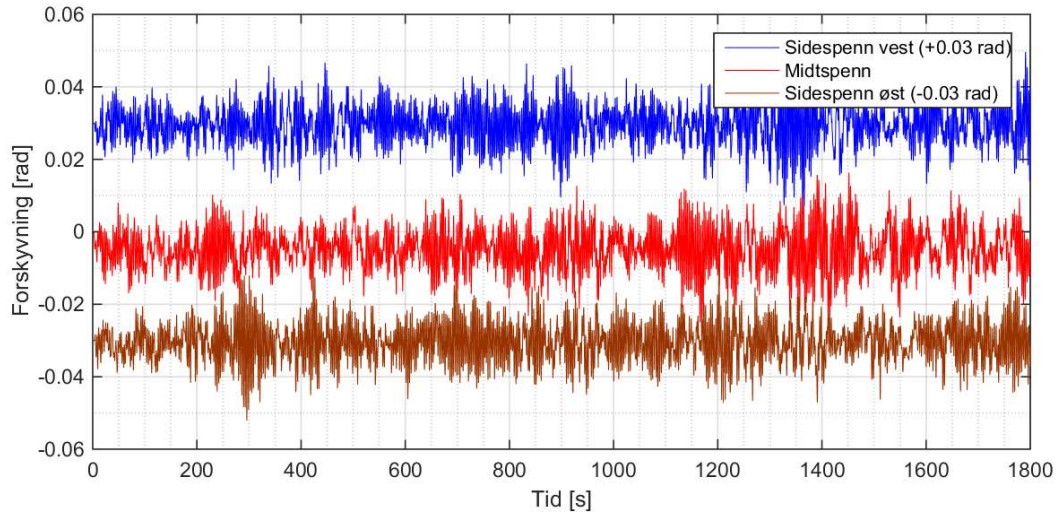
Det viktigste bidraget til rotasjon i flytetårnet er stamping-svingeformene rundt 0.03 Hz, men også her bidrar de første svingeformene mye. Brokassens horisontale svingeform 10 (0.066 Hz), og rulling-svingeformene 7 (0.056 Hz) og 8 (0.057 Hz) bidrar også.

5.6.6 Rotasjon om X-akse (torsjon)

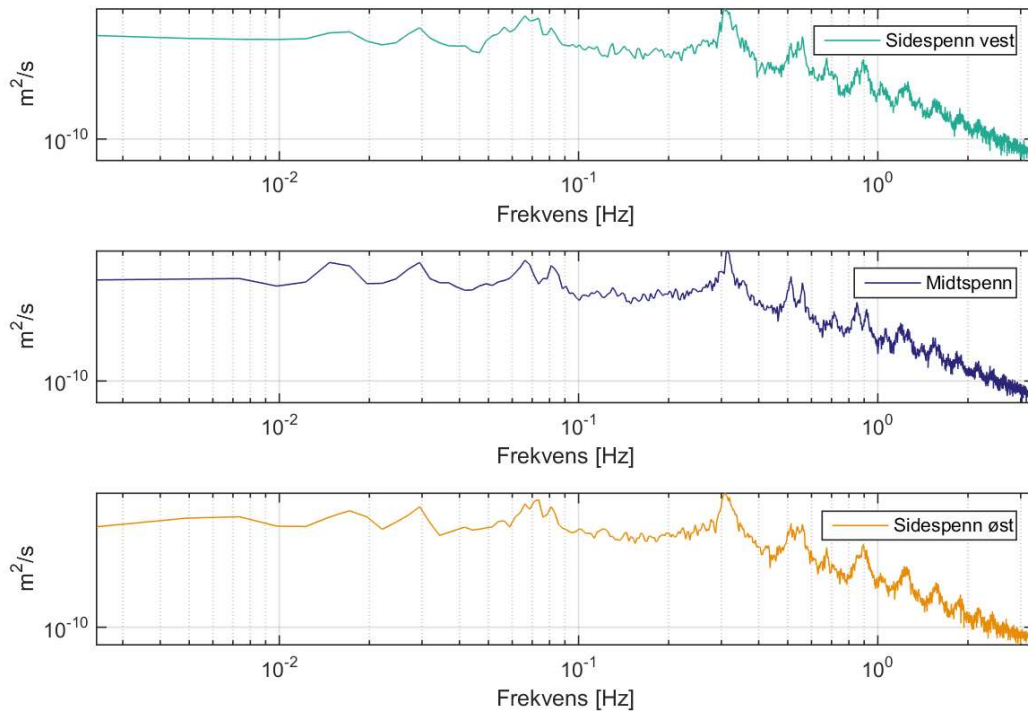


Figur 5-85: Standardavvik for rotasjon om X-akse (torsjon), brokasse

I forhold til TLP er det jevnere, og litt mindre torsjon i alle spennene.

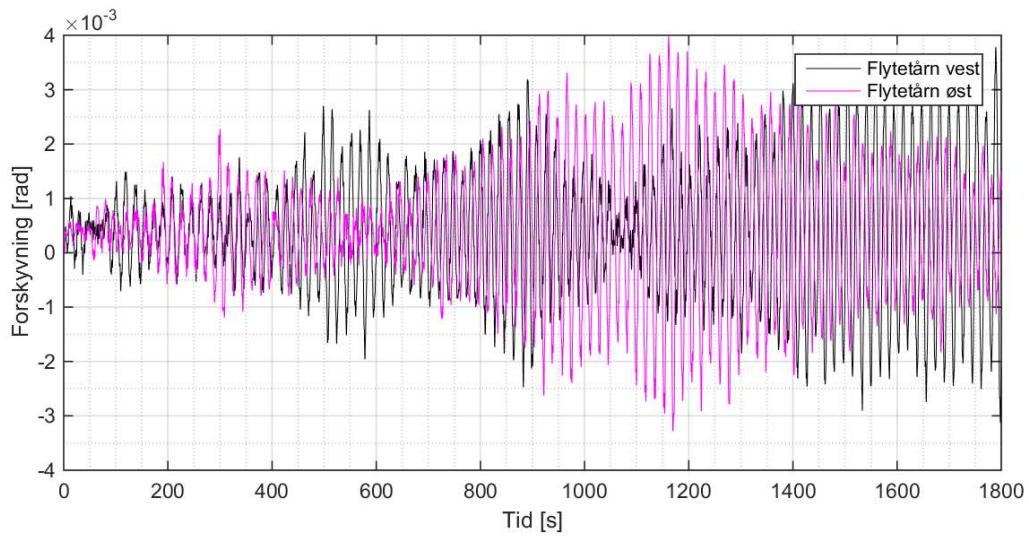


Figur 5-86: Tidsplot av rotasjon om X-akse (torsjon), brokasse

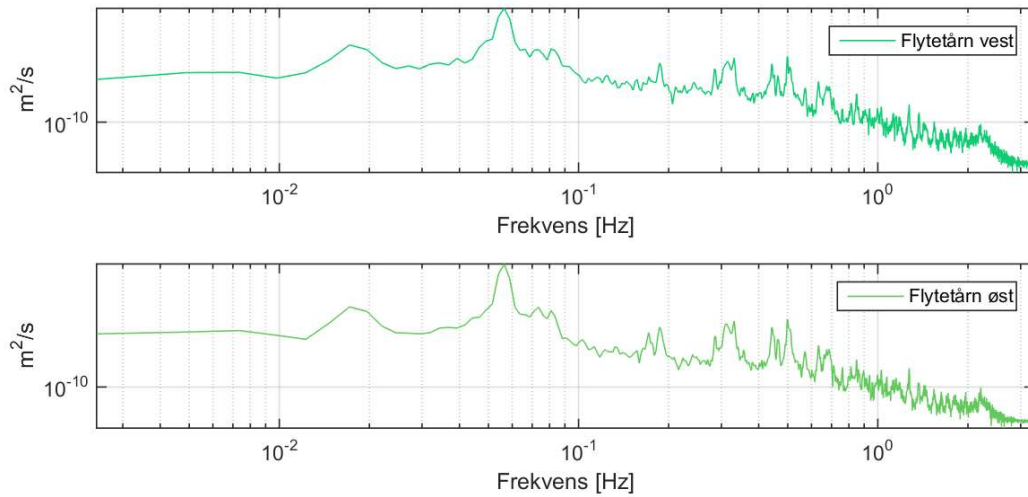


Figur 5-87: PSD for rotasjon om X-akse (torsjon), brokasse

I tidspottet er sidespenn vest flyttet 0.03 radianer opp, og sidespenn øst er senket 0.03 radianer. Det er torsjonssvingeformene 48 (0.30 Hz) og 49 (0.31 Hz) som er dominerende her. I sidespennene er den asymmetriske litt mer aktiv enn den symmetriske. I midtspennet viser ikke den asymmetriske da det midt på brodekket vil være 0 vridning fra denne. Andre viktige bidrag er giring svingeformene rundt 0.03 Hz, rulling ved 0.056 Hz og brokassens første svingeform ved 0.065 Hz.



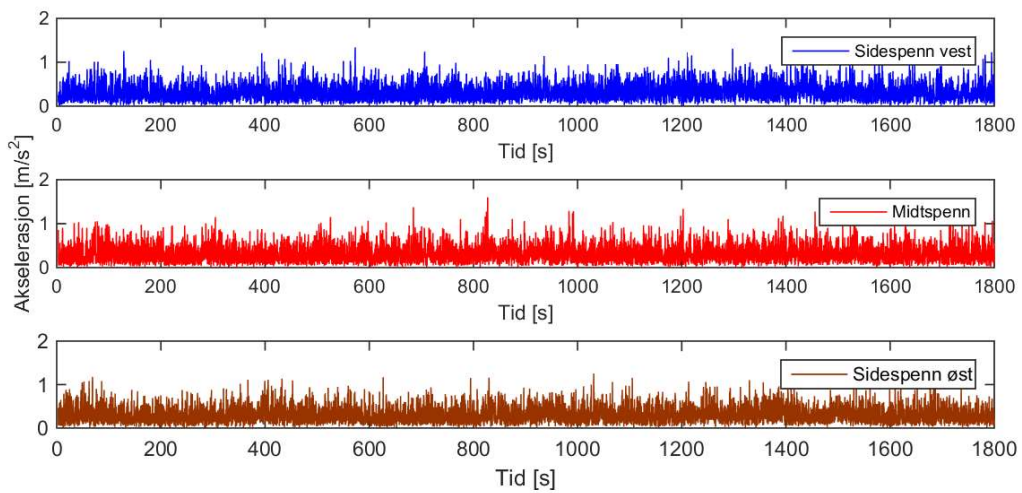
Figur 5-88: Tidsplot av rotasjon om X-akse, flytetårn



Figur 5-89: PSD for rotasjon om X-akse, flytetårn

Flytetårnenes rotasjon om X-akse er en stor svakhet ved ellipsen. Svingningene er over dobbelt så store som TLP, og med en høyere frekvens som ligger i et ugunstig område for brokassen. Ikke uventet blir svingningene styrt av rulling-svingeformene 7 (0.056 Hz) og 8 (0.057 Hz), og det kan se ut som det er den asymmetriske nummer 8 som er mest aktiv.

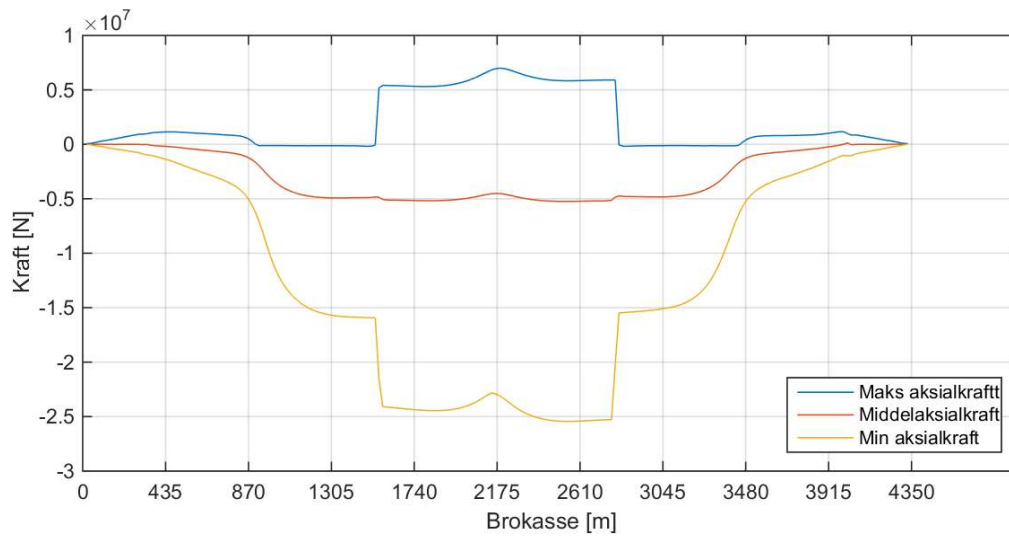
5.6.7 Akselerasjon i brokassen



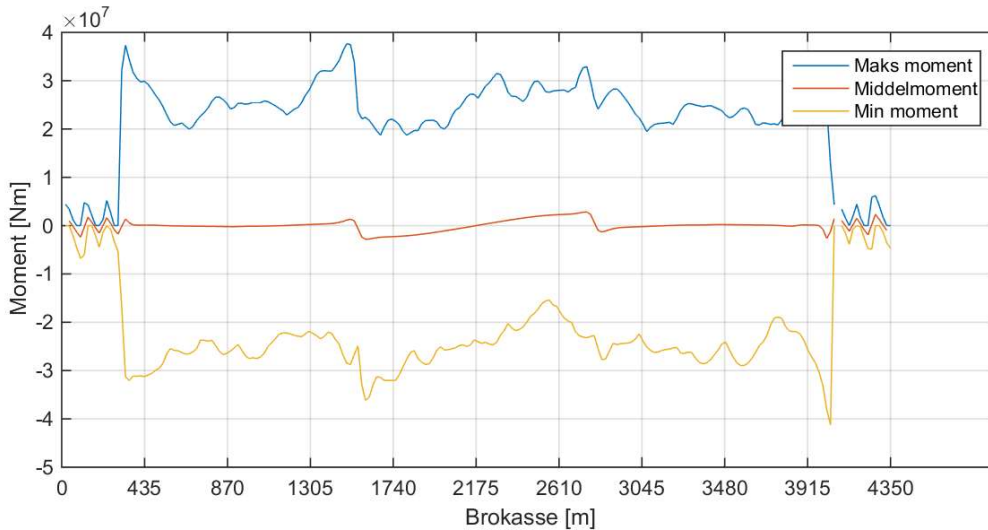
Figur 5-90: Total akselerasjon i brokasse (absoluttverdier)

Det er ikke nevneverdig forskjell i akselerasjon mellom TLP og ellipse. RMS i midtspennet er i likhet med TLP 0.38 m/s^2 .

5.6.8 Aksialkraft og momenter i brokassen



Figur 5-91: Aksialkraft



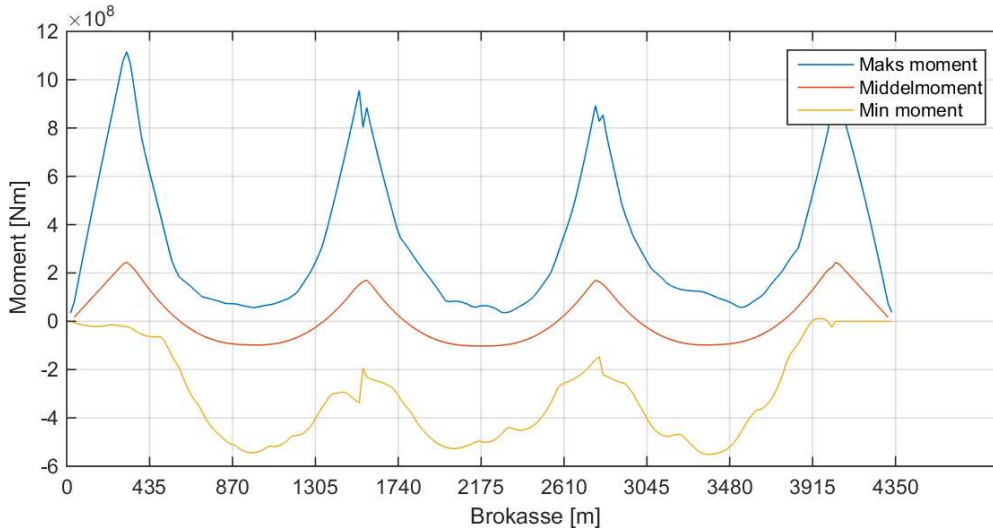
Figur 5-92: Momentdiagram om Z-akse (vertikalt), positivt moment = trykk i underkant

$$\sigma = \frac{M_z}{I_z} * y_t + \frac{F}{A} \quad (5-7)$$

$$\sigma_{15} = \frac{3.76 * 10^7 Nm}{2.32m^4} * 2.2m - \frac{1.64 * 10^5 N}{1.127m^2} = 35.5MPa$$

$$\sigma_{4040m} = \frac{-4.12 * 10^7 Nm}{2.32m^4} * 2.2m - \frac{1.034 * 10^5 N}{1.127m^2} = -39.2MPa$$

Ellipsen har både mindre moment og aksialkrefter enn TLP. Dette henger sammen med mindre forkyvninger, og resulterer i noe mindre spenninger for vertikalt moment.



Figur 5-93: Momentdiagram om Y-akse (sideveis)

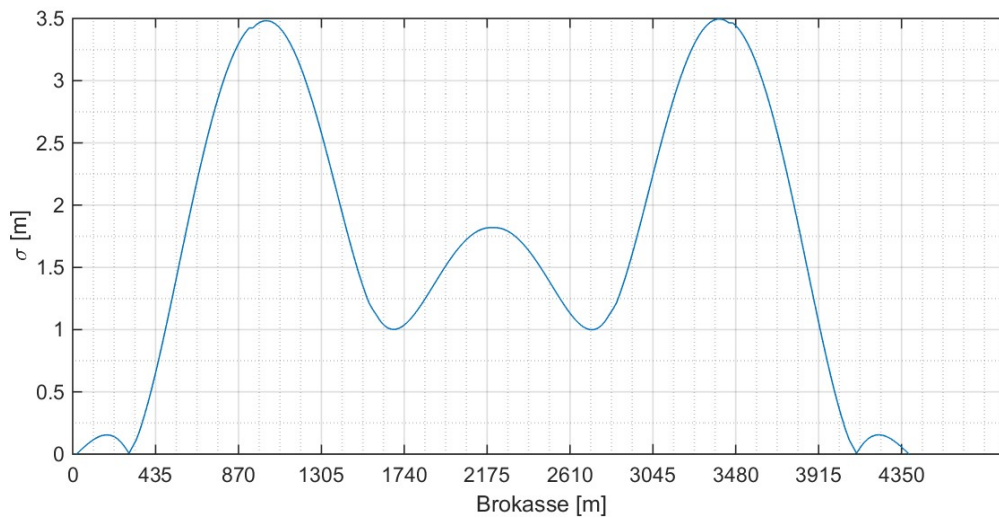
$$\sigma = \frac{M_y}{I_y} * y_t + \frac{F}{A} \quad (5-8)$$

$$\sigma_{32} = \frac{1.15 * 10^9 Nm}{81.57m^4} * 15m + \frac{9.36 * 10^5 N}{1.127m^2} = 212.3MPa$$

$$\sigma_{2040m} = \frac{-5.25 * 10^8 Nm}{81.57m^4} * 15m - \frac{2.4 * 10^7 N}{1.127m^2} = -117.8MPa$$

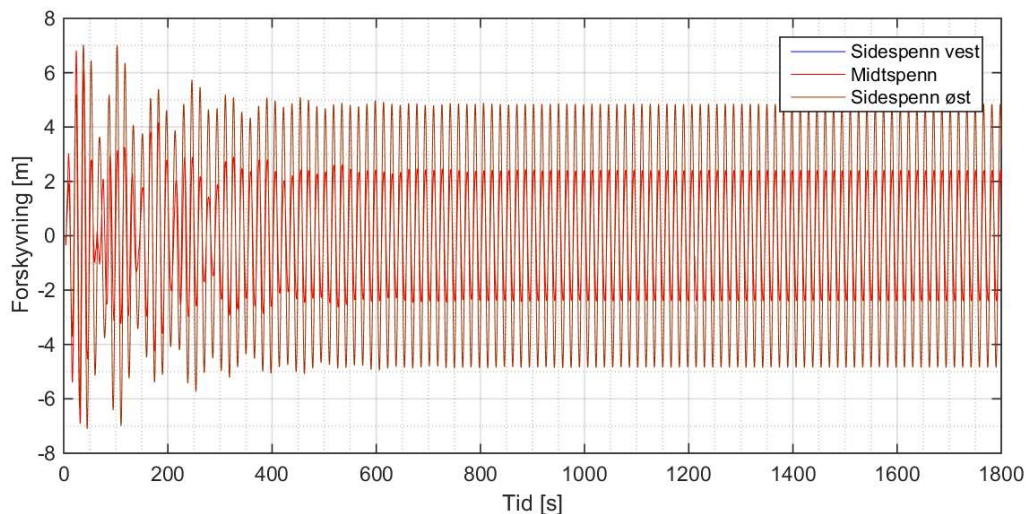
Sideveis har ellipsen fått betydelig mindre moment da forskyvningen kun er en tredjedel. Dette gir maksimale spenninger på 212.3 MPa som virker mer akseptable.

5.7 Bølge-TLP



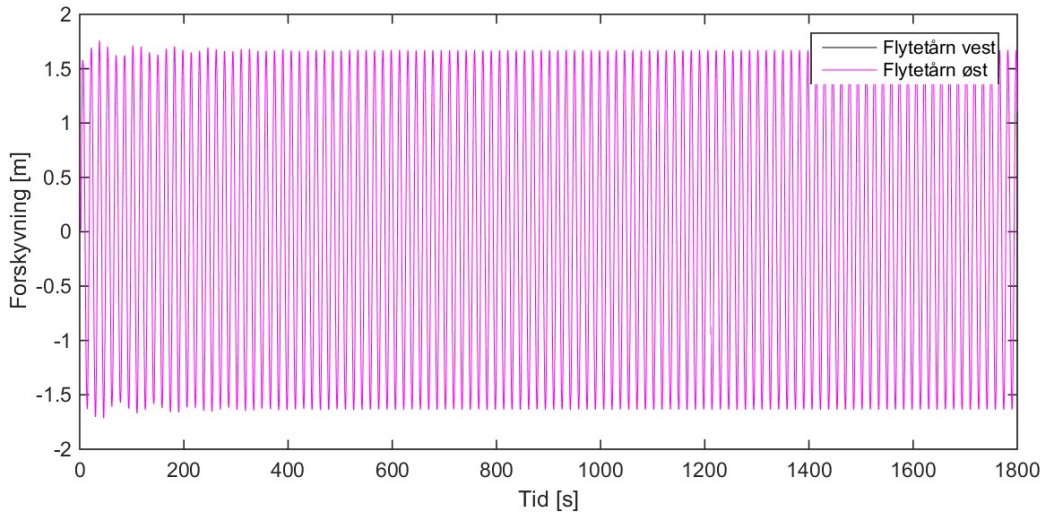
Figur 5-94: Standardavvik i sideveis forskyvninger, brokasse

Det at midtspennet har så mye mindre forskyvning kan tyde på at svingningen blir påvirket av en egenfrekvens. Dette kan også ses på tidsplottet der alle spennene har lik forskyvning de første svingningene, for så å stabilisere seg. Svingningsfrekvensen ligger mellom brodekkets horisontale svingformer 4 (0.056 Hz) og 5 (0.066 Hz). En kobling mellom disse er derfor sannsynlig.



Figur 5-95: Tidsplot av sideveis forskyvninger, brokasse

Svingningene stabiliseres etter omtrent 400s. En kan se at alle spennene beveger seg med samme periode, men sidespennene har ca. dobbelt så mye forskyvning som midtspennet.

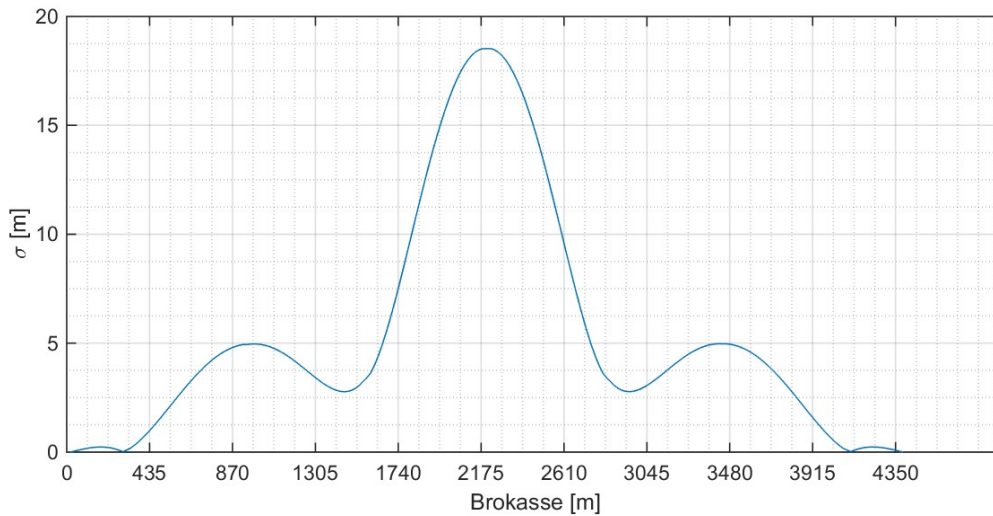


Figur 5-96: Tidsplot av sideveis forskyvninger, flytetårn

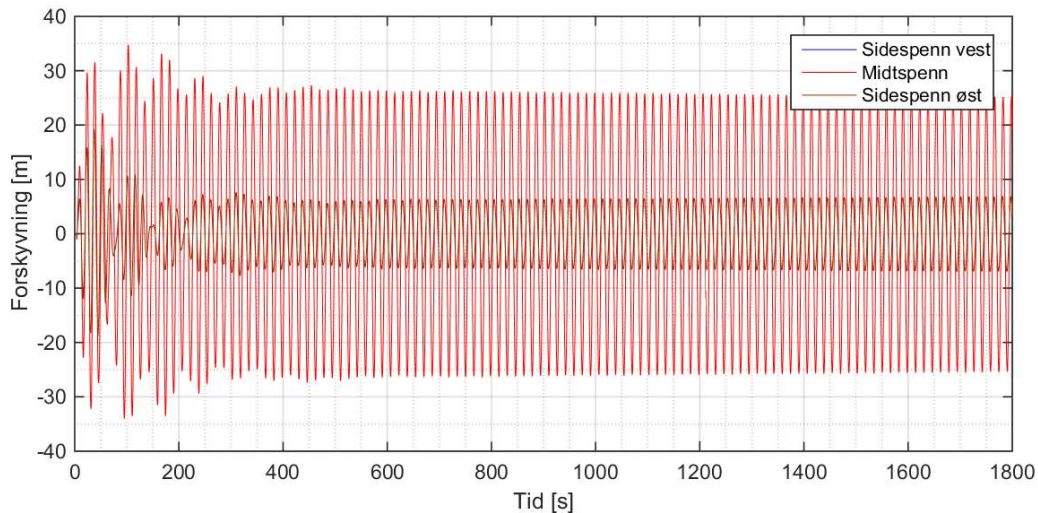
Plot av flytetårnene er tatt med for å vise hvor mye ekstra sideveis forskyvning rotasjon om X-aksen gir i toppen av flytetårnene i forhold til fundamentet. For TLP stabiliseres svingningene kjapt på 1.65m utslag, som er 15cm mer enn fundamentene

Da det kun er påført bølger i med en periode er det ikke relevant å se på PSD.

5.8 Bølge-Ellipse

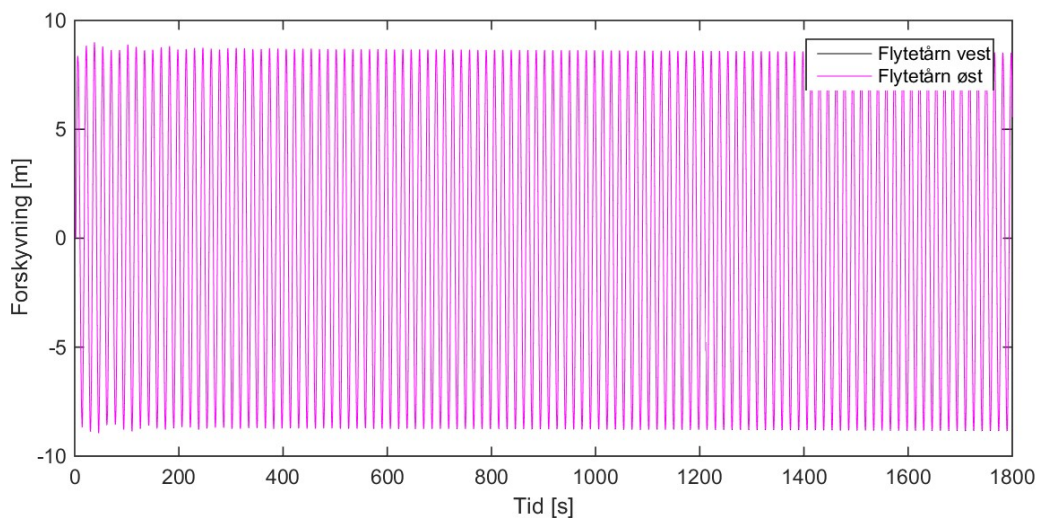


Figur 5-97: Standardavvik i sideveis forskyvninger, brokasse



Figur 5-98: Tidsplot av sideveis forskyvninger, brokasse

Svingningene stabiliseres etter 300s. Midtspennet har da kommet ut i svært store svingninger, mens sidespennene følger hverandre perfekt med mer moderat utslag.



Figur 5-99: Tidsplot av sideveis forskyvninger, brokasse

Toppen av flytetårnene beveger seg betraktelig mer ved bruk av ellipse i forhold til TLP. Utslaget stabiliseres på 8.7m, som betyr at rotasjon om X bidrar med 7.2m. Med en periode på bare 16 sekund blir dette svært ugunstig for brokassen.

5.9 Statistisk sammenligning av analyser

Sammenligning av vindspektre og koherens er presentert i tabellform. Det vises statistikk for horisontale og vertikale forskyvninger. Punktene som er valgt ut er de samme som foregående avsnitt, altså midtpunkt i alle spenn, samt toppen av flytetårnene. Det simulerte Kaimal-spekteret har mindre energi ved de første frekvensene enn det skulle hatt.

5.9.1 Sideveis forskyvninger TLP

Brokasse

Tabell 5-6: Sideveis forskyvninger i midtspenn (m)

MIDTSPENN	KC10	VKC15	VKC10	VKC5	BØLGE
MIDDEL	21.15	21.10	21.15	21.23	-0.02
MIN	10.46	11.45	9.28	7.54	-4.25
MAKS	31.19	31.84	32.42	33.12	4.17
STANDARDVAVIK	4.76	5.13	5.38	5.78	2.16

Tabell 5-7: Sideveis forskyvninger i sidespenn vest (m)

SIDESPENN VEST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5	BØLGE
MIDDEL	10.18	10.16	10.18	10.22	-0.16
MIN	2.90	2.28	1.83	2.09	-6.98
MAKS	17.57	17.21	18.53	19.89	7.00
STANDARDVAVIK	2.72	2.86	3.12	3.34	3.68

Tabell 5-8: Sideveis forskyvninger i sidespenn øst (m)

SIDESPENN ØST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5	BØLGE
MIDDEL	10.43	10.41	10.44	10.48	-0.16
MIN	3.26	2.24	2.13	2.93	-6.99
MAKS	18.23	19.53	19.51	18.31	7.01
STANDARDVAVIK	2.94	3.19	3.38	3.41	3.71

Da vindspekter går på fordeling av turbulens er det naturlig at middelforskyvning er relativt lik. Samtlige Von Kármán-simuleringer har høyere standardavvik enn Kaimal-simuleringen. Standardavviket øker også med mer koherens i alle spennene.

Sammenhengen mellom standardavvik og maks/min forskyvning er ikke klar. Dette gjelder spesielt i sidespenn øst der VKC5 har minst maksimalutslag av Von Kármán-simuleringene. Standardavviket er likevel høyere, noe som tyder på jevnt over større forskyvninger.

Bølgeanalysen beveger seg rundt 0m. Utslagene er ikke så store, men det understrekes at flytetårnene har liten bevegelse her. Forholdstall mellom standardavvik i midtspenn og flytetårn for VKC10 og Bølge blir henholdsvis 0.95 og 1.84. Det er altså omtrent dobbelt så mye bevegelse i selve brospennet i bølgeanalysen.

Flytetårn

Tabell 5-9: Sideveis forskyvninger i flytetårn vest

FLYTETÅRN VEST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5	BØLGE
MIDDEL	18.43	18.38	18.41	18.50	-0.15
MIN	5.53	4.16	3.66	4.36	-1.78
MAKS	30.04	30.08	31.67	33.58	1.60
STANDARDVAVIK	4.92	5.24	5.64	5.99	1.17

Tabell 5-10: Sideveis forskyvninger i flytetårn øst

FLYTETÅRN ØST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5	BØLGE
MIDDEL	18.31	18.28	18.32	18.39	-0.15
MIN	5.78	4.15	3.64	4.23	-1.78
MAKS	30.70	33.31	32.79	30.31	1.60
STANDARDVAVIK	5.18	5.68	5.96	6.02	1.17

Standardavviket øker med økende koherens også i flytetårnene. Standardavviket mellom flytetårn øst og vest er omtrent det samme ved VKC5, mens det er en god del spredning ved andre koherenser. Dette kan tyde på mer samkjøring i bevegelsene i VKC5. Maks forskyvning i tårnene øker med økende koherens i flytetårn vest, men reduseres med økende koherens i flytetårn øst. Bruk av lengre tidsserie kan muligens gi et likere resultat.

Bølgesimuleringen er ikke uventet lik i de to tårnene.

5.9.2 Sideveis forskyvninger Ellipse

Brokasse

Tabell 5-11: Sideveis forskyvninger i midtspenn (m)

MIDTSPENN	KC10	VKC15	VKC10	VKC5	BØLGE
MIDDEL	5.99	6	5.99	6.02	-0.57
MIN	2.15	2.06	1.63	1.00	-34.01
MAKS	9.70	9.49	10.23	11.40	34.77
STANDARDVAVIK	1.42	1.31	1.63	1.93	21.29

Tabell 5-12: Sideveis forskyvninger i sidespenn vest (m)

SIDESPENN VEST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5	BØLGE
MIDDEL	3.59	3.59	3.59	3.61	-0.23
MIN	0.01	0.180	-0.42	-0.37	-11.43
MAKS	7.46	7.06	7.99	8.72	10.92
STANDARDVAVIK	1.01	0.90	1.15	1.35	5.03

Tabell 5-13: Sideveis forskyvninger i sidespenn øst (m)

SIDESPENN ØST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5	BØLGE
MIDDEL	3.62	3.63	3.62	3.65	-0.23
MIN	0.96	1.03	0.64	-0.05	-11.49
MAKS	6.75	5.67	7.17	7.49	10.91
STANDARDVAVIK	0.99	0.75	1.13	1.29	5.05

Kaimal-simuleringen har mindre standardavvik i forskyvning i forhold til tilsvarende koherens med Von Kármán. Med lav koherens har derimot Von Kármán mindre bevegelser. Prosentvis betyr koherensen mer ved bruk av ellipse i forhold til TLP.

Bølgeanalysen får svært store utslag i midtspennet, med en total forskyvning på nærmere 70 meter over 16s.

Flytetårn

Tabell 5-14: Sideveis forskyvninger i flytetårn vest

FLYTETÅRN VEST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5	BØLGE
MIDDEL	4.53	4.53	4.53	4.56	-0.82
MIN	0.22	0	-0.500	-1	-9.42
MAKS	9.05	9.10	9.85	10.32	8.32
STANDARDVAVIK	1.46	1.39	1.71	1.95	6.16

Tabell 5-15: Sideveis forskyvninger i flytetårn øst

FLYTETÅRN ØST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5	BØLGE
MIDDEL	4.49	4.50	4.49	4.51	-0.82
MIN	0.60	1.83	-0.06	-0.03	-9.41
MAKS	8.13	7.26	8.79	8.75	8.34
STANDARDVAVIK	1.44	1.07	1.69	1.85	6.17

Også i flytetårnene ligger standardavviket for Kaimal-simuleringen under tilsvarende Von Kármán simulering.

I forhold til TLP får flytetårnene mye forskyvning i bølgeanalysen. Dette kommer av rotasjon om X-aksen.

5.9.3 Vertikale forskyvninger TLP

Brokasse

Tabell 5-16: Vertikale forskyvninger i midtspenn (m)

MIDTSPENN	KC10	VKC15	VKC10	VKC5
MIDDEL	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7
MIN	-1.94	-1.93	-2.1	-2.65
MAKS	0.33	0.23	0.42	0.6
STANDARDVAVIK	0.38	0.36	0.43	0.53

Tabell 5-17: Vertikale forskyvninger i sidespenn vest (m)

SIDESPENN VEST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5
MIDDEL	0.05	0.05	0.07	0.08
MIN	-1.21	-1.19	-1.41	-1.74
MAKS	1.79	1.68	1.90	2.06
STANDARDVAVIK	0.49	0.47	0.55	0.66

Tabell 5-18: Vertikale forskyvninger i sidespenn øst (m)

SIDESPENN ØST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5
MIDDEL	0.1	0.11	0.11	0.11
MIN	-1.32	-1.34	-1.48	-1.96
MAKS	1.42	1.29	1.56	2.25
STANDARDVAVIK	0.49	0.48	0.55	0.66

De vertikale forskyvningene i TLP følger de samme tendensene som de sideveis forskyvningene, med mindre bevegelser ved lavere koherens, og med Kaimal-simuleringen. Da egenperiodene er kortere i vertikalretning får en flere svingninger inn i tidsserien. En kan derfor se at min/maks-verdier blir større med mer koherens.

Flytetårn

Tabell 5-19: Vertikale forskyvninger i flytetårn vest (m)

FLYTETÅRN VEST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5
MIDDEL	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02
MIN	-0.04	-0.04	-0.04	-0.05
MAKS	0	0	0.01	0.01
STANDARDVAVIK	0.01	0.01	0.01	0.01

Tabell 5-20: Vertikale forskyvninger i flytetårn øst (m)

FLYTETÅRN ØST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5
MIDDEL	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02
MIN	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04
MAKS	0	0	0	0.01
STANDARDVAVIK	0.01	0.01	0.01	0.01

I flytetårnene er det svært lite vertikale forskyvninger. Det er ikke regnet med nok desimaler til å få noe resultater. Dette er gjort bevisst da det ikke er relevant å diskutere i millimeter.

5.9.4 Vertikale forskyvninger Ellipse

Brokasse

Tabell 5-21: Vertikale forskyvninger i midtspenn (m)

MIDTSPENN	KC10	VKC15	VKC10	VKC5
MIDDEL	-0.82	-0.83	-0.82	-0.82
MIN	-2.13	-2.21	-2.34	-2.93
MAKS	0.42	0.26	0.6	0.87
STANDARDVAVIK	0.42	0.4	0.48	0.59

Tabell 5-22: Vertikale forskyvninger i sidespenn vest (m)

SIDESPENN VEST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5
MIDDEL	-0.16	-0.14	-0.15	-0.12
MIN	-1.58	-1.57	-1.77	-1.85
MAKS	1.22	1.29	1.40	1.76
STANDARDVAVIK	0.46	0.48	0.52	0.66

Tabell 5-23: Vertikale forskyvninger i sidespenn øst (m)

SIDESPENN ØST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5
MIDDEL	-0.12	-0.14	-0.12	-0.14
MIN	-1.37	-1.74	-1.49	-2.19
MAKS	1.23	1.17	1.43	1.86
STANDARDVAVIK	0.46	0.45	0.52	0.65

De vertikale forskyvningene i brokassen ved bruk av ellipse er veldig like dem en ser ved bruk av TLP. I sidespenn øst er minsteforskyvningen mindre ved VKC15 enn VKC10, men ellers er forskyvningene som forventet størst ved høyere koherens.

Flytetårn

Tabell 5-24: Vertikale forskyvninger i flytetårn vest (m)

FLYTETÅRN VEST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5
MIDDEL	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04
MIN	-0.12	-0.11	-0.13	-0.19
MAKS	0.04	0.03	0.05	0.12
STANDARDVAVIK	0.03	0.03	0.04	0.06

Tabell 5-25: Vertikale forskyvninger i flytetårn øst (m)

FLYTETÅRN ØST	KC10	VKC15	VKC10	VKC5
MIDDEL	-0.04	-0.04	-0.04	-0.04
MIN	-0.11	-0.1	-0.12	-0.16
MAKS	0.02	0.02	0.03	0.08
STANDARDVAVIK	0.03	0.03	0.03	0.05

Ellipsen beveger seg mer vertikalt enn TLP'en. Prosentvis øker forskyvningene mye med høyere koherens, men det er fremdeles snakk om under 30 cm forskyvning. Påsatt bølgeforskyvning i vertikal retning er 90 cm. Bølger vil derfor i utgangspunktet være dimensjonerende i forhold til vind.

Ellipsens hiv-svingeformer har en egenperiode på 15.15 sekunder. Dette er et område bølgene også har mye kraft i, og en ugunstig samvirkning mellom bølger og vind kan derfor oppstå.

6 Diskusjon

6.1 Valg av fundament

Oppsummering

Ved valg av fundament fokuseres det på brokassens bevegelser. Hvordan tårnene beveger seg er i utgangspunktet av liten betydning, men det forplanter seg videre til brokassen. Som en rask oppsummering av forskyvninger kan en si at TLP har de største forskyvningene, mens ellipsen gir mer uryddige svingninger.

Sideveis beveger brokassen seg tre ganger mer ved bruk av TLP i forhold til ellipse. Standardavviket i svingningene har relativt lik form, som betyr at plassering av svingninger langs brokassen er lik. Ulempen med ellipsen er det høye bidraget fra tårnenes rotasjon om X-aksen (rulling). Dette skaper relativt store og raske svingninger i brokassen. I tillegg ligger en av brokassens horisontale egenfrekvenser i nærheten av disse svingningene.

I bølgeanalysen kommer ellipsen utrolig dårlig ut med horisontale svingninger på 50 meter. Dette sender midtspennet opp i en gjennomsnittlig fart på omtrent 24km/t, mot 2-3km/t ved TLP. Bølgeanalysen er gjort ganske enkel, og det kan selvsagt stilles spørsmål vet nøyaktigheten her. Den gir likevel en indikasjon på at TLP klarer seg best i bølger.

I vertikal retning er det ikke forskjell av betydning i vindanalysen, begge fundamentene beveger seg helt minimalt. Ellipsens hiv-svingformer ved 0.066 Hz kan derimot bli problematisk da både bølger og vind har stor kraft her. I brokassen virker litt andre svingformer inn, men for begge konseptene ligger forskyvningene i underkant av to meter.

De aksielle forskyvningene ligger i underkant av to meter. Ved bruk av TLP kommer disse av de store horisontale forskyvningene, mens for ellipsen er det jaging som er årsaken. Aksielle forskyvninger er mest kritisk for brolagene ved ankerkarene, og innfesting i tårnene. Det er relativt små forskyvninger som tilsier at det muligens er temperaturlaster som blir dimensjonerende i brolagene. Brokassen er festet til flytetårnene i X-retning, noe som fører til at flytetårnene beveger seg med brokassen. Med så små forskyvninger kan det være en grei løsning da et glidelager ville fått stor slitasje.

Rotasjonen i brokassen er tilnærmet lik ved bruk av begge fundamentene, med unntak av rotasjon om Y-akse. Her har TLP større utslag på grunn av de store horisontale forskyvningene.

Spenninger i brokassen er noe høye ved bruk av TLP, mens de ved bruk av ellipse er akseptable. For begge alternativer kan spenningene reduseres ved å redusere forskyvningene. Eventuelt kan brokassen forsterkes, eller opplagerbetingelsene optimaliseres.

Aksialkreftene i kablene er relativt like ved begge løsninger. På grunn av god restkapasitet regnes ikke disse som relevante ved valg av fundament, se vedlegg.

Akselerasjon i brokassen er også relativt lik i begge tilfeller. Som nevnt tidligere finnes det ikke krav til akselerasjon i brokassen. Ved design av skyskraper opereres det ofte med maks RMS på 0.24 m/s², med returperiode 10 år. Se kapittel 5.5.7. Begge konsepter fikk RMS i midtspennet på ca 0.38 m/s². Dette er med returperiode 100 år, og for en bro vil returperiode 10 år, eller gjerne 1 år være mer relevant. Det er også forskjell på å kjøre over en bro, og bo i en bygning med store akselerasjoner.

Forbedringspotensial

Mye av forskyvningene ved bruk av TLP kan spores tilbake til de to første svingformene (svaiing). Avstivning i Z-retning, altså sideveis i forhold til broaksen, vil derfor sterkt begrense forskyvningene.

Dette kan for eksempel gjøres ved å montere ekstra sideveis forankringer til havbunnen. De horisontale forskyvningene vil da senkes. Dette fører til mindre aksielle forskyvninger, og mindre rotasjon om Y. Mindre forskyvninger reduserer som nevnt spenningene i brokassen. Tanken med TLP er at det er en billig løsning da en slipper disse forankringene, men det kan gi gode resultater på broens respons.

Ellipsen har ikke det samme store forbedringspotensialet fra en faktor, men de hydrodynamiske egenskapene kan sannsynligvis forbedres en del da de på nåværende tidspunkt er basert på et mulighetsstudie. Det ville da vært en fordel å endre egenfrekvensene til hiv og rulle-svingeformene da de nå ligger i et område der det er mye kraft i både bølger og vind.

6.2 Vindsimulering

Det simulerte Von Kármán-spekteret lå tett opp til den analytiske versjonen og regnes som bra. Av ukjent årsak traff ikke Kaimal-simuleringen like bra.

Ved begge simuleringene ble turbulensintensiteten satt lik i hele høyden. Dette kan være problematisk da turbulensen i virkeligheten vil være høyere nærmere bunnen av flytetårnene. Samtidig er det nå simulert noe mer turbulens i toppen av flytetårnene. Dette er konservativt i forhold til rulling, samtidig som det vil kompensere for noe av den manglende turbulensen i bunnen av flytetårnene.

Resultatene for koherens ble gode ved de laveste frekvensene, og noe konservative mellom 0.05 og 0.1 Hz. Selv om koherensen kan påvirke brokassens svingeformer for mye, er det de laveste frekvensene som er viktigst for forskyvninger. Resultatene regnes derfor som gode.

En tommelfingerregel er at det ikke er noe koherens ved 100 meters avstand mellom punktene. Koherensen øker med synkende frekvens, og denne regelen er ment for broer med høyere egenfrekvenser enn det som er aktuelt i denne oppgaven. Mellom flytetårnene er det 1250 meter, og resultatene viste mellom 20 og 60% koherens mellom disse ved de laveste egenfrekvensene, avhengig av C-konstant.

Med 20 meters avstand var koherensen på 60% ved $C=15$, og 85% ved $C=5$ ved 0.1 Hz. I modellen er det full koherens i 20 meters striper langs brokassen. Om vindlasten hadde blitt fordelt over flere punkter kunne spriket i forskyvninger i broen derfor blitt større ved ulik koherens.

Viktigheten av riktig koherens ses spesielt ved standardavviket for sideveis forskyvning. For hvert steg av koherens ($C5$, $C10$, $C15$) økte standardavviket med omtrent 5-6% for TLP og 23-24% for ellipse. Spesielt ellipsen får altså høyere respons. I forskyvning er differansene omtrent 30 cm for både TLP og ellipse. Det kan tyde på at valg av koherens spesielt påvirker brokassens svingeformer, og eventuelt flytetårnenes rotasjon om X (rulling).

Sammenligningene av broens respons på ulike vindsimuleringer viste at Von Kármán-simuleringen gav mest respons. Standardavviket for både vertikal og sideveis forskyvning øker med rundt 15% ved bruk av Von Kármán-spekter i forhold til Kaimal-spekter. Dette var et forventet resultat da Kaimal-spekteret har mindre kraft i frekvensområdet ved de laveste svingeformene. Dette ble ytterligere forsterket da simuleringen gav enda lavere kraft i dette området.

6.3 Feilkilder

Kjente feil og svakheter i eget arbeid er nevnt underveis, og blir presentert som forslag til videre arbeid i 6.4.

Gjennom arbeidet med oppgaven har det vært mye ny teori med den følge at læring og arbeid har foregått samtidig. Manglende kunnskap under arbeidet er derfor en sannsynlig feilkilde.

Det har vært mye behandling av store mengder informasjon for å få frem statistikk og grafer fra ulike caser. Informasjonen har blitt hentet fra ekstern server, og gått gjennom flere filformat før den er presentert. Da dataene i tillegg er svært like er det lett å gjøre feil her.

Det er oppdaget feil i vegvesenets håndbok 400 (16). I_w settes her til $\frac{1}{4}$ av I_u . Dette skulle vært $\frac{1}{2}$ I_u . Dette resulterer i for små vertikale forskyvninger.

Det har ikke vært tid til å sjekke at ABAQUS utfører kommandoer etter våre intensjoner. Resultatet har derfor blitt kontrollert opp mot Multiconsults resultater fra elementprogrammet Sofistik. Resultatene ble svært like, og kvaliteten på modelleringen regnes derfor som tilfredsstillende. Mindre feil i modellen er likevel sannsynlig.

6.4 Videre arbeid

Flere analyser/lengre tidsserier

En svakhet i denne oppgaven er for korte tidsserier. Vanligvis brukes det 600 sekunds tidsserier, i denne oppgaven er det brukt 1800 sekund. Dette ble likevel funnet for kort. Det ville derfor være interessant å se hvordan responsen ble ved tidsserier på for eksempel tre timer. Et problem med dette er at den grunnleggende antakelsen for vindteori som sier at vinden kan ses på som stokastisk stasjonær strekkes langt.

En annen svakhet med denne oppgavens analyser er at det kun er kjørt en analyse for hver case. Vanlig praksis er å samle statistikk fra flere kjøring. Dette vil til en viss grad kunne erstatte lengre tidsserier.

Forbedret TLP

Det diskuteres i oppgaven om en løsning med sideveis avstivet TLP vil være det beste alternativet. Nærmere undersøkelser av dette er aktuelt, og trenger ikke å ta lang tid.

Vindspektre

I Nordsjøen brukes vindspektre som er bedre tilpasset lave frekvenser. Det vil være interessant å se hvordan et slikt vindspekter påvirker broens respons.

Koherens

I oppgaven diskuteres det om koherens har mest påvirkning på brokassen, i forhold til flytetårnene. En nærmere studie for å dokumentere dette vil være aktuelt. Det kan for eksempel gjøres ved å separere vind på brokasse og tårn til to lastscenarier. En vil da kunne se hvordan koherens påvirker tårn og brokasse separat. Her vil det muligens være fordelaktig å fastholde flytetårnene sideveis når det kjøres analyser med vind på kun brokassen.

I kapittel 5.4.5 kommenteres det at måling av koherens vertikalt fra 10 til 200 meter er problematisk på grunn av den store differansen i vindhastighet mellom punktene. En nærmere studie av dette er aktuelt.

Turbulensintensitet

I vindsimuleringen er det brukt konstant turbulensintensitet i hele høyden. Konsekvensen av dette er diskutert i oppgaven. Videre studier for å dokumentere hva dette har å si for responsen vil være interessant.

Modellering i ABAQUS

I modellen er alle tverrsnitt modellert som idealiserte rette linjer påsatt egenskaper. Spesielt for brokassen og tårn vil det være interessant å modellere disse tverrsnittene for å få frem spenningsfordeling.

Hovedkabelementene ved siden av tårnene har fått mye krumming. Konsekvensen av dette er sannsynligvis ikke stor da disse kun skal ta opp aksialkrefter, men dette bør undersøkes nærmere.

Flytefundamentene er kun modellert ved hjelp av fjær/masse/dempningsselementer. Modellering av geometri, eventuelt kombinert med analyser i ABAQUS AQUA kan derfor være aktuelt.

Som diskutert i kapittel 4.1 er metoden for å få rett brokasse ikke optimal. En mye brukt alternativ metode er å sette på temperaturkrefter for å rette ut konstruksjonen. Den mest optimale metoden er muligens en kombinasjon av det som er gjort i denne oppgaven, og en stegvis oppbygging av modellen. Egenlast kan da settes på en modell uten brokasse. En får da bedre kontroll på deformasjonen, og modellen blir mer stabil.

Dempning

Det er ikke satt på aerodynamisk dempning i tårnene. Det er noe uklart hvor mye dette har å si. Det er mye luftmotstand i tårnene, men samtidig har de sammen med fundamentene utrolig stor masse som vil senke den effektive dempningen. Nærmere undersøkelser rundt dette er derfor aktuelt.

Hydrodynamisk dempning er kun satt på i sideveis retning. En studie for å få riktig hydrodynamisk dempning i alle retninger er omfattende, men veldig interessant.

Andre lasttilfeller

I denne oppgaven har hovedfokuset vært på vindlast. Bølgelast er undersøkt forenklet. En grundigere bølgeanalyse er derfor aktuelt. Andre aktuelle laster er trafikklast, snølast, ulykkeslast og temperaturlaster.

7 Konklusjon

Ingen av de testede fundamentene er optimale med nåværende design. I bølgeanalysen får ellipsen for mye forskyvninger i brokassen. Ellipsens problem er rulling, og plassering av moonpools vil ikke kunne forbedre ellipsens rulle-respons for alle aktuelle bølgelengder. TLP får store forskyvninger i vindanalysen, tre ganger større enn ellipsen. Mye av responsen i TLP kan spores tilbake til de to første svingeformene som virker sideveis. En forbedret versjon av TLP med sideveis avstivning er derfor ventet å bedre responsen betraktelig. Det anbefales å undersøke en slik løsning nærmere.

De sammenlignede vindspektrene er ikke tilpasset broens aktuelle frekvensområde. Hensikten med sammenligningen av vindspektre er derfor å studere hvilken effekt den store forskjellen mellom vindspektrene ved lave frekvenser har på responsen. Selv om Kaimal-spekteret ikke ble perfekt simulert ser en viktigheten av riktig vindspekter da forskyvningenes standardavvik ved bruk av dette spekteret ble omtrent 15% mindre enn ved bruk av Von Kármán-spekter.

Riktig koherens viser seg også å være viktig, spesielt ved bruk av ellipse. Standardavviket til sideveis forskyvning øker med omtrent 50% fra $C=15$ til $C=5$. Samme tall ved bruk av TLP er rundt 14%.

Ved prosjekter av denne størrelsen bør vinden derfor studeres nøye i felt slik at mest mulig riktig vindspekter og koherens benyttes.

8 Referanser

1. Per Horn BB, Birger Oppgård. Mulighetsstude Sulafjorden. Multiconsult, 2015 17/12/2015. Report No.
2. Nasjonal transportplan 2018-2029, Utviklingsstrategi for ferjefri og utbetra E39. In: Samferdselsdepartementet, editor. 2016.
3. E39 - en nasjonal, regional og lokal veg www.vegvesen.no: Statens Vegvesen; 2016 [oppdatert 03.02.2016; sitert 2016 20.04]. Tilgjengelig fra: <http://www.vegvesen.no/vegprosjekter/ferjefriE39/Samfunn>.
4. Google Maps: Google; [sitert 2016]. Tilgjengelig fra: www.maps.google.no.
5. Statens Vegvesen AJ, Vianova. FerjefriE39/Illustrasjoner 2016.
6. Multiconsult. Feasibility Study Crossing of Sulafjorden Appendix B. 2015 30/10/2015. Report No.
7. Gimsing NJ, Georgakis CT. Cable Supported Bridges: Concept and Design. Chichester, UK: Chichester, UK: John Wiley & Sons, Ltd; 2011.
8. Iversen V. Vurdering av akkumulert skade i strekkstag basert på målinger. 1999.
9. Bølgekraft: Wikipedia; [sitert 2016 10.06]. Tilgjengelig fra: <https://no.wikipedia.org/wiki/B%C3%B8lgekraft>.
10. Rao SS, Fah YF. Mechanical vibrations. 5th ed.in SI Units. ed. Singapore: Pearson/Prentice Hall; 2011.
11. Dyrbye C, Hansen SO. Wind loads on structures. Chichester: Wiley; 1997.
12. Jakobsen JB. Wind load on structures part 1. 2015.
13. Strømmen E. Theory of Bridge Aerodynamics. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg: Berlin, Heidelberg; 2010.
14. Jakobsen JB. Wind load on structures part 2. 2015.
15. Standard N. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner = Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-4: General actions. Wind actions : Del 1-4 : Allmenne laster. Vindlaster. Lysaker: Standard Norge; 2009.
16. Bruprosjektering : [håndbok N400]: Vegdirektoratet; 2014.
17. Mikkelsen O, Universitetet i Stavanger Det teknisk-naturvitenskapelige f. Modelling of wind loads and wind-induced response of a long-span bridge in time-domain. Stavanger: University of Stavanger, Faculty of Science and Technology, Department of Mechanical and Structural Engineering and Material Science; 2013.
18. Holmes JD. Wind loading of structures. 2nd ed. ed. London: Taylor & Francis; 2007.
19. Jakobsen JB. Wind load on structures Lecture note 3. 2015.
20. Jakobsen JB. Fluctuating wind load and response of a line-like engineering structure with emphasis on motion-induced wind forces. 1995.
21. Hjorth-Hansen E. Fluctuating Drag, Lift and Overturning Moment for a Line-Like Structure Predicted (Primarily) from Static Mean Load. 1989.
22. Rao SS. The Finite Element Method in Engineering. 4th ed. ed. Burlington: Elsevier Science; 2011.
23. Cook RD. Concepts and applications of finite element analysis. 4th ed. ed. New York: Wiley; 2002.
24. Systèmes D. Getting Started with Abaqus: Keywords Edition [oppdatert 28.04.2010; sitert 2016 12.02]. Tilgjengelig fra: <http://abaqusdoc.ucalgary.ca/books/gsk/default.htm>.
25. MathWorks. MATLAB Documentation [sitert 2016 28.03]. Tilgjengelig fra: <http://se.mathworks.com/help/matlab/>.

26. Multiconsult. Feasibility Study Crossing of Sulafjorden Appendix A. 2015 30/10/2015. Report No.
27. Cheynet E. WindSim. 2015.
28. Kareem A. Dynamic Resposins of High-Rise Buildings to Stochastic Wind Loads. 1992

9 Vedlegg

9.1 Vindgrunnlag

9.1.1 Beregning av referansevind

Sulafjorden ligger mellom kommunene Sula og Hareid. I følge tabell NA.4 i NS-EN 1991-1-4 er referansevindhastigheten for begge disse kommunene 29 m/s. Ettersom broen er plassert relativt beskyttet til inni fjorden vil denne hastigheten bli brukt i beregningene. Denne kan korrigeres for høyde over havet, vindretning, årstid, og returperiode. I dette tilfellet er det kun aktuelt å korrigere for returperiode da det er ønskelig å ha denne på 100 år i stedet for 50 år som er standard.

$$V_b = C_{prob} * V_{b,0}$$

$$C_{prob} = \left(\frac{1 - K * \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K * \ln(-\ln(0.98))} \right)^n$$

Anbefalte verdier er 0.2 for K og 0.5 for n. p settes lik 0.01 ved 100 års returperiode.

$$V_b = 29 * \left(\frac{1 - 0.2 * \ln(-\ln(1 - 0.01))}{1 - 0.2 * \ln(-\ln(0.98))} \right)^{0.5} = 30.12 \text{ m/s}$$

$$V_d = V_{ref} * c_0(z) * c_r(z)$$

Basisvindhastigheten blir så korrigert for terrengruhet, $c_r(z)$. Korrigering for terrengform, $c_0(z)$ er ikke aktuelt her.

Terrengruhetskategori settes til 1 – Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker. Dette gir:

$$k_r = 0.17$$

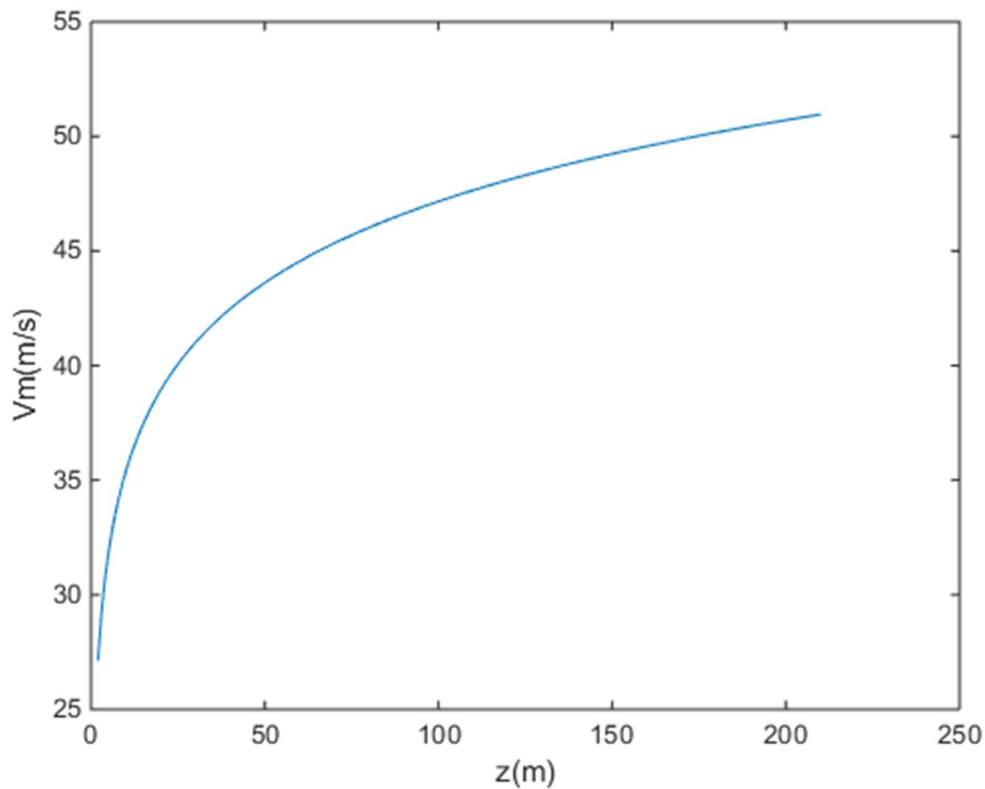
$$z_0 = 0.01$$

$$z_{min} = 2$$

$$c_r(z) = \begin{cases} k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), & z_{min} \leq z \leq 200m \\ c_r(z_{min}), & z < z_{min} \end{cases}$$

$$c_r(z) = 0.17 * \ln\left(\frac{85}{0.01}\right) = 1.538$$

$$V_d = 30.12 * 1 * 1.538 = 46.32 \frac{m}{s}$$



Figur 9-1: Middelvindhastighet som funksjon av høyde over havet

9.1.2 Turbulensintensitet

Standardavvik av momentanvindhastigheten er gitt av følgende formel, der k_l kan settes til 1:

$$\sigma_v = k_r * V_b * k_l$$

$$\sigma_v = 0.17 * 30.12 * 1 = 5.1204 \frac{m}{s}$$

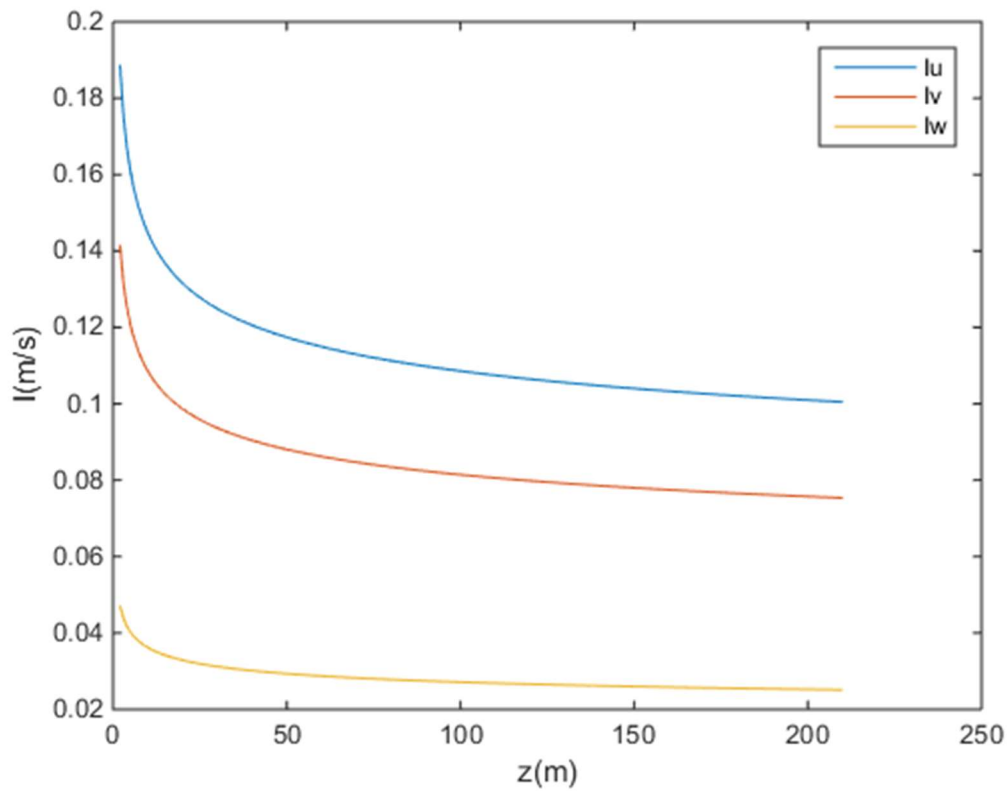
Videre blir turbulensintensiteten:

$$I_u(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)}$$

$$I_u(85) = \frac{5.1204}{46.32} = 0.11$$

$$I_v(85) = \frac{3I_u}{4} = \frac{3 * 0.11}{4} = 0.0825$$

$$I_w(85) = \frac{I_u}{4} = \frac{0.11}{4} = 0.0275$$



Figur 9-2: Turbulensintensitet som funksjon av høyde over havet

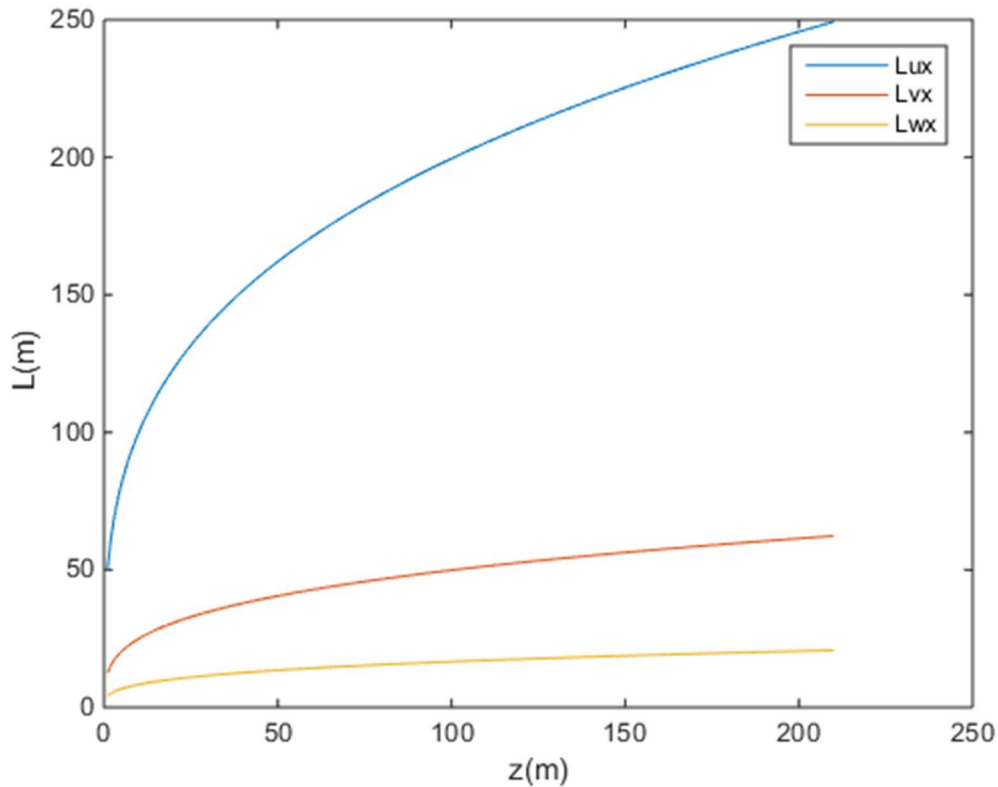
9.1.3 Integrale lengdeskalaer

$$L_{ux}(85) = L_1 \left(\frac{z}{z_1} \right)^{0.3}$$

$$L_{ux}(85) = 100 \left(\frac{85}{10} \right)^{0.3} = 190m$$

$$L_{vx}(85) = \frac{L_{ux}}{4} = \frac{190}{4} = 47.5m$$

$$L_{wx}(85) = \frac{L_{ux}}{12} = \frac{190}{12} = 15.83m$$



Figur 9-3: Integrale lengdeskalaer som funksjon av høyde over havet

9.2 Dempning

9.2.1 Aerodynamisk dempning

Den aerodynamiske dempningen er ivaretatt ved hjelp av dempningselementer (dashpots). Disse minner om fjærelementer, men har kraft/hastighet som input i stedet for kraft/avstand. Fra teorien har vi at:

$$C_{ae} = \frac{1}{2} \rho U^2 \begin{bmatrix} 2\overline{C_D}H & 0 & 0 \\ 0 & (C'_L B + \overline{C_D}H) & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{r}_x \\ \dot{r}_z \\ \dot{\theta} \end{bmatrix}$$

Brokasse

I horisontal retning:

$$p = \rho * U * C_D * H * L * r'_x$$

$$\frac{p}{r'_x} = \frac{\rho * U * C_D * H * L * r'_x}{r'_x} = \rho * U * C_D * H * L$$

$$\frac{p}{r'_x} = 1.25 * 46 * 0.8 * 3.6 * 20 = 3312 \frac{Ns}{m}$$

I vertikal retning:

$$\frac{p}{r'_y} = 0.5 * \rho * U * (C'_L * B + C_D * H) * L$$

$$\frac{p}{r'_y} = 0.5 * 1.25 * 46 * (4.2975 * 30 + 0.8 * 3.6) * 20 = 75788 \frac{Ns}{m}$$

Torsjon

$$\frac{p}{r'_m} = \frac{1}{2} \rho U C'_M * \frac{B}{4} * B^2 * L * RF$$

$$\frac{p}{r'_m} = \frac{1}{2} * 1.25 * 46 * 0.016 * \frac{180}{\pi} * \frac{30}{4} * 30^2 * 20 * 0.3 = 1067400 \frac{Ns}{m}$$

Hovedkabler

$$C_D = 0.82$$

$$\frac{p}{r'_x} = \rho * U * C_D * H * L * n$$

$$\frac{p}{r'_x} = 1.25 * 46 * 0.82 * 0.7 * 20 * 2 = 1320.2 \frac{Ns}{m}$$

Sum horisontal dempning:

$$1320.2 + 3312 = 4632.2 \frac{Ns}{m}$$

9.2.2 Beregning av vindkrefter i hengere

Formålet er å sjekke om det er forsvarlig å utelate hengerne fra analysen. Beregningene er gjort forenklet hvor en regner med vindkrefter ved toppen av hengerne, og i høyde med brokassen. Hengernes lengde er fra tabell 9-1.

$$F_{46} = 46^2 * 0.5 * 1.25 * 0.85 * 0.1 = 112.4 \frac{N}{m}$$

$$F_{tot_{46}} = 112.4 \frac{N}{m} * 16518 m = 1856.83 kN$$

$$F_{tot_{51}} = 51^2 * 0.5 * 1.25 * 0.85 * 0.1 * 16518 = 2282.4 kN$$

De følgende vindkrefter er tatt fra Matlab

Brokasse

14473155.8N

Kabler

6280616N

Tårn

20714166.5N

Beregning av hengernes prosentandel av totale vindkrefter

$$Totale vindkrefter_{46} = 14473 + 6280 + 20714 + 1856 = 43323 kN$$

$$Totale vindkrefter_{51} = 14473 + 6280 + 20714 + 2282 = 43749 kN$$

$$U_{46} = \frac{1856.83}{43323} = 4.28\%$$

$$U_{51} = \frac{2282.43}{43749} = 5.22\%$$

Den reelle verdien vil ligge på ca. 5%, og det blir derfor sett bort fra den.

9.3 Masser

For sjekk av dempningsforhold brukes total masse mellom tårnene.

Fra Multiconsults rapport (26) har vi følgende masser, som også modellen i denne oppgaven er basert på:

Tabell 9-1: Totale masser - landtårn

Komponent	Total lengde (m)	Total masse (kg)
Brokasse	4350	71916000
Hovedkabler	9210	21690000
Hengere	16518	929000
Flytetårn	-	15692000
TLP*2	-	260000000
Ellipse*2	-	800000000

For å få masse mellom landtårnene må hovedkabler og brokasse mellom landtårn og land trekkes fra. Ny tabell blir da:

Tabell 9-2: Total masse mellom landtårn

Komponent	Total lengde (m)	Total masse (kg)
Brokasse	3750	61996551
Hovedkabler	8456	1991429
Hengere	16518	929000
Flytetårn	-	15692000
TLP*2	-	260000000
Ellipse*2	-	800000000

Total masse mellom tårn med ellipse = 80608980 + 800000000 = 880608980kg

Total masse mellom tårn med TLP = 80608980 + 260000000 = 340608980kg

9.4 Krefter i kabler

9.4.1 Hovedkabler

I hovedkablene ligger aksialkreftene for begge fundamentkonsepter opp mot 195 000kN.

$$\frac{195 * 10^6}{0.3 * 1770 * 10^6} = 37\%$$

En enkel kapasitetsjekk uten sikkerhetsfaktorer viser at det er mye kapasitet igjen til andre laster og sikkerhetsfaktorer.

9.4.2 Hengere

Hengerne får krefter rundt 1700 kN.

$$\frac{1.7 * 10^6}{0.007 * 1570 * 10^6} = 15.5\%$$

Samme kapasitetssjekk som ved hovedkabler viser god restkapasitet også for hengerne.