

Audun Ruud
Vegard Øverås

Ikke-lineære seismiske analyser av plane, momentstive trerammer med duktile søyle-bjelke forbindelser

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Haris Stamatopoulos
Juni 2020

Audun Ruud
Vegard Øverås

Ikke-lineære seismiske analyser av plane, momentstive trerammer med duktille søyle-bjelke forbindelser

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Haris Stamatopoulos
Juni 2020

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden



Institutt for konstruksjonsteknikk

Fakultet for ingeniørvitenskap

NTNU – Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

TILGJENGELIGHET

Lukket

MASTEROPPGAVE 2020

FAGOMRÅDE: Trekonstruksjoner

DATO: 2. juni 2020

ANTALL SIDER: 192

TITTEL:

Ikke-lineære seismiske analyser av plane, momentstive trerammer med duktile søyle-bjelke forbindelser

Non-linear seismic analysis of planar moment resisting timber frames with ductile beam-to column connections

UTFØRT AV:

Audun Ruud

Vegard Øverås



SAMMENDRAG:

Denne masteroppgaven er en del av forskningsprosjektet Woodsol. Hensikten med oppgaven er å utvikle stålforbindelser til momentstive trerammer, som er duktile nok til å motstå jordskjelv. Oppgaven bygger videre på tidligere forskning og erfaringer innenfor forskningsprosjektet Woodsol, og er et bidrag til å fremme trekonstruksjoner blant andre velkjente konstruksjonsmetoder.

Arbeidsprosessen i oppgaven har i hovedsak to deler. Første del fokuserte på utvikling og design av ulike forbindelser med hensyn på deres duktilitetssegenskaper. Forbindelsene ble testet for monoton og syklisk nedbøying ved hjelp av analyseprogrammet Abaqus. Det ble tatt utgangspunkt i en momentstiv forbindelse designet av førsteamanuensis Haris Stamatopoulos og Ph.d. stipendiat Aivars Vilguts. Målet i første del var å optimalisere denne forbindelsen for å oppnå ønskede duktilitetssegenskaper. Optimaliseringen baserte seg på å redusere flensbredden til IPE-profilet i forbindelsen ved hjelp av en sirkulær uthaking i flensene. På denne måten kunne en konsentrere flyt i forbindelsen til flensene.

Fra Abaqus analysene fant vi at en reduksjon i flensbredde helt ned til en bredde på 30 mm ville være gunstig med hensyn på duktilitet. Videre fant vi også at å øke lengden på den delen som går i flyt ga økt duktilitet. Momentkapasiteten til forbindelsene kan til en viss grad kontrolleres ved å variere flensbredden i forbindelsene.

I andre del ble to utvalgte forbindelser fra Abaqus modellert i Woodsols rammesystem og undersøkt ved hjelp av ikke-lineære statiske analyser (pushover) og ikke-lineære dynamiske analyser (tidshistorie). Forbindelsene ble modellert i fire ulike rammer med travélengder på henholdsvis 8, 3 og 8 meter, med antall etasjer fra 4 til 10 etasjer. Det ble modellert to forbindelser i hvert knutepunkt for å oppnå tilstrekkelig stivhet og for å kunne koble sammen to dekkelementer på en søyle. Forbindelsene som ble brukt for 4 og 6 etasjer hadde en total rotasjonsstivhet på ca. 10 000 kNm/rad, og en lokal duktilitet på 9,5. For rammene med 8 og 10 etasjer ble det benyttet forbindelser med total rotasjonsstivhet på ca. 18 000 kNm/rad, og en lokal duktilitet på 6.

De globale analysene ble gjennomført i elementmetode-programmet SAP2000. Det ble benyttet to forskjellige lasttilfeller for hver ramme som representerer bolig- og næringsbygg. I tidshistorieanalysene ble det valgt ut 10 akselerogram fra jordskjelv i hele verden. Det er til slutt sett på sammenhengen mellom resultatene for pushover- og tidshistorieanalysene.

I resultatene presenteres resultater for rammens lokale- og globale duktilitet, med hensyn på pushover- og tidshistorieanalysene. Fra resultatene ser det ut til at ved å predimensjonere søyler og bjelker/dekker etter pushoverresultatene, kan man oppnå en q-faktor på ca. 4. For 4 og 6 etasjers rammer viste resultatene fra tidshistorieanalysene at en q-faktor på 4 kan oppnås ved en lokal duktilitet i forbindelsen på 7 eller høyere på sikker side. Rammer på 8 og 10 vil kunne oppnå en like høy q-faktor som 4 og 6 etasjer med forbindelser med lavere lokal duktilitet. Størst variasjon mellom resultatene fra pushover og tidshistorie er i verdiene for grunnkjær. Her er verdiene for tidshistorie en del høyere enn for pushover.

FAGLÆRER: Haris Stamatopoulos

VEILEDER(E): Haris Stamatopoulos

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Sammendrag

Denne masteroppgaven er en del av forskningsprosjektet Woodsol. Hensikten med oppgaven er å utvikle stålforbindelser til momentstive trerammer, som er duktile nok til å motstå jordskjelv. Oppgaven bygger videre på tidligere forskning og erfaringer innenfor forskningsprosjektet Woodsol, og er et bidrag til å fremme trekonstruksjoner blant andre velkjente konstruksjonsmetoder.

Arbeidsprosessen i oppgaven har i hovedsak to deler. Første del fokuserte på utvikling og design av ulike forbindelser med hensyn på deres duktilitetsegenskaper. Forbindelsene ble testet for monoton og syklisk nedbøying ved hjelp av analyseprogrammet Abaqus. Det ble tatt utgangspunkt i en momentstiv forbindelse designet av førsteamanuensis Haris Stamatopoulos og Ph.d. stipendiat Aivars Vilguts. Målet i første del var å optimalisere denne forbindelsen for å oppnå ønskede duktilitetsegenskaper. Optimaliseringen baserte seg på å redusere flensbredden til IPE-profilet i forbindelsen ved hjelp av en sirkulær uthaking i flensene. På denne måten kunne en konsentrere flyt i forbindelsen til flensene.

Fra Abaqus analysene fant vi at en reduksjon i flensbredde helt ned til en bredde på 30 mm ville være gunstig med hensyn på duktilitet. Videre fant vi også at å øke lengden på den delen som går i flyt ga økt duktilitet. Momentkapasiteten til forbindelsene kan til en viss grad kontrolleres ved å variere flensbredden i forbindelsene.

I andre del ble to utvalgte forbindelser fra Abaqus modellert i Woodsols rammesystem og undersøkt ved hjelp av ikke-lineære statiske analyser (pushover) og ikke-lineære dynamiske analyser (tidshistorie). Forbindelsene ble modellert i fire ulike rammer med travélengder på henholdsvis 8, 3 og 8 meter, med antall etasjer fra 4 til 10 etasjer. Det ble modellert to forbindelser i hvert knutepunkt for å oppnå tilstrekkelig stivhet og for å kunne koble sammen to dekkelementer på en søyle. Forbindelsene som ble brukt for 4 og 6 etasjer hadde en total rotasjonsstivhet på ca. 10 000 kNm/rad, og en lokal duktilitet på 9,5. For rammene med 8 og 10 etasjer ble det benyttet forbindelser med total rotasjonsstivhet på ca. 18 000 kNm/rad, og en lokal duktilitet på 6.

De globale analysene ble gjennomført i elementmetode-programmet SAP2000. Det ble benyttet to forskjellige lasttilfeller for hver ramme som representerer bolig- og næringsbygg. I tidshistorieanalysene ble det valgt ut 10 akselerogram fra jordskjelv i hele verden. Det er til slutt sett på sammenhengen mellom resultatene for pushover- og tidshistorieanalysene.

I resultatene presenteres resultater for rammenes lokale- og globale duktilitet, med hensyn på pushover- og tidshistorieanalysene. Fra resultatene ser det ut til at ved å predimensjonere søyler og bjelker/dekker etter pushoverresultatene, kan man oppnå en q-faktor på ca. 4. For 4 og 6 etasjers rammer viste resultatene fra tidshistorieanalysene at en q-faktor på 4 kan oppnås ved en lokal duktilitet i forbindelsen på 7 eller høyere på sikker side. Rammer på 8 og 10 vil kunne oppnå en like høy q-faktor som 4 og 6 etasjer med forbindelser med lavere lokal duktilitet. Størst variasjon mellom resultatene fra pushover og tidshistorie er i verdiene for grunnskjær. Her er verdiene for tidshistorie en del høyere enn for pushover.

Abstract

This master thesis is a part of the ongoing research project Woodsol, financed by the Norwegian Research Council. The main goal of this thesis is to develop ductile, moment-resisting steel connections for use in moment-resisting timber frames.

A significant part of this thesis focused on the development of different designs for a ductile moment-resisting connection. We used a model developed by associate professor Haris Stamatopoulos and Ph.D. candidate Aivars Vilguts as a starting point. In our work, we optimized this design towards improved ductility properties. We focused on concentrating the yield in the connections to the flanges. The width of the flanges was reduced by removing parts of the flanges in a circular cut on each side of flange. Different widths of the cut were analysed. It was found that the required ductility properties were obtained with a remaining flange width of 30 mm. This reduced flange width concentrated the yield to the flanges and increased the ductility properties.

Furthermore, we found that by increasing the length of the yielding member, we increased the ductility in the connections. We were also able to control the moment capacity of the connection by varying the thickness of the flanges. The connections were analysed with monotonic and cyclic deformation analysis in Abaqus.

After the initial screening, we further investigated two connections with non-linear static analysis (pushover) and non-linear dynamic (time history) analysis. These connections were modelled in a 2D frame with bay lengths 8, 3, and 8 meters for frames with 4, 6, 8, and 10 stories, respectively. Two connections were modelled for each connection point. This also made it possible to connect two-deck elements on the same column. The connection used for 4 and 6 stories reached a maximal rotational stiffness of approximately 10000 kNm/rad, and a local ductility of 9.5 before failure. The connections used for 8 and 10 stories reached a rotational stiffness of approximately 18000 kNm/rad, and a local ductility of 6.

The non-linear analysis was carried out in the FEA-software SAP2000. All frames were analysed with two pre-defined load combinations, light and heavy, referring to residential (light) and commercial (heavy) buildings, respectively. These pre-defined loads were used as starting points for the non-linear load analysis. We could then investigate the impact on the frame's ductility properties of these two initial loads.

The time history analysis was based on ten earthquakes from different places in the world. The difference between the pushover and time history analysis was discussed and found that the most significant difference between pushover- and the time history analysis were in the base shear, where the time history results were larger than pushover.

From the pushover- and time history analysis of the local and global ductility properties we found that pushover analysis can be used to pre-dimension frames up to a q-factor of approximately 4. From the time history it is shown that this demand a local ductility of 7 in the frames to be used to be on the safe side. The connections used in the frames with 4 and 6 stories fulfilled this demand. The connections for the 8 and 10 story frames did not fulfil this demand. The time history analysis showed however that the higher frames in some cases could be used for the same q-factor as the lower frames with a connection with lower local ductility.

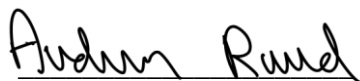
Forord

Denne masteroppgaven er skrevet som en avsluttende del av studiet Bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven er skrevet ved Institutt for konstruksjonsteknikk over en periode på 20 uker fra januar til juni 2020, og har en vekt på 30 studiepoeng for hver student. Oppgaven er en del av forskningsprosjektet «*Woodsol – Wood frame solutions for free space design in urban buildings*».

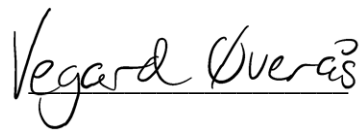
Vi vil rette en stor takk til førsteamanuensis Haris Stamatopoulos, for god faglig veiledning under gjennomføringen av oppgaven. Vi vil også takke Aivars Vilguts for hjelp med utforming og modellering av forbindelsene i Abaqus.

Takk til COVID-19 som gjorde halvåret ekstra spennende.

Trondheim, tirsdag 2. juni 2020



Audun Ruud



Vegard Øverås

Innholdsfortegnelse

Sammendrag	iii
Abstract	v
Forord.....	vii
Innholdsfortegnelse.....	ix
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.1.1 Woodsols rammesystem	1
1.1.2 «A conceptual study of glulam connection using threaded rods and connecting circular steel profiles» - Nordal og Lied	3
1.1.3 «Konseptstudie av trebaserte komposittdykker med mulighet for innspenning til limtresøyler» - Bjørge og Kristoffersen	3
1.1.4 «Momentstive rammer i tre under seismisk påverknad» - Hulbak	4
1.1.5 «Seismiske eigenskapar og duktilitetskrav til plane fleir-etasje momentstive trerammer» - Hulbak	4
1.1.6 Konsept for forbindelse.....	4
1.1.7 «Experimental testing and numerical modelling of a heavy timber moment-resisting fram with ductile steel links»	7
1.2 Mål med oppgaven	8
1.3 Avgrensninger	8
2 Teori.....	9
2.1 Duktilitet og energidissipasjon.....	9
2.2 Generelt om forbindelser.....	9
2.3 Stålets arbeidskurve.....	10
2.4 Dynamikk	11
2.4.1 Bevegelseslikningen	11
2.4.2 Fri svingning	12
2.4.3 Demping.....	14
2.4.4 Newmark integrasjon	15
2.5 Jordskjelv	16
2.5.1 Måling av jordskjelv	16
2.5.2 Dimensjonering for jordskjelv	19
2.6 Eurokode 5	20
2.6.1 Materialparametere	20

2.6.2	Kapasitetskontroller	20
2.7	Eurokode 8	20
2.7.1	Analysemetoder	20
2.7.2	Krav til forbindelse	22
2.8	Parametere for vurdering av duktilitetsegenskaper	23
2.8.1	Definisjon av lokale parametere	23
2.8.2	Definisjon av global duktilitet	25
3	Modellering.....	27
3.1	Ikke-lineære analyser	27
3.2	Modellering av forbindelse i Abaqus	27
3.2.1	Oppbygning.....	28
3.2.2	Materialeegenskaper	29
3.2.3	Vinkel på gjengestag.....	33
3.2.4	E-modul gjengestag	33
3.2.5	Sammenkobling	35
3.2.6	Elementinndeling	35
3.3	Fremgangsmåte for analyse i Abaqus	36
3.4	Analyse av forbindelsene i Abaqus	38
3.4.1	Testing av modeller.....	38
3.4.2	Første analyse.....	38
3.4.3	Andre analyse.....	39
3.4.4	Tredje analyse	42
3.5	Resultatuthenting fra Abaqus	43
3.5.1	Data fra Abaqus	43
3.5.2	Backbone kurve	45
3.6	Modellering av ramme i SAP2000.....	46
3.6.1	Forbindelse mellom søyle og bjelke	47
3.6.2	Søyler og bjelker	47
3.6.3	Egen- og nyttelast	49
3.6.4	De forskjellige rammene.....	50
3.7	Pushoveranalyse i SAP2000.....	50
3.8	Modal analyse i SAP2000	50
3.9	Tidshistorieanalyse i SAP2000	52

3.10	Behandling av resultater fra SAP2000	53
3.10.1	Krav til ramme	53
3.10.2	Kapasitetskontroll, søyler	53
3.10.3	Kapasitetskontroll, dekker	53
4	Resultater og diskusjon	55
4.1	Resultater for analyse av forbindelse i Abaqus	55
4.1.1	Resultat fra første analyse	55
4.1.2	Resultat fra andre analyse	57
4.1.3	Syklisk analyse av forbindelser fra andre analyse	59
4.1.4	Knekkingskontroll.....	62
4.1.5	Forbindelser fra andre analyse inkludert stivhet i gjengestag.....	63
4.1.6	Oppsummering av andre analyse	64
4.1.7	Resultat fra tredje analyse	65
4.1.8	Sammenstilling av resultater for forbindelse	66
4.2	Pushover	67
4.3	Modal analyse	74
4.4	Tidshistorie.....	75
4.5	Sammenligning pushover og tidshistorie	84
4.6	Feilkilder	91
4.6.1	Feilkilder ved modellering i Abaqus.....	91
4.6.2	Feilkilder ved pushoveranalyse.....	91
4.6.3	Feilkilder ved tidshistorieanalyse	92
4.7	Oppsummering	93
5	Konklusjon og videre arbeid	95
5.1	Konklusjon	95
5.1.1	Hovedresultater	96
5.2	Videre arbeid	96
6	Referanseliste	99
7	Vedlegg	103
Vedlegg A	Kapasitetsberegning, søyler og bjelker	
Vedlegg B	Beregning K_{ax} og E-moduler for gjengestag	
Vedlegg C	Link-oppførsel SAP2000	
Vedlegg D	Akselerogram og responspektrum	

- Vedlegg E Resultater fra syklisk analyse
- Vedlegg F Resultater pushoveranalyse
- Vedlegg G Resultater tidshistorieanalyse
- Vedlegg H Resultater Samlet Tidshistorie- og pushover analyse

1 Innledning

Denne oppgaven er en del av forskningsprosjektet *Wood frame solutions for free space design in urban buildings* (Woodsol) som fokuserer på å finne konkurransedyktige og miljøvennlige løsninger for momentstive rammer i høye trehus [1].

Norges Teknisk-Vitenskapelige Universitet ble tildelt 30,6 millioner kr av forskningsrådet for prosjektet Woodsol med prosjektperiode fra 2015-2021. Bakgrunnen for dette er at det er et behov for å modernisere måten vi benytter tre i bybebyggelse. Woodsol støtter også opp under bruken av mer miljøvennlige byggematerialer. Prosjektet skal utvikle løsninger for rammer i tre med momentstive sammenføyninger. Hovedfokuset er på by-bygg med 5 til 10 etasjer. «Løsningene skal muliggjøre åpen og fleksibel arkitektur, med store åpninger i vegger og uten tett plasserte søyler eller bærevegger» [2].

Utfordringen med store åpne rom og høye etasjer er at det blir krevende å benytte tradisjonell avstivning for å opprettholde stivheten til bygget. Målet med å utvikle momentstive rammer er at rammene skal kunne bidra til en større del av avstivningen i bygget. På denne måten kan behovet for tradisjonell avstivning reduseres. For å oppnå dette er det viktig å utvikle momentstive forbindelser og et rammesystem som kan oppnå tilstrekkelig stivhet.

Woodsols mål er å benytte stive forbindelser til å utvikle et rammesystem for trebygninger opptil 8 – 10 etasjer med hensyn på følgende egenskaper [3]:

- Åpen og fleksibel arkitektur
- Prefabrikkerte løsninger
- Effektiv og enkel montasje på byggeplass
- Et konkurransedyktig system med hensyn på økonomi
- Miljøvennlig

1.1 Bakgrunn

Oppgaven tar utgangspunkt i tidligere masteroppgaver og annen forskning som er gjennomført gjennom Woodsol prosjektet. Det er også hentet inspirasjon fra annen forskning som er utført med hensyn på momentstive duktile forbindelser.

1.1.1 Woodsols rammesystem

Rammesystemet i forskningsprosjektet Woodsol tar utgangspunkt i momentstive rammer med gjennomgående søyler i hele rammens høyde. For å overføre kreftene mellom søyle og bjelke benyttes det momentstive forbindelser slik at stivheten til bygget kan opprettholdes ved å fordele de horisontale kreftene inn i dekket og de vertikale kreftene til søylene og ned i grunnen. Prosjektet har i tillegg til å utvikle momentstive forbindelser også utviklet egne dekkelementer som skal benyttes til å spenne mellom søylene. Disse dekkelementene konstrueres med en bredde på 2,4 m og er et komposittelement med Kerto-Q i topp og bunnflens, med limtrebjelker som steg.



Figur 1.1 Woodsols rammesystem med gjennomgående søyler og dekkeelementer som spenner fritt mellom søylene [4]. Til venstre på figuren illustreres hvordan en skal oppnå åpne rom og mye lysinnslipp i bygninger der Woodsols rammesystem benyttes.

Figur 1.1 viser det tenkte rammesystemet til Woodsol hvor dekkeelementene spenner mellom fire søyler. I figuren vises dekkeelementene med 2,4 m bredde som forbindes til søylene i hvert hjørne av elementet. Søylene utformes slik at det kan festes to forbindelser til hver søyle, på denne måten kan to dekkeelementer festes til den samme søylen, slik at en oppnår en senteravstand mellom søylene på 2,4 m.

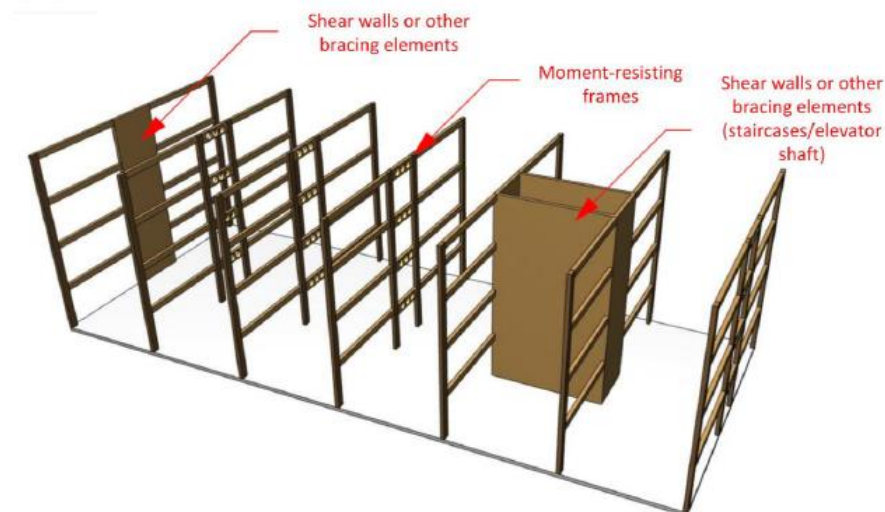


Figure 2: Example of lateral load-carrying system consisting of moment-resisting frames and walls

Figur 1.2 Woodsol rammesystem med momentstive rammer med senteravstand 2,4 m. Figuren viser de momentstive rammene og deres avstivende funksjon i en retning og heissjakt/ trappesjakt som avstivende element i motsatt retning.

Figur 1.2 viser grunnprinsippet i Woodsols rammesystem. Her ser en at de momentstive rammene med skjærvegger i noen av rammene skal gi tilstrekkelig stivhet i en retning. Samtidig antas det at en heis-/ trappesjakt kan stive av bygningen i motsatt retning. Bjelkene som er skissert mellom søylene i de momentstive rammene vil i realiteten være dekkelementer som spenner mellom hver søyle som i Figur 1.1. Ved å betrakte en av de momentstive rammene i Figur 1.2 ser en at det er tenkt å benytte fire søyler med en bjelke mellom hver søyle. Dette gir en travélengde på henholdsvis 8, 3 og 8 m for de momentstive rammene i planet.

Forbindelsene som blir benyttet i dette rammesystemet skal være momentstive. Dette innebærer at de bør oppnå en relativt høy rotasjonsstivhet. Tidligere erfaringer fra prosjektet viser at i en 10 etasjers ramme med etasjehøyde 3 m må rotasjonsstivheten være minimum 10000 kNm/rad for å innfri et utbøyingskrav på $H/300$ [4].

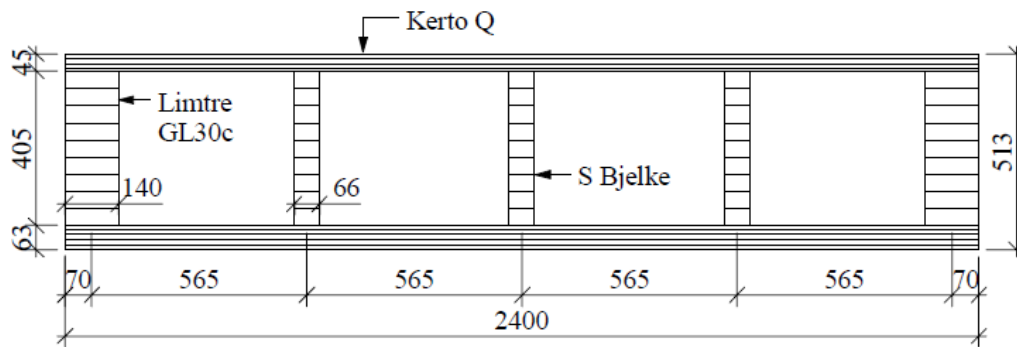
En utfordring ved utviklingen av momentstive forbindelser er at unøyaktigheter og forskyvninger lokalt i forbindelsen kan oppstå. Dette gjør at den initielle stivheten til forbindelsen reduseres vesentlig. I Woodsols forbindelser tas det derfor utgangspunkt i forbindelser som forankres ved hjelp av gjengestag som skrues inn i forborede hull i bjelke/søyle. Ved å benytte gjengestag som skrues inn i trevirket, med en gjenget del som forankrer forbindelsen til søyle/bjelke ved hjelp av mutter og skive, unngås en eventuell forskyvning når forbindelsen påkjennes. Dette gjør at slike gjengestag er svært gunstige for bruk i momentstive forbindelser [3].

1.1.2 «A conceptual study of glulam connection using threaded rods and connecting circular steel profiles» - Nordal og Lied

Kjersti Ingeborg Nordal og Kristine Størmer Lied undersøkte i 2016 hvordan en momentstiv forbindelse mellom bjelke og søyle i limtre kan designes og ulike parametere som påvirket forbindelsens stivhet. Deres forbindelse ble forankret til bjelke og søyle ved hjelp av gjengestag. I deres oppgave oppnådde de et moment mellom 80-130 kNm og en rotasjonsstivhet på mellom 6500-9000 kNm/rad [5].

1.1.3 «Konseptstudie av trebaserte komposittdykker med mulighet for innspenning til limtresøyler» - Bjørge og Kristoffersen

Bjørge og Kristoffersen skrev i 2017 en masteroppgave for Woodsol hvor de undersøkte hvordan trebaserte komposittdykker kunne benyttes i rammekonstruksjoner av tre, ved hjelp av numeriske analyser og laboratorieforsøk. Etter å ha utviklet og testet ulike modeller analytisk kom de frem til et foretrukket dekkeelement som de testet i laboratoriet. Deres element hadde en oppbygning som vist i Figur 1.3, med en topp- og bunnflens av Kerto-Q og steg i limtre.



Figur 1.3 Komposittdekke med Kerto-Q i flenser og limtre i steg [6].

1.1.4 «Momentstive rammer i tre under seismisk påverknad» - Hulbak

Ole Sollien Hulbak skrev i 2018 en prosjektoppgave for forskningsprosjektet Woodsol. Her undersøkte han Woodsols rammesystem med tre ulike etasjehøyder 6, 8 og 10 etasjer. Rammene ble undersøkt med tanke på hvilke innvirkning rotasjonsstivheten til forbindelsene hadde på systemet og hvordan rammene sto imot påkjenninger fra vind og jordskjelv. Han fant at å øke fra 5000 kNm/rad til 10000 kNm/rad i rotasjonsstivhet i forbindelsene hadde en påvirkning på systemets periode med ca. 20 %. En økning fra 10000 kNm/rad til 15000 kNm/rad ville kun ha en innvirkning på ca. 6 %. Han fant også at jordskjelv i bruddgrensetilstand ikke ville være dimensjonerende for rammesystemet i Norge [7].

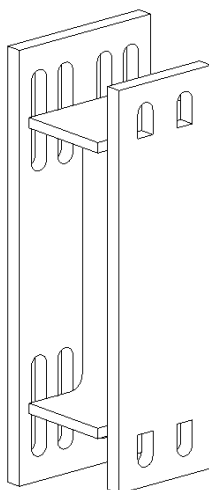
1.1.5 «Seismiske eigenskapar og duktilitetskrav til plane fleir-etasje momentstive trerammer» - Hulbak

Ole Sollien Hulbak skrev i 2019 en masteroppgave for Woodsol med ovenstående tittel. Denne oppgaven fokuserte på egenskapene til momentstive rammer ved belastning fra jordskjelv. Den så også på hvilke duktilitetskrav som forbindelsene måtte oppfylle for å innfri ulike krav med hensyn på q-faktor og overstyrke.

Han så på de momentstive rammene i et globalt perspektiv og gjorde antakelser for rotasjonsstivheten til forbindelsene. Hulbak gjennomførte tidshistorie- og pushoveranalyser for å teste sine modeller og kontrollere deres duktilitetsegenskaper. Basert på disse beregningene fant han en lokal og en global duktilitetsfaktor. Han fant at en forbindelse med et flytemoment på ca. 100 kNm ville gi en god duktilitet. Hans resultater viste også at en forbindelse med herdet og duktil oppførsel var godt egnet for å oppta jordskjelvkrefter [8].

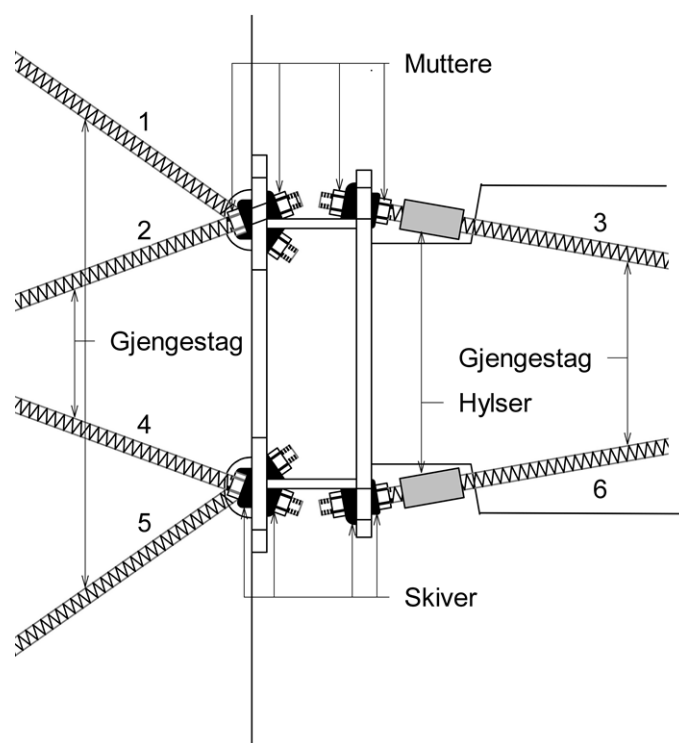
1.1.6 Konsept for forbindelse

Førsteamanuensis Haris Stamatopoulos og Ph.d. Stipendiat Aivars Vilguts har utviklet et konsept for en momentstiv forbindelse basert på tidligere forskning i Woodsol prosjektet.



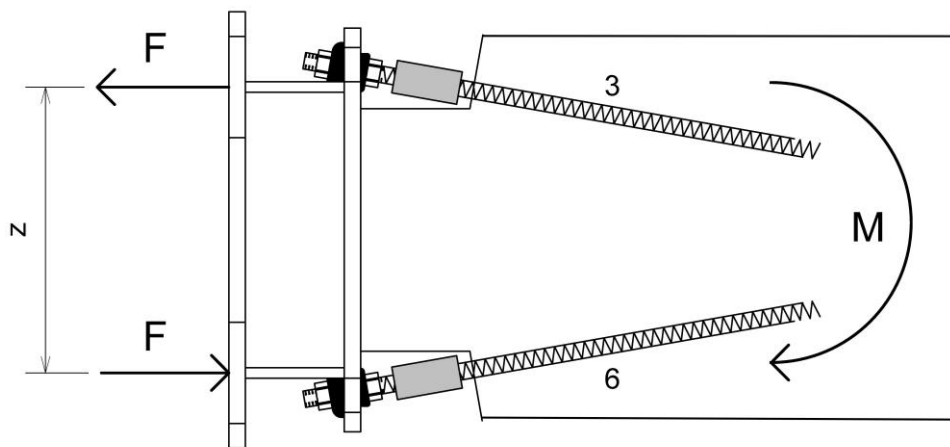
Figur 1.4 Skisse av original forbindelse etter Stamatopoulos og Vilguts sitt design [9].

Figur 1.4 viser originalforbindelsen etter Stamatopoulos og Vilguts sitt design. For at forbindelsen skal være byggbar er det tenkt at søyler prefabrikeres med disse forbindelsene montert slik at forbindelsen kun trenger å forankres til dekkeelementene når de kommer på byggeplassen. I likhet med de andre forbindelsene i Woodsol prosjektet skal også denne forbindelsen forankres med gjengestag til søyle og dekkeelement. En figur med innfestingsdetaljer for forbindelsene i et plan er vist i Figur 1.5, hver forbindelse vil ha to slike plan.



Figur 1.5 Skisse av tenkt forbindelse med gjengestag, skiver, hylser og muttere. Det benyttes skiver og muttere på begge sider av endeplatene, samt uthaking i treverket slik at krefter overføres kun i gjengestag.

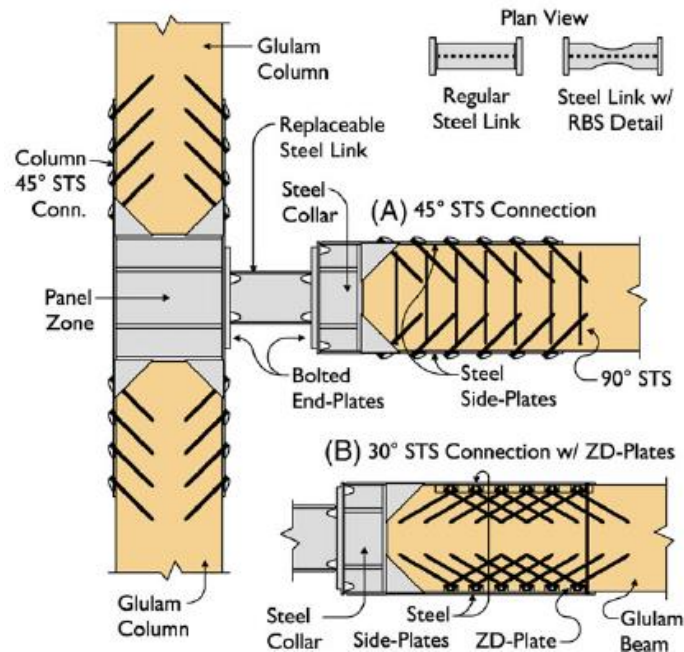
For å forankre gjengestagene i dekkeelementet til forbindelsen, er det utviklet egne hylser med innvendige gjenger. Hylsene gjør at en kan prefabrikkere bjelken med ferdig forankrede gjengestag før bjelken leveres på byggeplass. Ved montering festes hylsene til gjengestagene i bjelken. For å forankre bjelken til forbindelsen skrues et gjengestag mellom hylsen og forbindelsen. Det benyttes skiver og muttere på hver side av endeplatene. Dette gjør at forbindelsen låses fast slik at små forskyvninger mellom gjengestagene og forbindelsen unngås. Ved å benytte skiver og muttere på hver side av forbindelsen fordeles kreftene fra bjelke/søyle til forbindelsen gjennom gjengestagene. Dette gjør også at kreftene som videreføres til bjelke/søyle gjennom gjengestagene, fordeles over deres inntrengningsdybde. På denne måten unngår en å belaste trevirke vinkelrett på fiberretning i kontakt med forbindelsen, noe som er en stor svakhet i trevirke. Ved å fordele kreftene gjennom gjengestagene vil en få de samme egenskapene i både trykk og strekk forutsatt at gjengestagene ikke er utsatt for knekking. Dette gjør at forbindelsen vil oppføre seg likt uavhengig av om lasten som påføres går i positiv eller negativ retning. En skisse av hvordan et moment i bjelken fordeler seg gjennom gjengestagene og inn i forbindelsen er vist i Figur 1.6.



Figur 1.6 Prinsipp for lastfordeling i forbindelse som følge av et moment i bjelken. Forbindelsen er festet med muttere på begge sider av endeplatene slik at momentet fra bjelken kan tas opp i begge retninger. Kraftene fra momentet fordeler seg i de to flensene i IPE-profilet.

1.1.7 «Experimental testing and numerical modelling of a heavy timber moment-resisting fram with ductile steel links»

Denne forskningsartikkelen omhandler utviklingen og testing av en duktil momentstiv forbindelse i en momentstiv treramme. Artikkelen tar utgangspunkt i forbindelser som forankres til bjelke og søyle ved hjelp av selvborende skruer. Forbindelsene undersøkes lokalt i laboratorium og globalt i et system ved hjelp av tidshistorieanalyse.



Figur 1.7 Forbindelsen som ble utviklet og testet med hensyn på duktilitetsegenskaper ved hjelp av eksperimentelle forsøk og tidshistorieanalyse i nevnte forskningsartikkel [10].

Figur 1.7 viser hvordan deres forbindelse ble utformet og hvordan de reduserte flensbredden i topp og bunnflens for å vurdere hvordan dette påvirket duktiliteten til forbindelsen. Deres analytiske resultater viste at å modellere en momentstiv ramme i tre med en slik forbindelse ville gi liknende resultater som et vanlig rammesystem i stål.

1.2 Mål med oppgaven

Målet med oppgaven er å utvikle konsepter for momentstive og duktile forbindelser i stål for bruk i Woodsols rammesystem. Selv om Hulbak fant at jordskjelv ikke ville være dimensjonerende for rammesystemet i Norge, er det interessant å vurdere hvordan systemet vil oppføre seg med duktile forbindelser for bruk i land som er mer utsatt for jordskjelv.

For å vurdere de ulike forbindelsenes egenskaper undersøkes de ved hjelp av lokale og globale analyser. Studiet vil være todelt. I første del analyseres de ulike forbindelsene ved hjelp av analyseprogrammet Abaqus, hvor forbindelsenes lokale egenskaper undersøkes. Forbindelsen det tas utgangspunkt i ved utvikling av de ulike modellene er Vilguts design som beskrevet i 1.1.6. I andre del modelleres rammene i Woodsols rammesystem med utvalgte forbindelser fra første del av oppgaven. I denne delen undersøkes både rammens egenskaper og forbindelsenes egenskaper ved hjelp av pushover- og tidshistorieanalyse. Analysene i andre del gjennomføres i analyseprogrammet SAP2000. De globale analysene vil ta utgangspunkt i 2D-rammer med henholdsvis 4, 6, 8 og 10 etasjer med en etasjehøyde på 3,5 m.

For å vurdere forbindelsenes lokale og rammens globale duktilitetsegenskaper, undersøkes egenskapene opp mot faktorer som grunnskjær, overstyrke- og q-faktor. Rammene undersøkes også for utnyttelsesgrad for å vurdere når rammesystemet vil gå til brudd.

1.3 Avgrensninger

Siden masteroppgaven har et begrenset tidsperspektiv har det vært nødvendig å gjøre noen avgrensninger i oppgaven. Dette gjør at det kun er tatt høyde for ulykkesgrensetilstand ved dimensjonering av rammene. Det er også valgt, på grunn av usikkerheten rundt stålmateriallets oppførsel etter 20 % tøyning, å definere bruddtøyningen i forbindelsene til 20 % tøyning.

Ved modellering av forbindelsene er det ikke tatt høyde for en eventuell reduksjon i stivhet som følge av hylsene som skal benyttes for å overføre krefter mellom forbindelsen og bjelken. Det er antatt at stivheten vil være den samme som gjengestagene som forbinder bjelken og forbindelsen sammen.

2 Teori

I dette kapittelet beskrives teori og relevante definisjoner som er viktige for oppgaven.

2.1 Duktilitet og energidissipasjon

To sentrale begreper som er vesentlige i oppgaven er duktilitet og energidissipasjon.

«Duktilitet er et uttrykk for materialets evne til å la seg deformere plastisk. Duktilitet kan settes i sammenheng med materialets formbarhet eller evne til å gjennomgå plastisk deformasjon (varig formendring) uten at brudd opptrer.» [11].

Når et materiale deformeres plastisk vil det oppstå en energidissipasjon som gjør at materialet ikke lenger kan gå tilbake til sin opprinnelige form. Som følge av denne plastiske deformasjonen og varige formendringen har systemet tapt energi.

Det er dette tapet av energi, når et materiale deformerer seg plastisk, som gjør at kreftene i øvrige konstruksjonselementer ikke øker i samme grad. Dette skjer fordi forbindelsene absorberer deler av den økte energien som påføres i systemet. I vår oppgave vil dette tapet av energi oppstå i forbindelsene mellom bjelke (dekke) og søyle.

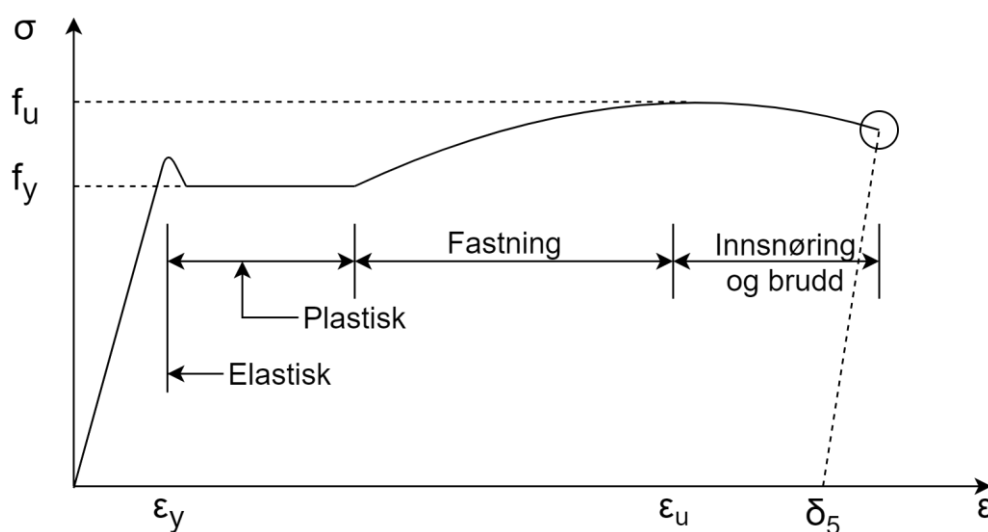
2.2 Generelt om forbindelser

Ifølge limtreboka er forbindelsene i trekonstruksjoner ofte det svake punktet, og må tas i betraktning ved utregning av en konstruksjons bæreevne [12]. Det finnes flere ulike utforminger på forbindelser i trekonstruksjoner der ulike egenskaper blir utnyttet. Forbindelsenes kapasitet og duktilitet er viktige parametere som avgjør hvordan konstruksjoner responderer på laster, og i hvilken grad man kan se at konstruksjonen er overbelastet. Ved dimensjonering for jordskjelv ønsker man i større grad å ha duktile forbindelser slik at noe av kreftene blir tatt opp i forbindelsene ved hjelp av dissipasjon. Dette gjør at konstruksjonen kan oppta større krefter før et brudd oppstår. Ved å ha en duktil forbindelse vil en også kunne se deformasjoner før et brudd oppstår, i motsetning til i en sprø forbindelse.

For stålkonstruksjoner er det forventet at hele rammen har en viss duktilitet og ved et eventuelt jordskjelv vil det oppstå energidissipasjon i flere komponenter i rammen. Tre regnes som et sprøtt materiale og det antas derfor heller ingen plastisk oppførsel av bjelker og søyler i en trekonstruksjon. For å oppnå tilstrekkelig fleksibilitet i en trekonstruksjon må derfor delene hvor det befinner seg stålkomponenter kunne absorbere energi og stå for en viss energidissipasjon. Denne dissipasjonen må da oppstå i forbindelsene, og forbindelsene må dermed innfri visse krav til duktilitet [13]. Disse egenskapene må være tilfredsstillende nok til at rammen som helhet kan klassifiseres med de ønskede duktilitetsegenskapene. Dette er videre beskrevet i Kapittel 2.7.2.

Andre faktorer som det må tas høyde for ved design av momentstive forbindelser er byggbarheten og kostnad. Med byggbarhet menes hvor krevende det vil være å prefabrikere en slik forbindelse og deretter montere den på byggeplass. Dersom forbindelsen er for tidkrevende å montere vil det være vanskelig å få den ut i markedet. En annen faktor er kostnaden for å implementere forbindelsene. Dersom forbindelsene blir vesentlig dyrere enn allerede gjennomprøvde forbindelser i trekonstruksjoner kan det være vanskelig å overbevise byggherren/entreprenøren til å benytte et slikt system. Oppgaven tar utgangspunkt i et allerede gjennomtenkt design med tanke på byggbarhet og det vil derfor ikke bli sett på byggbarheten av forbindelsen.

2.3 Stålets arbeidskurve



Figur 2.1 «Arbeidskurve og definisjon av materialparametre»[14].

Figur 2.1 illustrerer stålmaterialets oppførsel med utgangspunkt i påkjenningen (spenningen) og deformasjonen (tøyningen) i materialet. Figuren illustrerer fire forskjellige områder et materiale går igjennom fra null belastning og frem til brudd; elastisk, plastisk, fastning og innsnøring. Det siste området er krevende å modellere fordi det innebærer kjennskap til når materialet vil gå til brudd. Dette er et område med lite tilgjengelig data, og er derfor vanskelig å fastslå. Det er derfor valgt å kun modellere de 3 første områdene av kurven i denne oppgaven. Dette innebærer at analysen avsluttes når tøyningen når den ultimate tøyningen ϵ_u i henhold til Figur 2.1. Denne tøyningen oppnås etter at materialet har gått gjennom elastisk, plastisk og fastningsområdet.

I det elastiske området øker spenningen lineært som funksjon av tøyningen til materialet, fra ingen påkjenning og opp til flytespenningen til materialet. I det elastiske området vil deformasjonen av materialet være reversibel og forbindelsen vil gå tilbake til sin opprinnelige form [15].

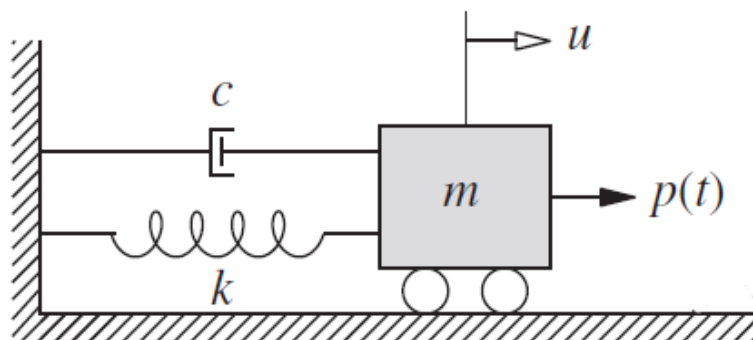
Når deformasjonen i materialet blir tilstrekkelig høy begynner materialet å deformeres plastisk. I det plastiske området er spenningen stabil selv om deformasjonen øker. Fastningsområdet kommer etter det plastiske området. Her øker spenningen som funksjon av deformasjon, men ikke lineært slik som i det elastiske området. Deformasjonen som oppstår i det plastiske området er normalt ikke reversibel og det vil bli en varig deformasjon som følge av denne påkjenningen [15]. Det er i det plastiske område og i fastningsområdet at den tidligere nevnte energidissipasjonen oppstår. Fastningsområdet diskuteres ytterligere i Kapittel 3.2.2.

2.4 Dynamikk

Forbindelsene skal etter lokale analyser og en pushoveranalyse testes for jordskjelvkrefter. Disse kreftene overføres til et bygg som følge av at grunnen kommer i svingninger og massen til konstruksjonen settes i bevegelse [16]. I dette kapitlet presenteres den mest vesentlige teorien som ligger til grunn for å kunne gjennomføre dynamiske undersøkelser av en konstruksjon ved hjelp av modal og tidshistorieanalyse.

2.4.1 Bevegelseslikningen

Bevegelseslikningen er grunnlaget for beregning av de dynamiske kreftene i et system. Figur 2.2 viser et enkelt system med en frihetsgrad med de grunnleggende egenskapene som er å finne i et slikt system.



Figur 2.2 System med en frihetsgrad [17].

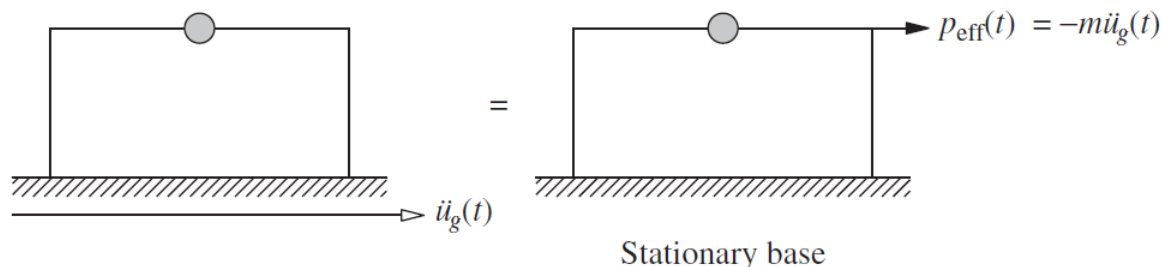
I figuren har vi følgende definisjoner:

- m Systemets masse
- k Systemets stivhet
- c Systemets demping
- u Systemets forskyvning
- $p(t)$ Påført last

Fra Figur 2.2 kan en hente ut bevegelseslikningen for systemet som vist i Likn (2.1):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.1)$$

Ved å påføre et system en grunnakselerasjon $\ddot{u}_g(t)$ som vist i Figur 2.3 vil en få en bevegelseslikning som vist i Likn. (2.4). Grunnakselerasjonen setter massen til systemet i bevegelse og får konstruksjonen til å svinge. Kraften, vist som p_{eff} i Figur 2.3 er kraften som oppstår når et jordskjelv setter en konstruksjon i bevegelse.



Figur 2.3 System med påført grunnakselerasjon og tilhørende kraft [17].

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.2)$$

Ved å dividere med massen, m , vil en få følgende likning:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.3)$$

Hvor følgende enheter blir introdusert:

- ξ Dempingsforholdet til systemet

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} = \frac{c}{c_{kr}} \quad (2.4)$$

- ω_n Systemets naturlige vinkelfrekvens

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.5)$$

En annen dynamisk parameter som vil bli viktig ved modelleringen, og som er i direkte sammenheng med systemets naturlige frekvens er systemets naturlige periode (T_n). Den naturlige perioden beskriver tiden det tar systemet å svinge en svingning. Systemets periode beregnes som vist i Likn. (2.6).

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (2.6)$$

2.4.2 Fri svingning

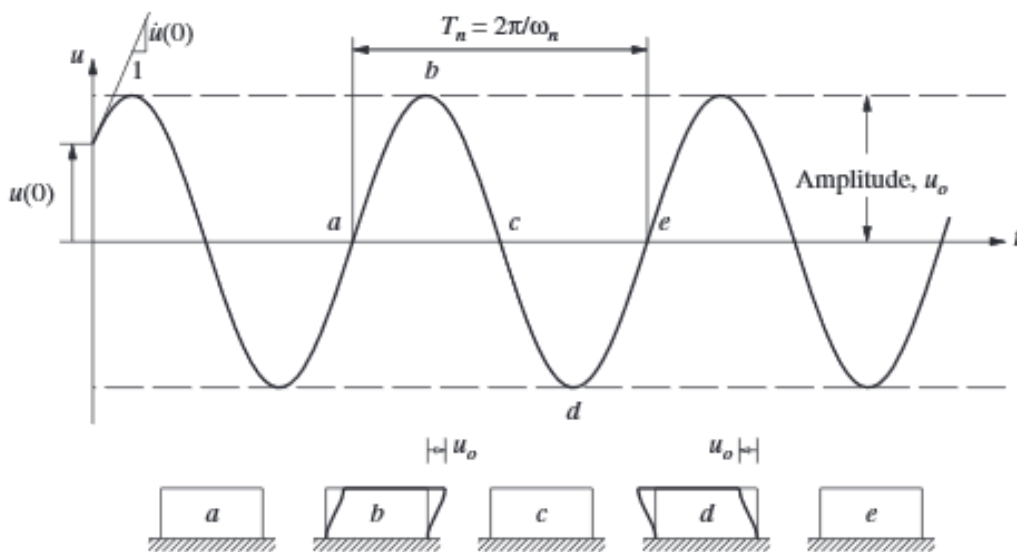
For å finne systemets naturlige vinkelfrekvens og naturlige periode kan en vurdere systemets oppførsel uten ytre lastpåkjenning og demping. Bevegelseslikningen er dermed definert som vist i Likn. (2.7).

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (2.7)$$

I dette tilfellet er det kun systemets masse og stivhet som påvirker oppførselen til systemet. For å måle fri svingning settes det udempede systemet i bevegelse ved å innføre en liten forskyvning og bevegelse i massen ved $t=0$. Ved å innføre denne bevegelsen ser en at systemet svinger om sin opprinnelige form ved likevekt. Svingningene som oppstår som følge av den nevnte forskyvningen kan beregnes ved hjelp av den homogene differensiallikningen som vist i Likn. (2.8). Av likningen kan en se at bevegelsene vil gjenta seg selv for hver $2\pi/\omega_n$ [17].

$$u(t) = u(0) \cos(\omega_n t) + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} \sin(\omega_n t) \quad (2.8)$$

Bevegelsen som beskrives av Likn. (2.8) er illustrert i Figur 2.4 og er kjent som systemets frie svingning.



Figur 2.4 Fri svingning av et udempet system [17].

Som en kan se av Figur 2.4 er den naturlige perioden til systemet T_n tiden systemet bruker på en svingning.

Når et system har mer enn en frihetsgrad vil den også ha mer enn en svingeform. For å løse et system med flere frihetsgrader erstattes koeffisientene i den originale bevegelseslikningen med matriser for masse, stivhet og demping. Likningen for systemet blir dermed som vist i Likn. (2.9) hvor \mathbf{M} og \mathbf{K} viser til henholdsvis masse- og stivhetsmatrisen til systemet.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = 0 \quad (2.9)$$

For å løse likningen for systemet kan modal analyse benyttes. Den dynamiske responsen til systemet kan da uttrykkes som vist i Likn. (2.10) hvor summen av responsen av alle svingeformene til systemet inngår. Φ_j henviser til hver svingeform som inngår i systemet, q_j er svingeformenes skalarer også kalt modale koordinater.

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{r=1}^N \Phi_r q_r(t) = \mathbf{\Phi} \mathbf{q}(t) \quad (2.10)$$

Ved hjelp av Likn. (2.11) kan en finne egenverdiene til hver svingeform.

$$\det(\mathbf{K} - \omega_{n,j}^2 \cdot \mathbf{M}) = 0 \quad (2.11)$$

Dersom en ser bort fra de trivielle løsningene for systemet kan en ved hjelp av egenverdiene beregne vinkelfrekvensen ($\omega_{n,j}$) til hver svingeform (Φ_j). Ved å ta utgangspunkt i resultatene fra Likn. (2.11) kan en ved hjelp av parameterne beskrevet i Kapittel 2.4.1 beregne systemets egenfrekvenser og perioder [17].

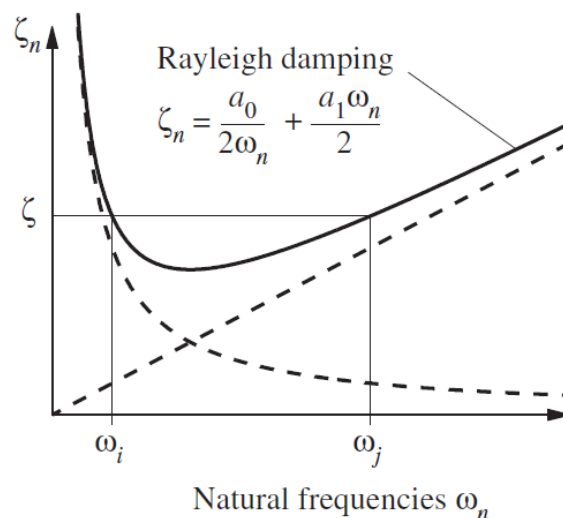
2.4.3 Damping

Damping er systemets egenskaper for energidissipasjon. Energidissipasjonen oppstår flere steder i en konstruksjon. Tapet av energi oppstår blant annet som følge av friksjon mellom knutepunkter i stål, repeterende elastisk tøyning av materialet og deformasjon av elementene i konstruksjonen [17].

Det er vanlig å representere damping i et system som et dempingsforhold. Dempingsforholdet ξ til systemet er forholdet mellom systemets damping og den kritiske dempingen (c_{kr}) som gjør at systemet returnerer til likevekt uten å bli utsatt for svingning. Dempingsforholdet oppgis i prosent av kritisk damping [18].

Systemets damping kan deles opp i to hovedklasser: stivhetsavhengig damping og masseavhengig damping [18]. Verken stivhetsavhengig eller masseavhengig damping illustrerer den ønskede dempingen på en god måte alene. Det er derfor ønskelig å benytte en modell som kombinerer de to [17].

Modellen som er valgt heter Rayleigh damping. Denne metoden kombinerer den stivhetsavhengige og masseavhengige dempingen slik at «ekstremal» svingeformene elimineres. Generelt vil den stivhetsavhengige dempingen ha større betydning enn den masseavhengige [18].



Figur 2.5 Illustrasjon av Rayleigh damping [17].

Figur 2.5 viser hvordan Rayleigh dempingen utvikler seg ved økning i systemets frekvens. Den stiplede avtakende kurven illustrerer den masseavhengige dempingen (a_0). Den lineært økende stiplede linjen illustrerer den stivhetsavhengige dempingen (a_1).

Dempingsforholdet for n 'te svingeform kan beregnes i henhold til Likn. (2.12).

$$\xi_n = \frac{a_0}{2} \cdot \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \cdot \omega_n \quad (2.12)$$

2.4.4 Newmark integrasjon

Som følge av at systemet skal undersøkes ved hjelp av en tidshistorieanalyse, er en avhengig av å kunne løse bevegelseslikningen ved ulike tidspunkter og ved ulik akselerasjon. Det vil derfor være hensiktsmessig å benytte en numerisk tidsintegrasjonsmetode [17].

I oppgaven er det valgt å benytte Newmark's integrasjonsmodell som tar utgangspunkt i følgende to likninger:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (2.13)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (2.14)$$

Ved å innføre $\gamma=0,5$ og $\beta=0,25$ kan det vises at akselerasjon, fart og forskyvning kan bestemmes ved følgende likninger [17]:

$$\ddot{u}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad (2.15)$$

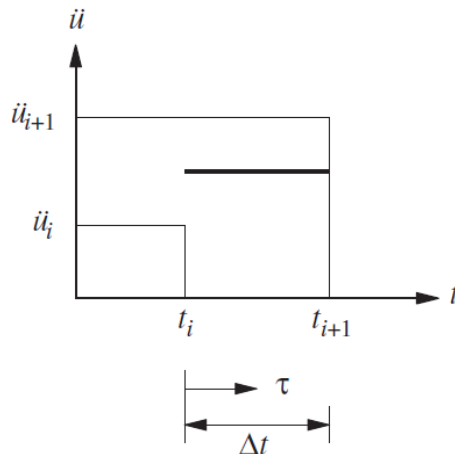
$$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \frac{\tau}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad (2.16)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad (2.17)$$

$$u(\tau) = u_i + \dot{u}_i\tau + \frac{\tau^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad (2.18)$$

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i\Delta t + \frac{(\Delta t)^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad (2.19)$$

Dette gir et tilfelle av Newmark's modell kjent som modellen for konstant gjennomsnittsakselerasjon. Denne modellen er ubetinget stabil, noe som vil si at den vil konvergere for alle tidssteg [18]. Figur 2.6 illustrerer modellen mellom to tidssteg med akselerasjonen som et snitt av akselerasjonsverdien for \ddot{u}_i og \ddot{u}_{i+1} .



Figur 2.6 Newmark's metode for konstant gjennomsnittsaksellerasjon [17].

2.5 Jordskjelv

Ønsket om å utvikle en duktil forbindelse kommer blant annet fra et ønske om at konstruksjoner skal motstå jordskjelv. Dette kapitlet forklarer kort om hva et jordskjelv er og parameterne som benyttes ved analyse av konstruksjoner med hensyn på jordskjelv.

Jordskjelv er rystelser i jordskorpa som oppstår som følge av rykkvise forskyvninger langs store sprekker, såkalte forkastninger [19]. En forkastning er en struktur som dannes som følge av at en del av jordskorpen beveger seg i forhold til en annen. «Bevegelsen inntreffer etter en periode med spenningsoppbygging og denne forskyvningen kan generere jordskjelv når spenningene utløses og forkastningen beveger seg» [20].

Jordskjelvene oppstår i hyposenteret som befinner seg inntil flere hundre kilometer under bakkenivå. På jordoverflaten over dette hyposenteret befinner episentret seg, og det er her jordskjelvene og rystelsene vil merkes sterkest. Bølgene som oppstår som følge av jordskjelvene kan bevege seg flere tusen kilometer ut fra episentret [19].

Skjelvene genererer tre forskjellige typer bølger som kan forårsake rystelser [21].

- Primærbølger (P-bølger) / langsgående bølger
- Sekundærbølger (S-bølger) / tverrgående bølger
- Overflatebølger som forplanter seg langs jordoverflaten

Primærbølgene beveger seg i samme retning som skjelvet, og gir trykk- og strekkrefter. Sekundærbølgene beveger seg normalt på skjelvet og gir skjærkrefter. Overflatebølgene fordeler seg utover overflaten og vil gi både trykk-/strekk- og skjærkrefter [22].

2.5.1 Måling av jordskjelv

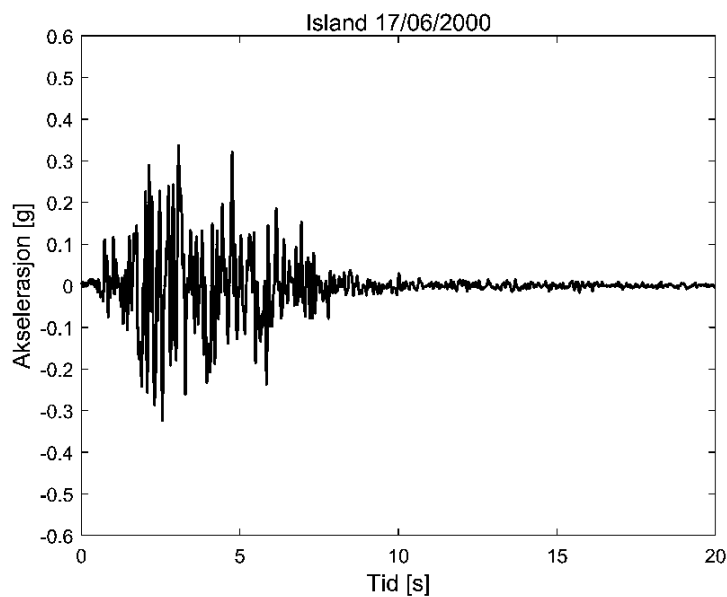
For å registrere og lagre rystelsene som oppstår av seismiske bølger benyttes en seismograf. Ved å benytte data fra flere seismografer med ulik geografisk plassering kan en ved å måle tidsforskjellen mellom registreringene estimere plasseringen til jordskjelvet.

For å vurdere styrken på jordskjelv måles skjelvene etter Moment-magnitudo-metoden (M_w). Denne metoden beregner energien som frigis fra selve bevegelsen i jordskjelvets senter. «Slik bevegelse skjer langs forkastning, og bevegelsen langs forkastning i antall meter sammen med forkastningsarealet som aktiveres, inngår i beregningen av M_w ». Denne Moment-magnitudo-metoden har erstattet Richters skala (M_L) som måleskala i vitenskapelig sammenheng [23].

Dataene fra et jordskjelv samles til tusenvis av datapunkter som videre kan deles opp i ulike bølger (P, S og overflatebølger) basert på bølgenes hastighet. Disse dataene kan også benyttes til å definere akselerasjonen til jorden ved hvert datapunkt.

Akselerogram

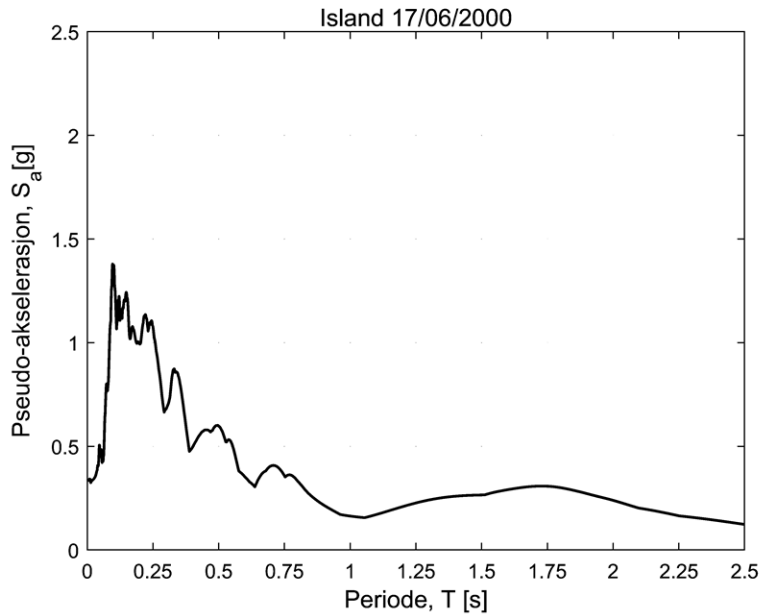
Dataene for akselerasjonen i et jordskjelv kan plottes i et såkalt akselerogram som beskriver variasjonen i grunnakselerasjonen med hensyn på tid. Ved hjelp av disse akselerogrammene kan en i en tidshistorieanalyse beregne kreftene som oppstår i konstruksjonen. Dette gjøres ved å legge inn akselerasjonsverdien fra akselerogrammet i hvert tidssteg i analysen. Et eksempel på et slikt akselerogram er vist i Figur 2.7.



Figur 2.7 Eksempel på akselerogram for et jordskjelv på Island 17.06.2000. Figuren viser grunnakselerasjonen med hensyn på tiden jordskjelvet pågikk [24].

Responsspektrum

En annen metode for å estimere kreftene som oppstår i en konstruksjon er ved hjelp av et responsspektrum. Responsspektrumet kan benyttes for å vise systemets respons med tanke på akselerasjon, hastighet eller forskyvning. Spektrumet viser konstruksjonens respons ved ulike egenperioder ut ifra et definert dempningsforhold. Basert på dette kan en ved å vite systemets egenperiode estimere hvilken respons grunnakselerasjonen vil ha på systemet.



Figur 2.8 Pseudo-akselerasjonsspektrum for jordskjelv på Island 17.06.2000. Figuren viser systemets periode mot tilhørende pseudo-akselerasjon S_a [g] [24].

Figur 2.8 viser et eksempel på et pseudo-akselerasjonsspektrum for et jordskjelv på Island i 2000. Her er systemets egenperiode plottet langs x-aksen mot systemets Pseudo-akselerasjon S_a langs y-aksen. Pseudo-akselerasjon representerer ikke en reel fysisk akselerasjon og den blir derfor benevnt med «pseudo» for å unngå misforståelser. S_a er et produkt av bevegelsene i grunnen og ikke et spesifikt jordskjelvresultat [17].

$$S_a = \omega_n^2 \cdot u(t) \quad (2.20)$$

Å benytte et responspektrum er en enklere metode for å beregne konstruksjoners motstand mot jordskjelv sammenlignet med et akselerogram, fordi man ved å vite systemets egenperiode og tilhørende akselerasjon kan beregne systemets maksimale respons med hensyn på jordskjelv. Ved hjelp av denne responsen vil en deretter få de maksimale kreftene som oppstår i konstruksjonen ved gitt jordskjelv. Oppgaven vil benytte akselerogram fra ulike jordskjelv for å analysere konstruksjonens oppførsel med hensyn på jordskjelv.

2.5.2 Dimensjonering for jordskjelv

Grunnskjær

Som nevnt i forrige kapittel kan en finne kreftene en konstruksjon blir utsatt for som følge av et bestemt jordskjelv med bakgrunn i jordskjelvets akselerogram. Ved tidshistorieanalyse som gjennomføres benyttes Newmarks integrasjon til å beregne konstruksjonens forskyvning, fart og akselerasjon for hvert tidssteg. På bakgrunn av dette kan en beregne kreftene som oppstår i grunnen for hvert steg. Kraften som oppstår mellom grunnen og konstruksjonen er ofte definert som grunnkjær. Grunnkjæret som oppstår er et resultat av konstruksjonens stivhet og forskyvning i samme steg. For et system med flere frihetsgrader kan grunnkjæret finnes ved hjelp av Likn. (2.21) [25]. Denne tar utgangspunkt i svingeformene (Φ) funnet i den modale analysen, løsningen av Duhamels integral for hver svingeform og den effektive modale massen for svingeformen sin innvirkning på systemet. Duhamels integral beregner responsen til systemet for hver svingeform og er vist i Likn. (2.22). Beregning av den effektive modale massen når egenverdiene for hver svingeform er kjent vises i Likn. (2.23) [25].

$$V_b = \sum_{j=1}^N D_j(t) \cdot \omega_{n,j}^2 \cdot M_j^* \quad (2.21)$$

$$D_j(t) = -\frac{1}{\omega_{n,j}} \cdot \int_0^t \ddot{u}_g \cdot e^{-\xi \cdot \omega_{n,j} \cdot (t-\tau)} \cdot \sin(\omega_{d,j} \cdot (t-\tau)) d\tau \quad (2.22)$$

$$M_j^* = \frac{L_j^2}{M_j} = \frac{(\{\Phi_j^T\} \cdot \mathbf{M} \cdot \{e\})^2}{\{\Phi_j^T\} \cdot \mathbf{M} \cdot \{\Phi_j\}} \quad (2.23)$$

$$e = \begin{Bmatrix} 1 \\ \vdots \\ 1 \end{Bmatrix}_{n \times 1} \quad (2.24)$$

- D_j Løsning av Duhamels integral for hver svingeform j
- M_j^* Effektiv modal masse, påvirkningen massen fra svingeform j har på systemet
- $\omega_{n,j}^2$ Svingeform j sin naturlige frekvens fra modal analyse

Grunnskjærrate/ overstyrkefaktor

En interessant faktor som kan være god for sammenligning av de ulike konstruksjonenes dynamiske oppførsel er grunnkjærraten. Dette er et forhold mellom grunnkjær når første forbindelse går til flyt og når første forbindelse når 20 % tøyning. Grunnkjærraten kan finnes ved å benytte Likn. (2.25). Grunnkjærraten beskrives også som overstyrkefaktor som beskriver hvor stor kapasitet systemet har utover sin elastiske kapasitet.

$$\text{Grunnskjærrate} = \frac{V_b}{V_{by}} \quad (2.25)$$

2.6 Eurokode 5

NS-EN1995, heretter omtalt som Eurokode 5 (EC5), definerer krav for dimensjonering av trekonstruksjoner. Rammekonstruksjonene i denne oppgaven vil i hovedsak bli utsatt for jordskjelvlaster som er definert som ulykkeslaster i henhold til NS-EN1990 [26]. Det vil derfor kun bli kontrollert kapasitet av konstruksjonselementene med hensyn på ulykkesgrensetilstand.

2.6.1 Materialparametere

Søylene og bjelkene i dekkeelementene er definert som limtre med materialkvalitet GL30c. I dekkeelementene benyttes Kerto-Q paneler som over og underflens. Materialeegenskapene for disse panelene er hentet fra produkt databladet til Kerto-Q (Metsä) [27].

2.6.2 Kapasitetskontroller

I Eurokode 5 er det beskrevet ulike kapasitetskontroller som konstruksjonselementene må innfri. Søylene kontrolleres etter kravene som er beskrevet i Kapittel 6. Dekkene kontrolleres i henhold til tillegg B og Kapittel 9.

Klimaklasse 1 er valgt for alle konstruksjonselementer. Jordskjelvlaster er definert som øyeblikkslaster som gir en $k_{mod}=1,1$ for både limtre og Kerto-Q i henhold til Tabell 3.1 i EC5 [28].

Vedlegg A viser fullstendig dimensjoneringsprosedyre for to søyleelementer og et dekkeelement, slik det gjennomføres i oppgaven.

2.7 Eurokode 8

NS-EN1998, heretter definert som Eurokode 8 beskriver kravene til dimensjonering av konstruksjoner med hensyn på jordskjelvlaster. Standarden beskriver at konstruksjoner dimensjoneres og oppføres for å tåle den dimensjonerende påvirkningen fra et jordskjelv uten lokalt eller globalt sammenbrudd. Dette skal oppfylles enten innenfor en referansesannsynlighet P_{NCR} på 10 % for overskridelse i løpet av 50 år eller en referansereturperiode på 475 år [13].

Kravene til hver konstruksjonsdels kapasitet er i henhold til Eurokode 8:

$$E_d \leq R_d \quad (2.26)$$

E_d er definert som «den dimensjonerende verdien av lastvirkningene som følge av den dimensjonerende seismiske situasjonen» og « R_d er den tilhørende dimensjonerende kapasiteten til konstruksjonsdelen» [13].

2.7.1 Analysemetoder

Eurokode 8 beskriver ulike analysemetoder for å beregne konstruksjoners kapasitet mot jordskjelv. De fire analysetypene som beskrives er [13]:

- «Tverrkraftmetoden»
- Modal responspektrumanalyse

- Ikke-lineær statisk analyse (analyse ved påført forskyvning)
- Ikke-lineær tidshistorieanalyse

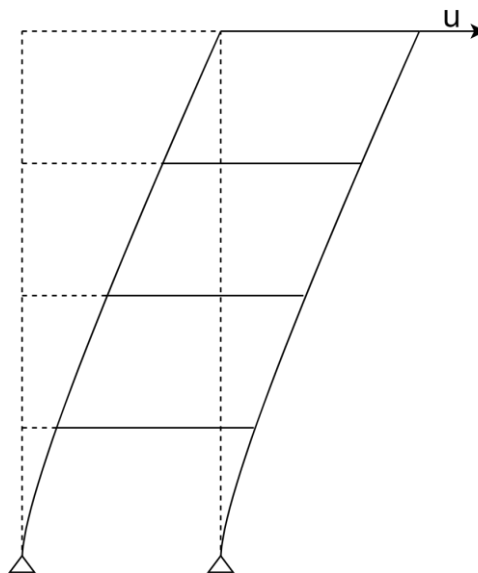
Tverrkraftmetoden og den modale responspektrumanalysen er lineære analyser, mens de to resterende er ikke-lineære analysemetoder. Det vil i oppgaven fokuseres på de to ikke-lineære metodene.

Ikke-lineær statisk analyse (analyse ved påført forskyvning)

Analyse ved påført forskyvning, heretter kalt pushoveranalyse, er en analysemetode hvor et system er utsatt for gravitasjonslaster og påføres en gradvis økende forskyvning i toppen. Denne forskyvningen kan påføres inntil systemet har nådd en gitt forskyvning eller til andre relevante målepunkter oppnås, som for eksempel elastisk momentkapasitet. «Den kan anvendes for å påvise egenskapene til nye bygninger som prosjekteres, eller til eksisterende bygninger for følgende formål:» [13].

- «For å påvise eller endre verdiene av overstyrkeforholdet α_u/α_1
- For å estimere forventede plastiske mekanismer og fordelingen av skade.
- For å vurdere egenskapene til eksisterende eller utbedrede bygninger til formålet med NS-EN 1998-3
- Som et alternativ til dimensjonering som er basert på lineær-elastisk analyse der konstruksjonsfaktoren q brukes» [13].

Figur 2.9 illustrerer hvordan forskyvningen påføres et system og forskyver systemet monotont i horisontal retning.



Figur 2.9 Illustrasjon av pushoveranalyse med forskyvning u .

Ikke-lineær tidshistorieanalyse

En ikke-lineær tidshistorieanalyse er en ikke-lineær dynamisk analyse som løser den dynamiske bevegelseslikningen ved hjelp av tidsintegrasjon. Analysen gjennomføres ved at akselerogrammet fra et gitt jordskjelv legges inn i en beregningsmodell, som deretter ved hjelp av direkte integrasjon beregner påkjenningen til systemet i hvert tidssteg [16].

Det er videre beskrevet i Eurokode 8 at dersom man finner responsen for minst sju ikke-lineære tidshistorieanalyser med grunnakselerasjon, bør gjennomsnittet av disse benyttes som dimensjonerende verdi for lastvirkningen E_d . I motsatt fall bør den mest ugunstige verdien av responsverdiene benyttes [13].

2.7.2 Krav til forbindelse

Som tidligere nevnt er målet med oppgaven å utarbeide forbindelser med høy motstand mot jordskjelv og forbindelsene blir derfor klassifisert ut ifra duktilitetsegenskaper. Målet med forbindelsene er at de skal være duktile nok til at bygget de plasseres i kan klassifiseres som en energiabsorberende konstruksjon i henhold til NS-EN 1998-1 [13]. Forbindelsene skal benyttes i en trekonstruksjon, hvor trevirket er et sprøtt materiale og har dermed ingen duktile egenskaper. Forbindelsene vil derfor være det eneste duktile elementet i rammene og det er disse alene som må gi tilstrekkelig duktilitet.

Duktilitetsklasse

Duktilitetsklasse beskriver konstruksjonens evne til energiabsorpsjon. I henhold til Eurokode 8 skal trekonstruksjoner klassifiseres ut fra ett av følgende prinsipper:

- a) Oppførsel av konstruksjon med energiabsorpsjon.
- b) Oppførsel av konstruksjon med lite energiabsorpsjon.

I følge Eurokoden skal trekonstruksjoner klassifiseres i en av duktilitetsklassene L, M eller H [13]. Kravene til klasse H er en konstruksjonsfaktor (q-faktor) på 3. Denne klassen tilsvarer den generelle klassen DCH som plasserer konstruksjonen i klassen for bygninger med høy duktilitet. I henhold til NA.8.3 kan allikevel ikke q-faktor for trekonstruksjoner høyere enn klasse DCM benyttes i Norge.

I oppgaven er q-faktoren definert som forholdet mellom skaleringsfaktoren av akselerogrammet når første forbindelse når flytemomentet og skaleringsfaktoren til jordskjelvet ved hver iterasjon. Den maksimale q-faktoren er definert som forholdet mellom høyeste grunnakselerasjonen i akselerogrammet ved første flyt og ved 20 % tøyning. q-faktoren er definert i Likn. (2.27). Høyeste grunnakselerasjon er definert som PGA (peak ground acceleration).

$$q = \frac{PGA}{PGA_y} \quad (2.27)$$

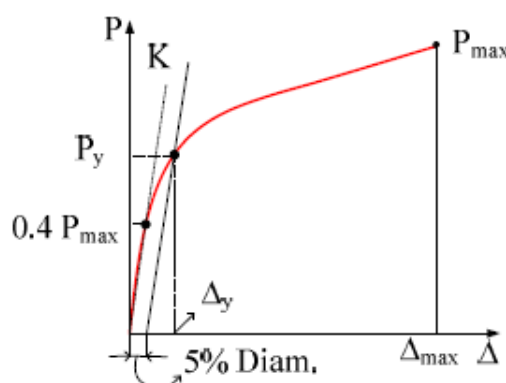
2.8 Parametere for vurdering av duktilitetsegenskaper

For å kunne vurdere de ulike forbindelsenes lokale og globale egenskaper er det nødvendig å definere ulike parametere. Dette kapittelet beskriver hvordan forbindelsenes egenskaper defineres, og hvordan den lokale og globale duktiliteten er definert.

2.8.1 Definisjon av lokale parametere

Flytemoment

For å estimere den elastiske momentkapasiteten til forbindelsen er det ønskelig å finne punktet hvor forbindelsen går i flyt. Det er ulike tilnærminger til hvordan momentkapasiteten til forbindelser i trekonstruksjoner skal estimeres. I artikkelen «Determination of yield point and ductility of timber assemblies: in search for a harmonised approach» [29] sammenlignes seks ulike metoder for hvordan flytepunktet kan estimeres. I denne artikkelen konkluderes det med at «5 % diameter» metoden gir presise resultater for enkle forbindelser når flytepunktet skal estimeres. Figur 2.10 illustrerer hvordan denne metoden estimerer flytepunktet ved å definere en linje med samme stigningstall som rotasjonsstivheten mellom 0 og 40 % av maksimal påkjenning. Denne forskyves deretter med en verdi tilsvarende 5 % av forbindelsens diameter [29].



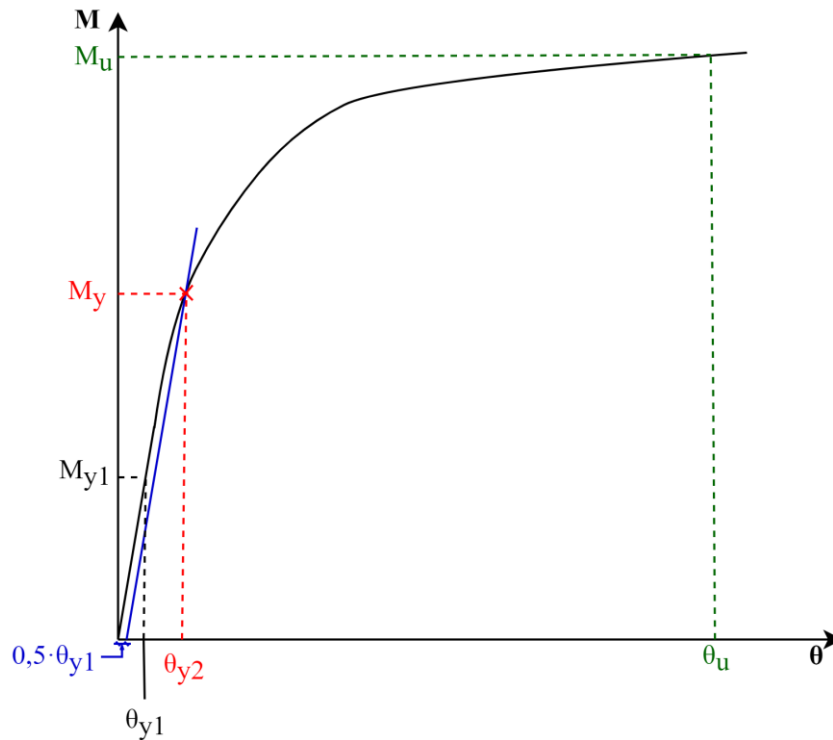
Figur 2.10 Illustrasjon av hvordan «5 % diameter»-metoden benyttes for å estimere flytepunktet til en forbindelse [29].

I rapporten er det kraft mot forskyvning som er benyttet for å sammenligne de ulike metodene. I denne oppgaven vil det bli benyttet en metode tilsvarende den beskrevne «5 % diameter» metoden, men med hensyn på moment og rotasjon. I dette tilfellet vil det bli etablert en linje parallelt med backbone-kurven fra 0 til 40 % som deretter vil bli forskyvet med en verdi $0,5 \cdot \theta_{y1}$. Krysningpunktet mellom disse to linjene gir dermed en estimert verdi for M_y og θ_{y2} .

θ_{y1} estimeres ved å hente ut verdiene for rotasjon i steget, før og etter at et element når den elastiske tøyningen. Deretter interpoleres det mellom disse to verdiene for å få en tilnærmet rotasjon ved elastisk tøyning. Den samme metoden benyttes for å estimere M_{y1} . Den elastiske tøyningen beregnes i henhold til Hookes lov som vist i Likn. (2.28).

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{210000 \text{ N/mm}^2} = 0,00119 \quad (2.28)$$

Figur 2.11 illustrerer hvordan verdiene for M_y hentes ut fra en gitt moment/rotasjonskurve for en forbindelse.



Figur 2.11 Prinsipp for definisjon av M_y ved hjelp av moment- og rotasjonskurve.

Rotasjonsstivhet

Rotasjonsstivheten til hver forbindelse er definert som stigningstallet for moment/rotasjonskurven. Denne blir estimert ved å dividere momentet der elastisk tøyning oppnås (M_{y1}) med tilhørende rotasjon (θ_{y1}). Rotasjonsstivheten K_θ beregnes i henhold til Likn. (2.29).

$$K_\theta = \frac{M_{y1}}{\theta_{y1}} \quad (2.29)$$

Maksimalt moment og rotasjon

Kryssningspunktet mellom M_u og θ_u i Figur 2.11 er punktet hvor forbindelsen når 20 % tøyning. På grunn av usikkerheten rundt hvordan materialet utvikler seg etter 20 % tøyning er dette definert som punktet hvor den ultimate momentkapasiteten (M_u) hentes ut. I dette punktet hentes også tilhørende rotasjon θ_u ut, som gir den maksimale rotasjonen som vurderes i forbindelsen.

Lokal duktilitet

For å kunne vurdere forbindelsenes duktilitetsegenskaper opp mot hverandre vurderes deres lokale duktilitet. Den lokale duktilitetsfaktoren er definert som rotasjonen i hvert steg i analysene, dividert på rotasjonen som oppstår ved flytemomentet. Den lokale duktilitetsfaktoren er definert som $\mu_{\theta, \text{lokal}}$ og beregnes i henhold til Likn. (2.30).

$$\mu_{\theta, \text{lokal}} = \frac{\theta}{\theta_{y2}} \quad (2.30)$$

2.8.2 Definisjon av global duktilitet

Global duktilitet

For å vurdere rammekonstruksjonenes duktilitetsegenskaper benyttes en global duktilitetsfaktor. Denne beregnes ved å dividere rammens forskyvning ved hvert steg/iterasjon med rammens forskyvning når første forbindelse flyter. Rammens globale duktilitetsfaktor er definert som $\mu_{\Delta, \text{global}}$ og beregnes i henhold til Likn. (2.31).

$$\mu_{\Delta, \text{global}} = \frac{\Delta}{\Delta_{y2}} \quad (2.31)$$

3 Modellering

For å kontrollere forbindelsene for deres lokale og globale egenskaper ble det utviklet modeller i analyseprogrammene Abaqus og SAP2000. I dette kapitlet beskrives hvilke valg som er lagt til grunn ved modelleringen og hvordan modellene ble modellert i analyseprogrammene. Her beskrives også hvordan resultater blir hentet ut av analysene og hvordan forbindelsenes og rammenes egenskaper blir kontrollert.

3.1 Ikke-lineære analyser

På bakgrunn av at forbindelsene skal undersøkes med hensyn på deres duktilitet og hvordan de oppfører seg etter at flytemomentet til forbindelsen er nådd vil det oppstå ikke-linearitet.

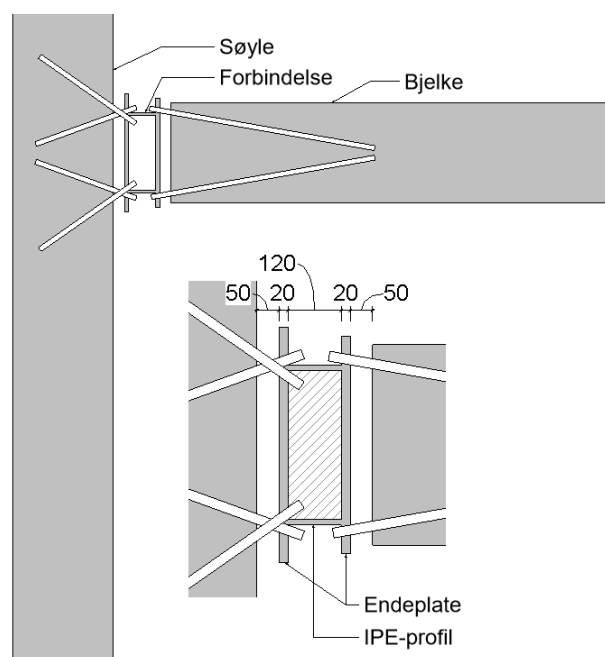
En lineær analyse tar utgangspunkt i at stivhetsmatrisen til konstruksjonen er konstant og at en kan anta en lineær oppførsel i både materialet og konstruksjonen. Som en motsetning til lineære analyser har man ikke-lineær oppførsel. Denne oppførselen kan oppstå enten ved geometrisk ikke-linearitet som følge av store deformasjoner, eller som følge av ikke-lineær oppførsel i materialet. Som et resultat av dette vil ikke stivhetsmatrisen for konstruksjonen være konstant i løpet av belastningen [30].

I oppgaven vil det bli tatt høyde for ikke-linearitet ved modellering av materialet i forbindelsene som følge av store tøyninger. Det vil også bli tatt høyde for ikke-linearitet som følge av store deformasjoner ved global analyse.

3.2 Modellering av forbindelse i Abaqus

Utgangspunktet for modellen i Abaqus kommer fra Vilguts sitt design, vist i Figur 1.4. Med dette som utgangspunkt skal gjengestagene og koblingen mellom gjengestag og forbindelse tas høyde for ved analysen.

3.2.1 Oppbygning



Figur 3.1 Figuren viser hvordan elementene er modellert i abaqus, samt målsetting av originalforbindelsen i oppriss.

Figur 3.1 viser systemet som ble modellert for å teste ulike forbindelser. Som en kan se av figuren er systemet modellert som en bjelke, fast innspent til en søyle. Systemet består av fem hovedelementer: søyle, endeplate mot søyle, IPE-profil, endeplate mot bjelke og bjelke. Selve forbindelsen består av de tre elementene: endeplate mot søyle, IPE-profil og endeplate mot bjelke. For å koble forbindelsen til bjelken og søylen er det modellert gjengestenger. Alle elementer er modellert som «solids» og tildelt hver sin elementinndeling.

Bjelken og søylen er modellert med svært høy stivhet. Dette gjør at en kan vurdere forbindelsenes oppførsel alene. Søylen er modellert som fastholdt mot translasjon langs midtranden i topp og bunn. Dette gjør at søylen oppfører seg som leddet i topp og bunn.

For å vurdere oppførselen til gjengestagene på en god måte er det valgt å benytte en avstand på 50 mm mellom endeplatene og søyle/bjelke. På denne måten vil en oppnå at både trykk og strekkrefter overføres mellom forbindelsen og søyle/bjelke gjennom gjengestagene. Ved modellering av forbindelsene er det også tatt høyde for en uthaking i trevirket for å forankre forbindelsene til gjengestagene. Den valgte sammenkoblingsmetoden for gjengestenger til de øvrige elementene gjør også at det er nødvendig med en fri lengde for å kunne ta høyde for deformasjonene som kan oppstå i gjengestagene.

3.2.2 Materialegenskaper

Materialet i forbindelsen er modellert i henhold til Det Norske Veritas (DNV) sin rapport [31]. Denne rapporten beskriver en metode for å modellere materialoppførselen til vanlig konstruksjonsstål ved bruk av ikke-lineære analyser. Den beskriver også materialoppførselen for konstruksjonsstål i det plastiske området. Valgene som er gjort vedrørende modellering av materialene er i hovedsak basert på denne rapporten. Forbindelsene er modellert med stålkvalitet S235 og S355. IPE-profilet er modellert med S235 i alle tilfeller, og endeplatene mot bjelke og søyle er modellert med både S235 og S355. Verdiene som er benyttet ved modellering av materialet er vist i Figur 3.2 for S235 og Figur 3.3 for S355.

Table 4-2 Proposed non-linear properties for S235 steels (Engineering stress-strain)			
Thickness [mm]	S235		
	$t \leq 16$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$
E [MPa]	210000		
$\sigma_{prop}/\sigma_{yield}$	0.9		
E_{p1}/E	0.001		
σ_{prop} [MPa]	211.5	202.5	193.5
σ_{yield} [MPa]	235	225	215
σ_{yield2} [MPa]	238.4	228.4	218.4
σ_{ult} [MPa]	360	360	360
ϵ_{p_y1}	0.004		
ϵ_{p_y2}	0.02		
ϵ_{p_ult}	0.2		
E_{p2}/E	0.0032	0.0035	0.0037

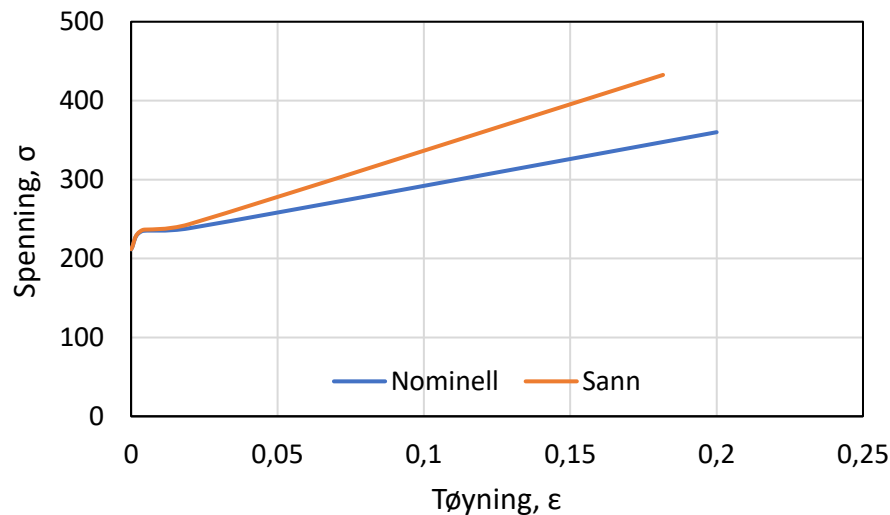
Figur 3.2 Ikke lineære egenskaper for S235 stål med nominell tøyning [31].

Table 4-3 Proposed non-linear properties for S355 steels (Engineering stress-strain)			
Thickness [mm]	S355		
	$t \leq 16$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$
E [MPa]	210000		
$\sigma_{prop}/\sigma_{yield}$	0.9		
E_{p1}/E	0.001		
σ_{prop} [MPa]	319.5	310.5	301.5
σ_{yield} [MPa]	355	345	335
σ_{yield2} [MPa]	358.4	348.4	338.4
σ_{ult} [MPa]	470	470	450
ϵ_{p_y1}	0.004		
ϵ_{p_y2}	0.02		
ϵ_{p_ult}	0.15		
E_{p2}/E	0.0041	0.0045	0.0041

Figur 3.3 Ikke lineære egenskaper for S355 stål med nominell tøyning [31].

Valg av tøyning

DNVs rapport beskriver materialets oppførsel ved to tøyningemetoder, nominell tøyning og sann tøyning. I elastisk område vil modellene beskrive den samme tøyningen. Når materialet skal modelleres i plastisk område, må det gjøres en vurdering på hvilken tøyningemetode som skal benyttes. Figur 3.4 illustrerer forskjellen mellom den nominelle og den sanne tøyningen med verdier fra DNVs rapport. Forskjellen på de to typene tøyning er hvordan tøyningen registreres.



Figur 3.4 Sammenlikning av nominell og sann tøyning, verdier hentet fra DNV's rapport[31].

Den nominelle tøyningen beregnes ved å dividere forlengelsen av elementet på den originale lengden. Sann tøyning beskriver tøyningen av materialet som økende helt frem til brudd og er i plastisk område definert i henhold til Likn. (3.1) [31].

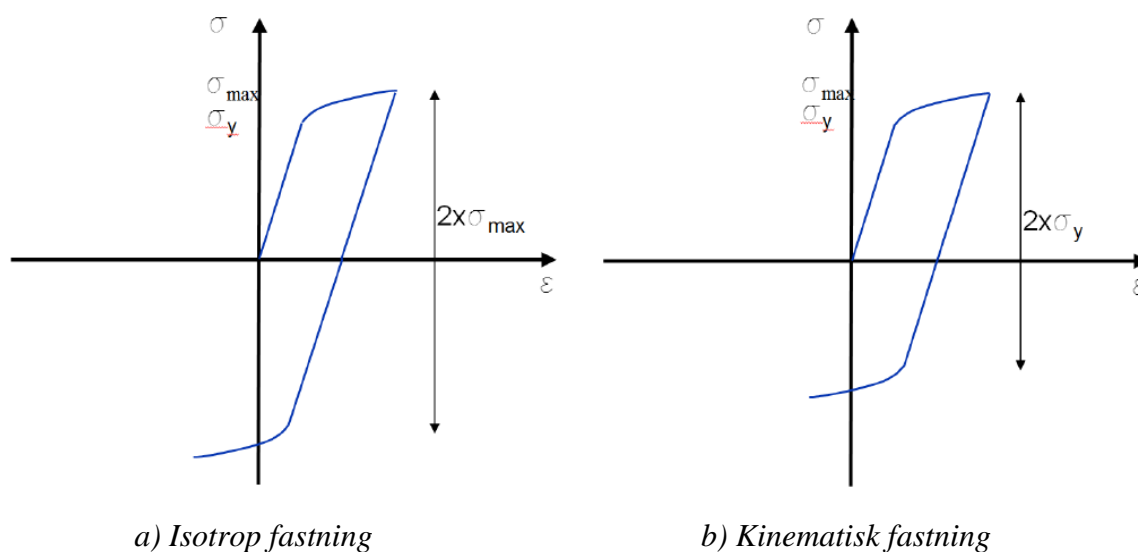
$$\epsilon_{sann} = \ln(1 + \epsilon_{nominell}) \quad (3.1)$$

Sann tøyning vil dermed gi høyere verdier enn den nominelle tøyningen i plastisk område [15].

I samråd med veileder ble det valgt å benytte den nominelle tøyningen ved modellering av forbindelsen.

Kinematisk mot isotrop fastning

Det er viktig å ta hensyn til fastningen i vurderingen av duktilitetsegenskapene til stål. Under fastning øker materialets styrke og hardhet som funksjon av den plastiske deformasjonen [11]. Fastningen er en irreversibel prosess. I praksis vil det bety at momentkapasiteten til en forbindelse vil øke i det plastiske området som følge av materialets fastning. Det er ulike metoder å modellere fastningen til et materiale på. En konservativ og forenklet metode er å anta perfekt plastisk materialoppførsel. En slik antagelse tar i utgangspunktet ikke høyde for fastning. Det antas i en slik situasjon at materialet ikke vil få noen økning i momentkapasitet i det plastiske området, men at materialet har en konstant spenning lik flytespenningen (f_y). Dette er en konservativ antagelse og den reelle momentkapasiteten vil være høyere. Det er kjent at kapasiteten til materialet øker som følge av den plastiske tøyningen og det vil være mer korrekt å modellere denne økningen i kapasitet som materialet får opptil det når bruddspenningen (f_u) som vist i Figur 2.1. Fastning kan modelleres på to måter, isotrop og kinematisk. Isotrop og kinematisk fastning vil ha lik oppførsel dersom en ser på en monoton lastpåkjenning i en bestemt retning. Dersom materialoppførselen skal analyseres basert på syklisk last vil derimot valg av fastningsmetode være avgjørende for resultatene.



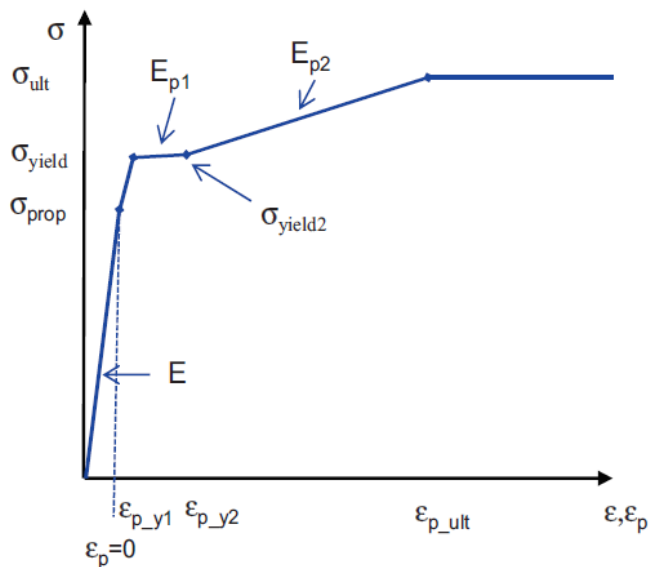
Figur 3.5 Sammenligning av isotrop fastning i figuren a) og den kinematiske fastningen i figur b) [31]. a) Isotrop fastning b) Kinematisk fastning

Figur 3.5 illustrerer forskjellen mellom isotrop og kinematisk fastning. Graf a) viser hvordan isotrop fastning vil oppføre seg under en syklisk last. Figuren viser at ved første syklus vil materialet flyte opptil σ_{max} når lasten deretter bytter fortegn og virker i motsatt retning vil kapasiteten til stålet ta utgangspunkt i σ_{max} og øke videre deretter. I dette tilfellet vil kapasiteten til materialet øke ved syklisk belastning.

I graf b) ser en hvordan den kinematiske tøyningen utvikler seg. Her ser en at når materialet har gått til flyt og videre til σ_{\max} i en retning, vil materialet ved en belastning på $2 \cdot \sigma_y$ i motsatt retning av σ_{\max} redusere kapasiteten i denne retningen. På denne måten vil materialets kapasitet reduseres ettersom forbindelsen utsettes for gjentatte lastsykler. Denne effekten hvor flytespenningen reduseres ved syklisk belastning kalles «Bauschinger effekt», og oppstår som følge av bevegelser mellom krystaller i materialet [15].

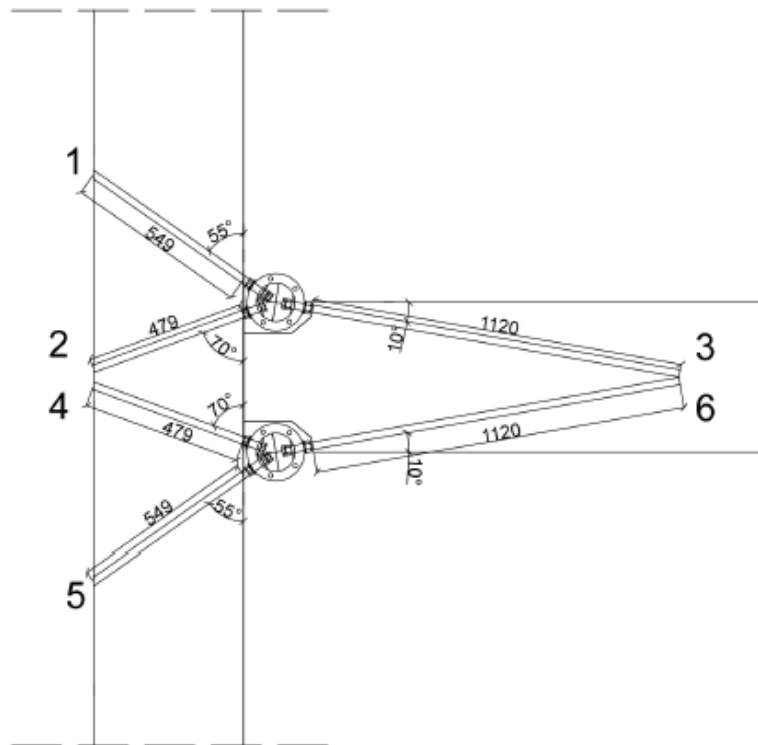
DNVs rapport beskriver at kinematisk fastning skal benyttes ved analyser for sykliske laster på grunn av «Bauschinger effekten» [31]. Det er derfor benyttet kinematisk fastning ved modellering av forbindelsene i denne rapporten.

Den kinematiske fastningen er modellert ut fra en halv syklus med materialegenskaper hentet fra DNVs rapport [31]. Syklusen er modellert fra elastisk område og frem til maksimal tøyning som vist i Figur 3.6 med egenskaper i henhold til Figur 3.2 og Figur 3.3. Maksimal tøyning er satt til 0,2 for stålqualität S235 og 0,15 for stålqualität S355.



Figur 3.6 Modellering av halv syklus med egenskaper i henhold til DNV's rapport [31].

3.2.3 Vinkel på gjengestag



Figur 3.7 Vinkel og inntrengningsdybde for gjengestag i henhold til Lied og Nordahl [5].

Vinkelen på gjengestagene ble modellert ut fra Lied og Nordahl sin masteroppgave hvor de testet ulike vinkler for gjengestag i en forbindelse med sirkulære stålprofiler. Figur 3.7 viser inntrengningsdybden, vinklene og nummereringen som ble lagt til grunn i deres masteroppgave, og som er videreført i denne oppgaven [6]. Figuren beskriver et plan med gjengestag, forbindelsene er som tidligere nevnt modellert med to slike plan.

3.2.4 E-modul gjengestag

Som følge av utfordringer ved modellering av fjær i Abaqus ble det valgt å innføre stivheten til gjengestagene som en redusert E-modul. Denne E-modulen ble basert på fjærstivheten fra uttrekkskapasiteten og deformasjonen av den frie lengden til gjengestagene. For å beregne stivheten til gjengestagene er det benyttet personlige notater fra førsteamanuensis Haris Stamatopoulos, hvor han har utledet formler for å bestemme uttrekkskapasiteten og aksialstivheten til gjengestagene. Disse formlene er gjengitt i Likn. (3.2)-(3.6) [32].

Uttrekkskapasitet

$$K_{ser,ax} \approx \frac{50000 \cdot \left(\frac{d}{20}\right)^2 \cdot \left(\frac{\rho_m}{470}\right)^2 \cdot k_{length,K}}{0.40 \cdot \cos^{2.3} \alpha + \sin^{2.3} \alpha} \quad (3.2)$$

$$k_{length,K} = \min[(l/300)^{0.75}, 1.0] \quad (3.3)$$

- d Ytre gjengediameter for gjengestag
- ρ_m Middelerdi av massetetthet ($\rho_{g,mean}$)

- α Vinkel mellom gjengestag og fiberretning

Aksialstivhet

$$K_{ax,l0} = A_s \cdot E_s / l_0 \quad (3.4)$$

$$A_s = \pi \cdot \left(\frac{d_1}{2}\right)^2 \quad (3.5)$$

- l Inntrengningsdybde for gjengestag
- d_1 Indre diameter av gjengestag
- l_0 Fri lengde av gjengestag

Den frie lengden er lengden gjengestaget kan deformere seg over. I denne rapporten er den frie lengden valgt som en antatt avstand mellom mutterne på hver side av endeplatene, denne er i oppgaven satt til 50 mm. Denne avstanden kan også antas som reell når forbindelsen skal forankres til søyle/bjelke.

Total stivhet

$$K_{ax} = \frac{K_{ser,ax} \cdot K_{ax,l0}}{K_{ser,ax} + K_{ax,l0}} \quad (3.6)$$

Redusert E-modul

For å overføre disse verdiene til modellen i Abaqus ble det valgt å modellere gjengestagene med en ren elastisk oppførsel og beskrive en redusert E-modul for de tre ulike gjengestagene. Den reduserte E-modulen er beregnet i henhold til Likn. (3.7).

$$E_{red} = \frac{K_{ax} \cdot l_{stag,m}}{A_{stag,m}} \quad (3.7)$$

hvor $l_{stag,m}$ er beregnet ut fra senterlinjen av gjengestagene basert på en avstand mellom bjelke/søyle og endeplater på 50 mm og deres vinkel. Denne lengden varierer derfor ut fra hvilke gjengestag som undersøkes verdiene for $l_{stag,m}$ kan ses i Tabell 3.1. $A_{stag,m}$ baserer seg på diameteren for de modellerte gjengestagene som i valgt modell er 23 mm.

Tabell 3.1 Aksialstivheter og redusert E-modul for gjengestag.

Gjengestag	$l_{stag,m}$ [mm]	$K_{ser,ax}$ [N/mm]	$K_{ax,l0}$ [N/mm]	K_{ax} [N/mm]	E_{red} [N/mm ²]
1,5	61,0	68118,6	855048,8	63092,3	9269,1
2,4	53,2	56228,8	855048,8	52759,3	6756,8
3,6	50,8	125349,0	855048,8	109322,5	13359,3

Tabell 3.1 viser de kalkulerede aksialstivhetene til de ulike gjengestagene og den reduserte E-modulen som er benyttet i modellen for forbindelsene. Det er i tillegg antatt et Poisson-forhold på 0,3. Detaljerte beregninger for dette kapittelet er vist i Vedlegg B.

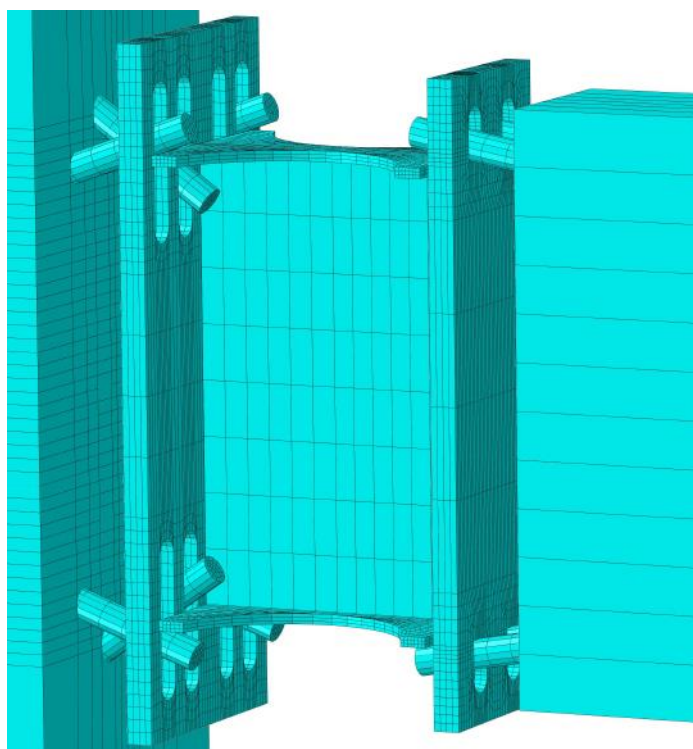
3.2.5 Sammenkobling

Det er antatt at IPE-profilet helsveises mot endeplatene og det kan derfor ses på som stivt forbundet. Dette er modellert med en stiv sammenkobling («tie-constraint») som gjør at alle reaksjoner vil fordeles mellom endeplatene og IPE-profilet som om det skulle vært et element.

Koblingen mellom søyle og forbindelse, og mellom bjelke og forbindelse, ble modellert med gjengestag. Disse ble koblet med «tie-constraints» til sideflatene i hullene på endeplatene, og med «tie» mot bjelke og søyle. På denne måten overføres kreftene mellom de ulike hovedelementene.

3.2.6 Elementinndeling

Elementene er inndelt i elementer slik at det er nok elementer til å få gode resultater, men ikke så mange at det påvirker beregningstiden for mye. Som følge av at søylen og bjelken er modellert med svært høy stivhet og ikke vil påvirke resultatene i nevneverdig grad, er disse modellert med svært få elementer. I områdene hvor søylen og bjelken kobles til gjengestagene er antallet elementer økt for å unngå store kraftkonsentrasjoner i overføringspunktene.



Figur 3.8 Elementinndeling i forbindelse. Figuren viser en tettere elementinndeling i områdene hvor kraftoverføringen vil finne sted.

Som det kan ses av Figur 3.8 er de ulike delene av forbindelsene modellert slik at elementinndelingen er tettest i områdene hvor det forventes størst reaksjoner. Dette kan ses blant annet i topp og bunn av endeplatene og i topp og bunnflens for IPE-profilet. Dette er gjort ved å dele opp de ulike komponentene i mindre partisjoner. Dette gjør at hver partisjon blir enklere å dele inn for programmet, og man kan bruke kun kubisk elementinndeling. I analysene er det brukt 8 noders elementer, med redusert integrasjon (C3D8R).

3.3 Fremgangsmåte for analyse i Abaqus

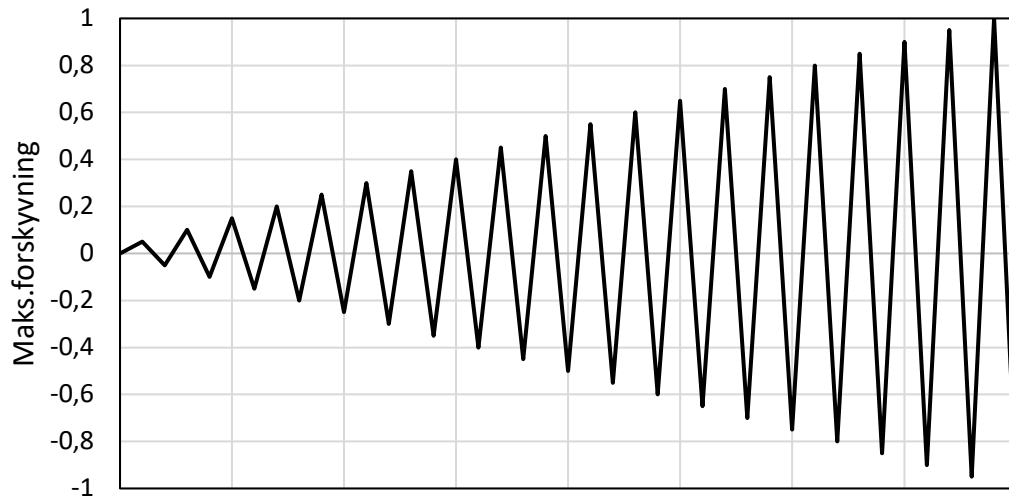
Analysene i Abaqus ble gjennomført ved hjelp av forskyvningsbaserte analyser. Ved en forskyvningsbasert analyse blir det påført en gradvis økende forskyvning i enden av bjelken, slik at bjelken blir forskjøvet inntil den når endelig forskyvning. Det kan da hentes ut resultater for alle stegene frem til bjelken når den valgte forskyvningen.

Alle forbindelser vil bli analysert ved å påføre en monotont økende forskyvning. Når de ulike forbindelsene er vurdert og egenskapene til hver enkelt kartlagt, vil det bli vurdert hvilke forbindelser som skal benyttes videre og eventuelt testes for en syklisk nedbøying.

Analysene gjennomføres ved at den frie bjelkeenden som vist i Figur 3.1 påkjennes en økende forskyvning frem til den ønskede forskyvningen. Denne forskyvningen velges slik at minst et element i forbindelsen oppnår 20 % tøyning. 20 % tøyning er det valgte stoppkriteriet for alle forbindelsene. Samtidig kan det antas at stålet vil tolerere en mye høyere tøyning før det vil gå til brudd.

For å vurdere forbindelsenes kapasitet mot jordskjelv er det ønskelig å se hvordan forbindelsene oppfører seg ved sykliske påkjenninger. Forbindelsene med de ønskede egenskapene ved monoton nedbøying blir derfor testet ved hjelp av en syklisk analyse. På samme måte som for monoton nedbøying testes også forbindelsene her frem til et element i forbindelsen oppnår 20 % tøyning. I analysen tas det utgangspunkt i nedbøyningen hvor forbindelsen passerte 20 % tøyning. Maks forskyvning ved syklisk påkjenning modelleres noe høyere enn nedbøyningen for monoton analyse. Dette gjøres som følge av fastningen som oppstår i forbindelsen gjør at forbindelsen kan motstå en noe høyere nedbøying før første element tøyes over 20 %.

De utvalgte forbindelsene analyseres ved å benytte en økende amplitude som øker over 20 sykler frem til den maksimale nedbøyningen er oppnådd. Nedbøyningen påføres systemet som vist på Figur 3.9. Figuren viser utviklingen fra 0 nedbøying og opptil den maksimale nedbøyningen for hver forbindelse, vist som 1 og -1 på figuren.



Figur 3.9: Amplitude for syklisk nedbøyingsanalyse. Figuren viser økende amplitude frem til maksimal nedbøying for analysen er oppnådd ved 1/-1.

3.4 Analyse av forbindelsene i Abaqus

Her beskrives de ulike modellene som ble utviklet og analysert, det ble totalt gjennomført tre analyser med ulike forbindelser.

Ved oppgavens start ble modellen som vist i Figur 1.4 satt som utgangspunkt for utviklingen av den ønskede duktile og momentstive forbindelsen. Målet med utviklingen var å bevare stivheten til forbindelsen samtidig som de duktile egenskapene til forbindelsen ble forbedret. Som utgangspunkt ble det besluttet å vurdere hvordan en reduksjon av flensbredden i topp- og bunnflens påvirket duktilitetsegenskapene til forbindelsen.

Følgende hovedmål ble satt ved utviklingen av de ulike forbindelsene:

- Høy lokal duktilitetsfaktor
- Høy rotasjonsstivhet
- Konsentrere tøyningen til IPE-profilet.

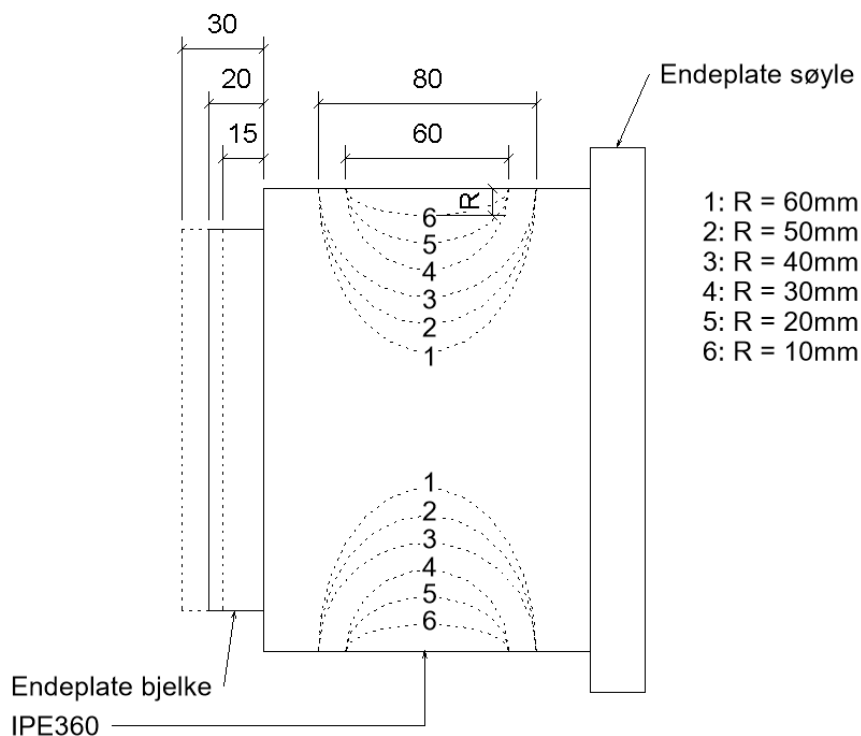
3.4.1 Testing av modeller

Generelt ble alle modeller analysert ved hjelp av en nedbøyingskontrollert analyse med monoton nedbøyning. Alle forbindelsene ble påført en forskyvning som ga et element i alle forbindelsene en høyere tøyning enn 20 %. Dataene fra forbindelsene ble deretter hentet ut fra Abaqus og satt sammen i et Excel-regneark for sammenligning. Sammenstillingen av resultatene er vist i Kapittel 4.1.

3.4.2 Første analyse

Den første analysen ble gjennomført med utgangspunkt i det kjente designet fra Vilguts. Gjengestagene ble modellert som elementer med høy stivhet. Det ble dermed kun sett på egenskapene til selve forbindelsen i den første analysen.

For å finne en forbindelse som oppfylte de kravene som ble fremsatt for oppgaven, ble det utarbeidet 15 modeller med varierende platetykkelser og effektivt areal i flens. Endeplaten mot bjelken i originalforbindelsen ble modellert med 20 mm platetykkelse, i tillegg til dette ble det laget forbindelser med 15 mm og 30 mm endeplate mot bjelken, for å se hvordan dette påvirket resultatene. Det effektive arealet av flensen ble variert for 20 og 30 mm endeplate. Endeplaten mot søylen ble i alle modeller modellert med en tykkelse på 20 mm. Videre i oppgaven er «grip» definert som bredden på gjenværende flens etter redusering av flensbredden. De forskjellige grip-verdiene som ble benyttet i analyse 1 er vist i Figur 3.10.

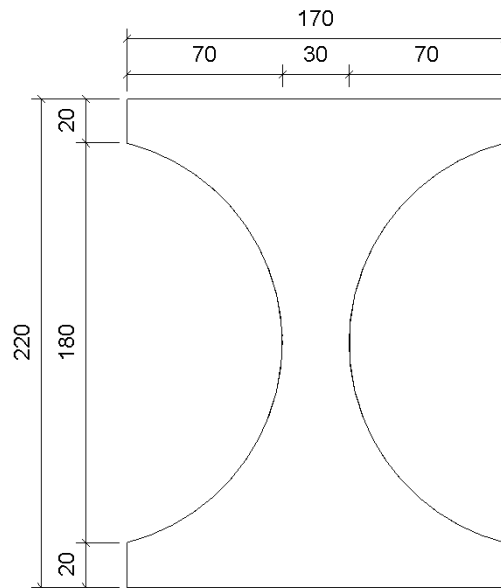


Figur 3.10 Oversikt over hvordan forbindelsene varierer med tykkelsen på endeplaten og grip.

3.4.3 Andre analyse

Etter erfaringene fra første analyse ble forbindelsene vurdert med utgangspunkt i deres duktilitet, fastning og momentkapasitet. Etter første analyse meldte det seg også et behov for forbindelser med lave momentkapasiteter. Dette fordi det ville være mer relevant å benytte to duktile forbindelser med lav momentkapasitet, istedenfor én svært stiv forbindelse. Ved å benytte doble forbindelser kan en også anta at en vil få dobbel momentkapasitet og rotasjonsstivhet med de samme duktilitetssegenskapene. På grunn av dekkeelementene som skal benyttes i rammene i den globale analysen kunne ikke høyden av IPE-profilet reduseres. Som følge av dette vil det sannsynligvis være en begrensning på hvor lav momentkapasitet som kan oppnås.

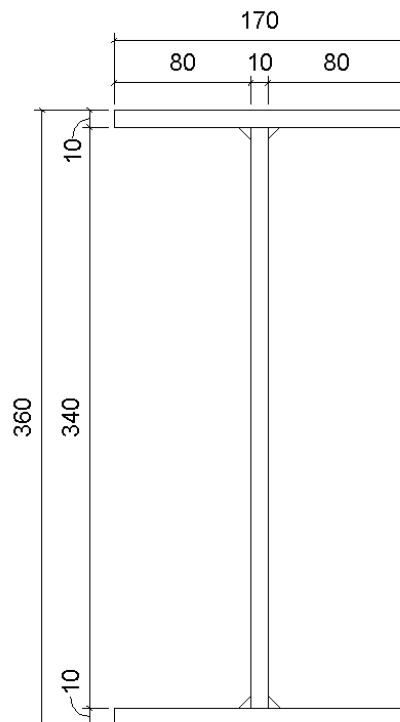
Som en videreutvikling fra første analyse ble det i denne analysen valgt at alle forbindelser skulle testes med grip 30 mm. Det ble også besluttet å teste ulike stålqualiteter i endeplatene og IPE-profilet, slik at flyten forhåpentligvis kunne rettes til IPE-profilet. Variasjoner av forbindelsene med S355 kvalitet i endeplatene og S235 i IPE-profilet ble derfor modellert. Det ble også hentet inspirasjon fra blant annet forskningsartikkelen som nevnt i Kapittel 1.1.7 [10], som analyserte en forbindelse hvor det er benyttet et lengre IPE-profil. Forbindelser med 220 mm lange IPE-profiler, som vist i Figur 3.11, ble derfor modellert for å se hvordan dette påvirket duktiliteten.



Figur 3.11 Skisse IPE-profil grip 30 mm og lengde 220 mm.

Et annet moment det ble lagt merke til var at ved å benytte lavere grip, ble påvirkningen fra valseradiusen større på det effektive arealet. Det ble derfor valgt å modellere tre ulike sveiste tverrsnitt som hadde grip 30 mm i tillegg til IPE-profilet.

De sveiste tverrsnittene ble modellert med samme totalhøyde og stegtykkelse som IPE-profilet. Flenstykkelsen ble variert mellom 10, 8 og 6 mm. Skisse av et sveist tverrsnitt med flenstykkelse 10 mm er vist på Figur 3.12. Det er ikke tatt høyde for et eventuelt sveiseareal ved modelleringen av de sveiste tverrsnittene.



Figur 3.12 Sveist IPE360-profil med flens og stegtykkelse 10 mm.

For å kunne sammenligne effekten av de ulike valgene som ble gjort for å forbedre forbindelsene ble det modellert sju forbindelser med den originale lengden av IPE-profilet på 120 mm og sju forbindelser med en lengde på 220 mm på IPE-profilet. Forbindelsene ble modellert slik at forbindelse 10-16 hadde 120 mm IPE, og 20-26 hadde 220 mm IPE. For «standard» IPE-profilet ble det testet 4 ulike forbindelser for hver lengde av IPE-profilet, (10-13 og 20-23), hvor det ble variert i stålqualität på endeplatene og tykkelsen av endeplatene mot bjelke. Forbindelse 14-16 og 24-26, ble modellert med 20 mm endeplater med S355 stålqualität. En oversikt over de 14 forbindelsene som ble analysert i den andre analysen er vist i

Tabell 3.2.

Tabell 3.2 Oversikt over forbindelser som ble analysert i analyse to.

Navn på forbindelse	Endeplate bjelke tykkelse [mm]	Grip [mm]	Lengde IPE [mm]	Tykkelse flens [mm]	Stålqualität endeplater
20mm_endeplate_IPE360_10	20	30	120	12,7	S235
20mm_endeplate_IPE360_11	20	30	120	12,7	S355
30mm_endeplate_IPE360_12	30	30	120	12,7	S235
30mm_endeplate_IPE360_13	30	30	120	12,7	S355
20mm_endeplate_IPE360_14	20	30	120	10	S355
20mm_endeplate_IPE360_15	20	30	120	8	S355
20mm_endeplate_IPE360_16	20	30	120	6	S355
20mm_endeplate_IPE360_20	20	30	220	12,7	S235
20mm_endeplate_IPE360_21	20	30	220	12,7	S355
30mm_endeplate_IPE360_22	30	30	220	12,7	S235
30mm_endeplate_IPE360_23	30	30	220	12,7	S355
20mm_endeplate_IPE360_24	20	30	220	10	S355
20mm_endeplate_IPE360_25	20	30	220	8	S355
20mm_endeplate_IPE360_26	20	30	220	6	S355

Ved testing av de 14 modellene ble det antatt at gjengestagene hadde en høy stivhet, på samme måte som for analyse 1.

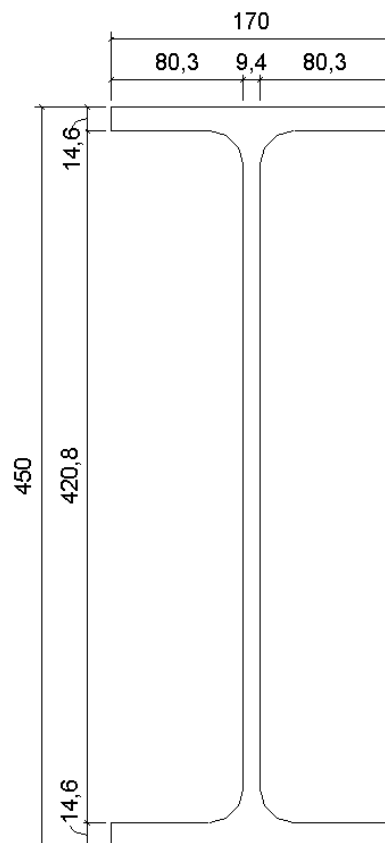
Etter at alle forbindelsene ble analysert ved hjelp av monoton nedbøying ble noen utvalgte forbindelser analysert ved syklisk belastning. Disse forbindelsene ble også modellert med varierende stivhet i gjengestag for å kunne vurdere oppførselen til hele forbindelsen.

3.4.4 Tredje analyse

I analyse 3 var målet å utvikle forbindelser som kunne oppnå en rotasjonsstivhet på mellom 15 000 og 20 000 kNm/rad. Med bakgrunn i erfaringene fra de tidligere analysene ble forbindelsene testet med en monoton nedbøyinganalyse hvor stivheten til gjengestagene var inkludert.

Valg av modeller

Erfaringene fra analyse to viste at flenstykkelsen hadde liten påvirkning på rotasjonsstivheten og at forbindelsene i stor grad fikk den samme rotasjonsstivheten ved samme steghøyde. Det ble derfor valgt å øke høyden på IPE-profilet i forbindelsen til 450 mm. Erfaringene fra tidligere analyser viste at duktiliteten ville øke dersom lengden på IPE-profilet også ble økt. Det ble valgt å benytte endeplater med 20 mm tykkelse og stålqualität S355 for alle forbindelsene. IPE-profilet ble også i denne analysen modellert med stålqualität S235. En skisse av det valgte IPE-profilet er vist i Figur 3.13.



Figur 3.13 Skisse av standard tverrsnitt valset IPE450-profil.

For tredje analyse ble det modellert tre ulike forbindelser i Abaqus med grip 30 mm. Forbindelse 30 er et standard IPE450 profil. Forbindelse 31 ble modellert med flens og stegtykkelse på 10 mm. Forbindelse 32 ble modellert med flens og stegtykkelse på 8 mm. Data for de tre utvalgte forbindelsene kan også ses i

Tabell 3.3.

Tabell 3.3 Oversikt forbindelser analyse 3.

Navn på forbindelse	Endeplate bjelke tykkelse [mm]	Grip [mm]	Lengde IPE [mm]	Tykkelse flens [mm]	Stålkvalitet endeplater
20mm_endeplate_IPE450_30	20	30	220	14,6	S355
20mm_endeplate_IPE450_31	20	30	220	10	S355
30mm_endeplate_IPE450_32	20	30	220	8	S355

Som følge av en økning i høyden til IPE-profilet ble endeplatene skalert opp, slik at gjengestagene kunne monteres på samme måte som i den originale forbindelsen. Dette gjorde at vinkelen ble opprettholdt og egenskapene til gjengestagene ble de samme som for analyse to.

3.5 Resultatuthenting fra Abaqus

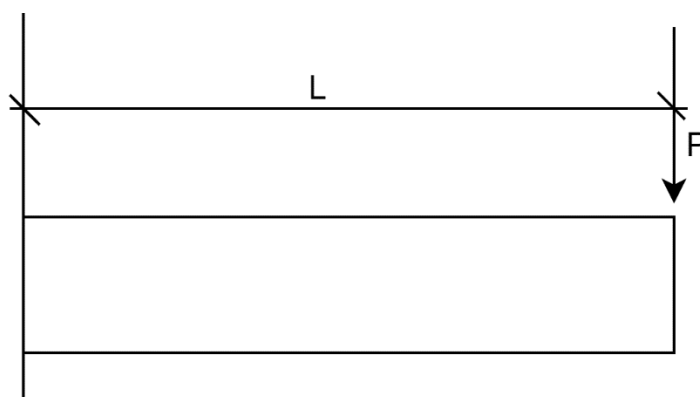
I dette kapittelet beskrives det hvordan resultatene ble hentet ut fra Abaqus. Generelt for alle resultatene er at de er hentet ut av Abaqus ved hjelp av Python-skript og lagt inn i Excel for sammenligning.

3.5.1 Data fra Abaqus

For å vurdere de ulike forbindelsene mot hverandre hentes tre parametere for hvert steg ut av hver analyse: kraften på bjelkeenden, tøyningen i mest påkjente element og forskyvning i topp og bunn av forbindelsen.

Moment i forbindelsen

Kraften på bjelkeenden hentes ut og multipliseres med armen fra den påførte lasten og frem til kant søyle. På denne måten finner en momentet som vil oppstå i forbindelsen som vist på Figur 3.14. Momentet beregnes i henhold til Likn (3.8).

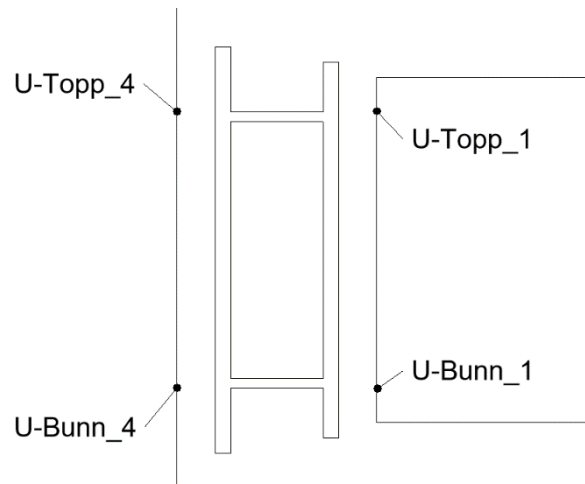


Figur 3.14 Illustrasjon av momentberegning for moment i forbindelse.

$$M = P \cdot L \quad (3.8)$$

Rotasjon av forbindelsen

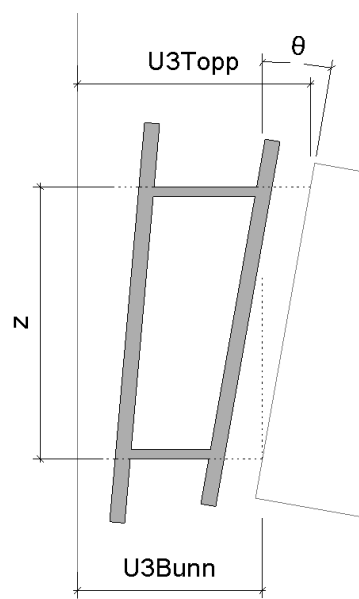
Forskyvningen i topp og bunn av forbindelsen hentes ut ved å benytte data for to noder i toppen og to noder i bunnen. Ved å benytte forskyvningen i topp og bunn og dividere på høyden mellom de valgte punktene kan en estimere rotasjonen til forbindelsen i hvert steg. De valgte punktene for å estimere rotasjonen av forbindelsen er vist i Figur 3.15.



Figur 3.15 Oversikt over punkter til uthenting av forskyvning.

Rotasjonsvinkelen θ som beskriver rotasjonen av forbindelsen i hvert steg beregnes i henhold til Likn. (3.9), hvor det er antatt små vinkler. De ulike parameterne som inngår i θ er vist i Figur 3.16.

$$\theta \approx \frac{U3Topp - U3Bunn}{z} \quad (3.9)$$



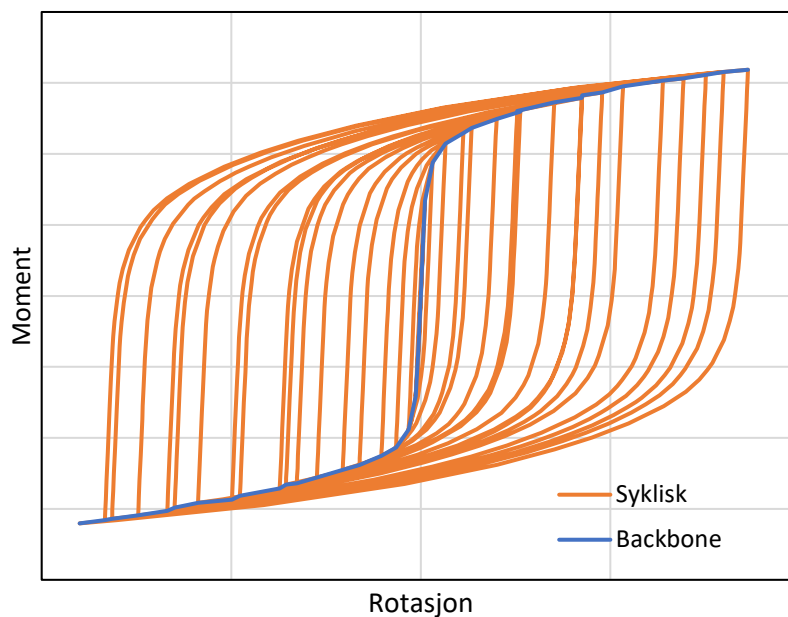
Figur 3.16 Utregning av rotasjon.

Tøyning i forbindelsen

For å vurdere hvordan materialet oppfører seg i forbindelsen, hentes tøyningen for mest påkjente element i hvert steg ut. Ved å hente ut tøyningen for hvert steg kan en se når forbindelsen når elastisk tøyning og maksimal tøyning. Når en finner hvilket steg som oppnår den ønskede tøyningen kan en deretter hente ut de tilhørende moment og rotasjonsverdiene for det samme steget.

3.5.2 Backbone kurve

For å implementere resultatene fra Abaqus over til SAP2000, blir dataene fra de sykliske analysene omformet til en såkalt backbone-kurve. Dette er en kurve som følger «toppunktene» til hysteresekurven fra den sykliske analysen. I det elastiske området følger grafen den samme kurven som for monoton forskyvning. Som følge av den kinematiske materialoppførselen vil den sykliske analysen oppnå noe høyere moment i plastisk område. Det er derfor ønskelig å hente ut toppene fra den sykliske analysen. Figur 3.17 viser hvordan en backbone-kurve blir dannet ut fra en hysteresekurve med utgangspunkt i forbindelsens moment og rotasjon.



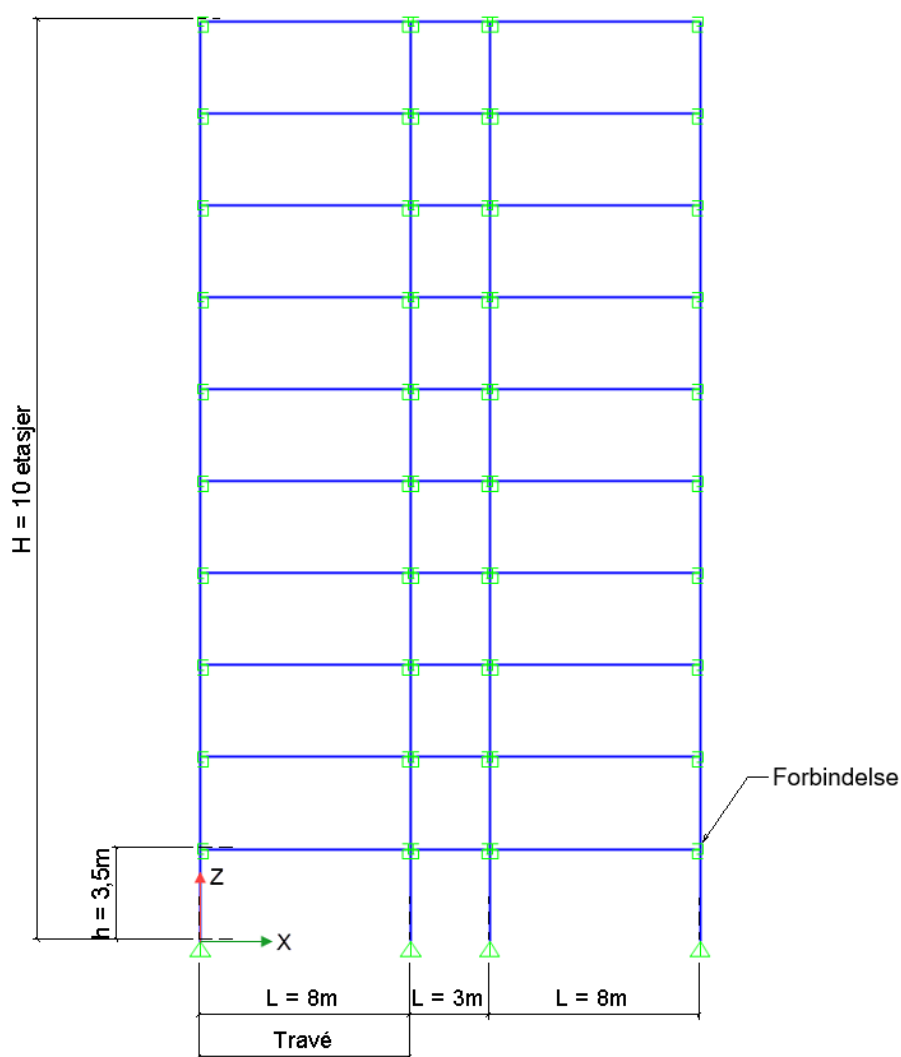
Figur 3.17 Prinsipp backbone-kurve.

3.6 Modellering av ramme i SAP2000

Oppgaven fokuserer på fire ulike rammer med etasjehøyder fra 4 til 10 etasjer. Etasjehøyden for rammene er satt til 3,5 meter. Det ble valgt å modellere rammene med to av forbindelsene fra Abaqus analysene. De to forbindelsene som ble valgt var forbindelse 25 og 30.

Det er tatt utgangspunkt i de samme rammene som Hulbak benyttet i sin oppgave. Han modellerte tre ulike rammer med henholdsvis 6, 8 og 10 etasjer. Forbindelse 25 ble sett på som en relativ myk forbindelse og det var derfor sannsynlig at den ville gi for lav stivhet for rammer på 8 og 10 etasjer. For at denne forbindelsen også skulle kunne testes mot to ulike etasjehøyder ble det valgt å modellere en 4 etasjers ramme. Forbindelse 25 ble dermed valgt som forbindelse for rammene med 4 og 6 etasjer. Forbindelse 30 ble sett på som stiv nok til å kunne modelleres i rammer med 8 og 10 etasjer.

De fire rammene er modellert med 3 travéer, som det fremgår i Figur 3.18, med henholdsvis 8, 3 og 8 meters lengde. Figur 3.18 viser en modell av rammen med 10 etasjer som har blitt benyttet i oppgaven. Generelt er alle rammene i oppgaven modellert som 2D rammer i XZ-planet.



Figur 3.18 Målsatt skisse over modellert 10 etasjers ramme i SAP2000.

3.6.1 Forbindelse mellom søyle og bjelke

For å modellere backbone kurven fra Kapittel 3.5.2 i SAP2000 og oppnå den samme kinematiske oppførselen som ble modellert i Abaqus, ble det valgt å legge inn forbindelsen mellom søyle og bjelke som en link i modellen. En link gjør det mulig å spesifisere kapasiteten til forbindelsen. Dette kan gjøres ved å beskrive hvordan forbindelsen skal deformere seg ut ifra hvilke moment den påføres. Linken ble fastlåst mot translasjon i alle retninger, og fri til å rotere i R1- og R2-retning. R3-retning ble definert med en ikke-lineær oppførsel, for å definere oppførselen til forbindelsen med hensyn på moment og rotasjon. Den ikke-lineære (kinematiske) oppførselen ble hentet fra backbone-kurven vist i Figur 4.11. Fullstendig beskrivelse av hvordan linken er modellert er vist i Vedlegg C.

Tabell 3.4 Randbetingelser for link i SAP2000.

Frihetsgrad	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Randbetingelse	Fastholdt	Fastholdt	Fastholdt	Fri	Fri	Ikke-lineær

Lengden på linkene ble bestemt til å være lengden fra senter søyle til kant søyle. Grunnlaget for denne beslutningen var at momentet i overgangen mellom bjelke og søyle ville bli større dersom lengden på bjelken var større. Ved å modellere forbindelsen som en link vil momentet være konstant gjennom linkens lengde. Det kan antas at momentet i en søyle vil være relativt likt fra kant til senter av tverrsnittet og å modellere linken på denne måten ses derfor på som svært reelt. Ved å modellere linken med en lengde får en tatt høyde for eksentrisiteten som vil oppstå fra forbindelsen og frem til senter av søylen. Alle rammene er modellert med leddet oppførsel mot grunnen. Det kan antas at dette vil gi en noe høyere forskyvning enn ved å innføre momentstive ledd mot grunnen.

3.6.2 Søyler og bjelker

I modellen er søylene modellert som kontinuerlige over alle etasjer. Tverrsnitt for søylene er satt til $400 \times 700 \text{ mm}^2$ for 4 og 6 etasjer, og $500 \times 800 \text{ mm}^2$ for 8 og 10 etasjer. Det ble valgt å benytte søylebredde på 400 og 500 mm for å få plass til to forbindelser per søyle. Dette for å tilfredsstille krav til rotasjonsstivhet og gi plass til innfesting av to dekkeelementer. Både søylene og bjelkene er modellert som enkle linje-element, modellert etter senterlinjen til søylene og bjelkene. Tverrsnitt for bjelkene i SAP2000 er beregnet ved hjelp av en ekvivalent høyde, basert på bøyestivheten til dekkene. Dette ble gjort for å ha korrekt stivhet i systemet, uten at dekket måtte modelleres i sin helhet. Utregningen for dette er presentert i Likn. (3.10). Bøyestivheten, EI , er i denne likningen hentet fra Figur 3.19 som er hentet fra Bjørge og Kristoffersen sin masteroppgave. De regnet ut en gjennomsnittlig $(EI)_{L,eff}$ basert på målte resultater fra dekket i laboratoriet [6]. Skjærmodulen G er også redusert som vist i Likn. (3.11).

Lastnivå [kN]	Nedbøyning, δ_M [Nmm ²]	$(EI)_{L,eff}$ [Nmm ²]	$(EI)_{L,eff} / EI_{ABAQUS}$	$(EI)_{L,eff} / EI_{\infty}$
2,63	0,302	$1,2644 \cdot 10^{14}$	93,4 %	75,2 %
4,66	0,508	$1,3285 \cdot 10^{14}$	98,1 %	79,0 %
6,66	0,731	$1,3193 \cdot 10^{14}$	97,4 %	78,5 %
8,42	0,921	$1,3248 \cdot 10^{14}$	97,8 %	78,8 %
12,35	1,362	$1,3139 \cdot 10^{14}$	97,0 %	78,1 %
Gjennomsnitt		$1,3102 \cdot 10^{14}$	96,8 %	77,9 %

Figur 3.19 «Estimert langsgående bøyestivhet basert på punktopplegg og linjelast.» [6].

$$EI = E \cdot \frac{bh'^3}{12} = 13000 \cdot \frac{280 \cdot h'^3}{12} = 1,31 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2 \quad (3.10)$$

$$\Rightarrow h' = 756 \text{ mm}$$

$$G' = G \cdot \frac{h}{h'} = 650 \cdot \frac{450}{756} = 387 \text{ N/mm}^2 \quad (3.11)$$

Materialeegenskapene for bjelker og søyler ved modellering i SAP2000 er vist i henholdsvis Tabell 3.5 og Tabell 3.6.

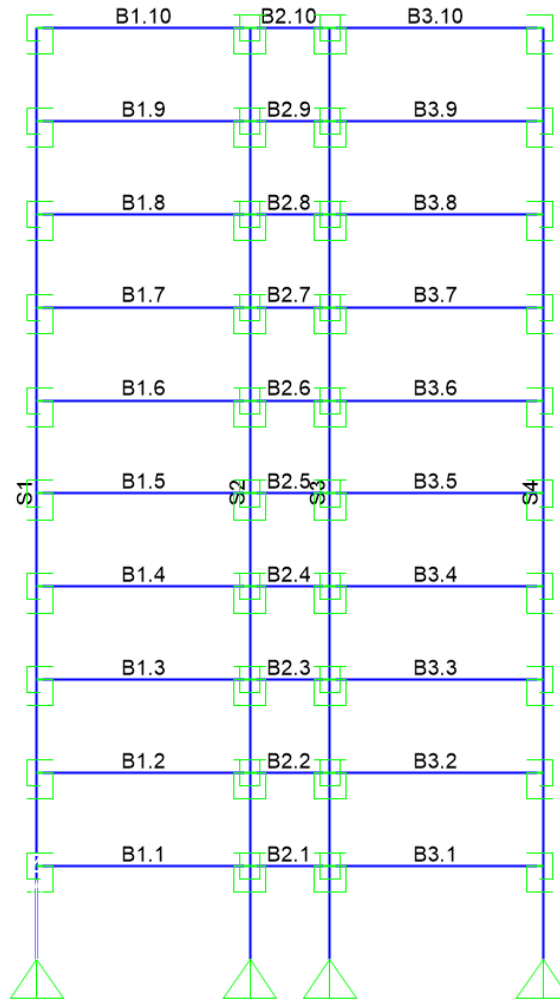
Tabell 3.5 Materialeegenskaper, bjelke.

Material	ρ_k [kg/m ³]	E_1 [Mpa]	E_2 [Mpa]	E_3 [Mpa]	G_{12} [Mpa]	G_{13} [Mpa]	G_{23} [Mpa]	ν_{12}	ν_{13}	ν_{23}
GL30c	390	13000	300	300	387	387	65	0,6	0,6	0,6

Tabell 3.6 Materialeegenskaper, søyle.

Material	ρ_k [kg/m ³]	E_1 [Mpa]	E_2 [Mpa]	E_3 [Mpa]	G_{12} [Mpa]	G_{13} [Mpa]	G_{23} [Mpa]	ν_{12}	ν_{13}	ν_{23}
GL30c	390	13000	300	300	650	650	65	0,6	0,6	0,6

Rammene ble modellert etter et system for å gjøre det enkelt å kunne orientere seg tilbake til de ulike elementene. Søylerne er merket fra S1-S4 fra venstre til høyre. Bjelkene er merket etter et system BX.YY, hvor X er felt og Y er etasje. Nummereringen kan ses i Figur 3.20.



Figur 3.20 Oversikt over nummerering av elementer i SAP2000.

Søylene og bjelkene er delt inn i et ulikt antall elementer. Søylene er delt inn i to elementer per etasje og bjelkene er delt inn i 17 elementer.

3.6.3 Egen- og nyttelast

Det var ønskelig å teste de ulike rammene for to ulike lastkombinasjoner og det ble i samråd med veileder valgt å utvikle to kombinasjoner med verdier som vist i Likn. (3.12) og (3.13). En lett kombinasjon for boligbygg, og en tung kombinasjon for næringsbygg er definert. De to lasttilfellene er vist i Likn. (3.12) og (3.13) og ble kalt henholdsvis «G+0.3Q lett» og «G+0.3Q tung».

$$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q = 1,0 \cdot 1 \frac{kN}{m^2} + 0,3 \cdot 2 \frac{kN}{m^2} \quad (3.12)$$

$$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q = 1,0 \cdot 2 \frac{kN}{m^2} + 0,3 \cdot 3 \frac{kN}{m^2} \quad (3.13)$$

Lasttilfellene ble modellert med utgangspunkt i to ulike dekkeelementer. For boligbygg ble det antatt dekkeelementer med en bredde på 2,4 meter og i næringsbygg en elementbredde på 3,6 meter.

3.6.4 De forskjellige rammene

I alt ble 4 rammer analysert i SAP, hvor forbindelse 25 ble valgt for 4 og 6 etasjer, og forbindelse 30 for 8 og 10 etasjer. Parameterne for rammene kan ses i Tabell 3.7. Siden rammene ble modellert i 2D, var det kun krefter og deformasjoner i XZ-planet som ble analysert. Krefter og deformasjoner ut av XZ-planet er derfor neglisjert.

Tabell 3.7 Oversikt over de forskjellige rammene som er analysert.

Ramme nr.	Etasjer	Forbindelse	Søyledimensjoner [mm ²]
1	4	25	400x700
2	6	25	400x700
3	8	30	500x800
4	10	30	500x800

3.7 Pushoveranalyse i SAP2000

For å analysere hvordan kreftene fordeler seg i rammen, og kontrollere søylene og dekkenes kapasitet, ble det gjort en ikke-lineær statisk (pushover) analyse i SAP2000. Analysen ble gjennomført som beskrevet i Kapittel 2.7.1 ved å innføre en forskyvning i toppen av rammen. Forskyvningen ble modellert som en akselerasjonslast i x-retning med en skaleringsfaktor. Skaleringsfaktoren ble satt til minus 10 for de to laveste rammene, og minus 15 for de to høyeste rammene. Akselerasjonslasten er påført i høyre topp av rammen. Rammene ble forhåndsbelastet med lastkombinasjonene som beskrevet i Kapittel 3.6.3. Hver ramme ble analysert med både lett og tung lastkombinasjon og er videre definert med antallet etasjer og henholdsvis «Pushover lett» og «Pushover tung» som henviser til hvilket dekkeelement som er benyttet. Lasten ble påført ved hjelp av ca. 100 steg, slik at en fikk gode resultater for utviklingen av krefter og deformasjon i rammene. Analysetypen ble satt til «statisk ikke-lineær» slik at deformasjoner i forrige steg/inkrement ble tatt høyde for ved utregning av nye krefter og deformasjoner.

3.8 Modal analyse i SAP2000

For å estimere dempingen til rammene med hensyn på Rayleigh demping som beskrevet i Kapittel 2.4.3, ble det gjennomført en modal analyse av de åtte ulike rammene. Målet med den modale analysen var å finne egenfrekvensen og perioden til hver ramme. Fordi modal analyse er en lineær analyse var det nødvendig å definere forbindelsene på en annen måte enn den som ble beskrevet i pushoveranalysen. I den modale analysen ble den estimerte rotasjonsstivheten til de valgte forbindelsene benyttet, og modellert som en fjær med fjærstivhet i hver forbindelse.

Videre ble det definert to ulike massetilfeller for hver ramme. Tilfellene ble definert på samme måte som for pushover, hvor det ble antatt at egenlast og 30 % av nyttelasten ville opptre. De to tilfellene definert som lett og tung refererer til henholdsvis lett og tung egenlast og nyttelast som beskrevet i Kapittel 3.6.3.

3.9 Tidshistorieanalyse i SAP2000

Ved gjennomføring av tidshistorieanalysene ble det tatt utgangspunkt i de allerede beskrevne rammene som ble benyttet i pushoveranalysene. I dette kapitlet beskrives derfor kun de spesifikke valgene som ble gjort med hensyn på tidshistorieanalysen.

Etter å ha analysert rammene ved hjelp av modal analyse ble de analysert ved hjelp av tidshistorieanalyse. Rammene ble forhåndsbelastet på samme måte som pushoveranalysene ved et lett og et tungt lasttilfelle. Periodene som ble funnet i den modale analysen ble benyttet for å beregne faktorene for stivhet- og masseavhengig demping for hver ramme. Rammene ble analysert med ti jordskjelv for hver etasjehøyde, og for hvert massetilfelle. De ti utvalgte jordskjelvene som ble benyttet i analysen er vist i Tabell 3.8. Jordskjelvene er de samme som ble benyttet i Hulbaks oppgave. Disse ble benyttet for å danne et godt sammenligningsgrunnlag med hans oppgave. Tabellen viser jordskjelvenes geografiske plassering og når jordskjelvet fant sted. I tabellen vises jordskjelvenes styrke som moment magnituden (M_w), høyeste grunnakselerasjon (PGA) og avstand i kilometer fra episentret til målestasjonen (D). Akselerogram og responspektrum for de valgte jordskjelvene kan ses i Vedlegg D.

Tabell 3.8 Jordskjelv benyttet i tidshistorieanalyse [8].

ID	Jordskjelv	Land	M_w	PGA(g)	D (km)	
e1	Kaikoura	14/11/2016	New Zealand	7,8	0,47	32,9
e2	Sentral-Italia	30/10/2016	Italia	6,5	0,36	20,0
e3	Sør-Island	17/06/2000	Island	6,6	0,34	18,0
e4	Jiashi	11/04/1997	Kina	6,1	0,30	27,7
e5	Kozani	13/05/1995	Hellas	6,4	0,22	19,5
e6	Kobe	16/01/1995	Japan	6,9	0,25	22,5
e7	Uttarkashi	19/10/1991	India	7,0	0,25	21,7
e8	Manjil	20/06/1990	Iran	7,4	0,51	12,6
e9	Adak	02/05/1971	USA (Alaska)	7,1	0,21	78,9
e10	El Centro	19/05/1940	USA (California)	6,9	0,31	12,2

Tidshistorieanalysene ble definert som ikke-lineære analyser med «large deformations» og med Newmark integrasjon som beskrevet i 2.4.4. Dempingsforholdet ble satt til 0,02 for alle analyser.

Målet med tidshistorieanalysene var på samme måte som for pushover-analysen, å kjøre analysen frem til første forbindelse gikk til brudd. For å gjøre dette ble det utviklet et Python-skript som økte skaleringsfaktoren (PGA) for hvert jordskjelv frem til første forbindelse gikk til flyt. Når skaleringsfaktoren for første flyt ble funnet for alle jordskjelv og rammer, ble det gjennomført nye analyser for å komme frem til hvilken skaleringsfaktor som ga brudd (20 % tøyning) i første forbindelse. I stedet for å iterere seg frem til korrekt skaleringsfaktor for hvert jordskjelv ble det valgt å øke q-faktoren med 0,5 for hver iterasjon frem til første forbindelse gikk til brudd. Ved å benytte en jevn økning i q-faktoren ville det være enklere å vurdere resultatene opp mot hverandre.

For hver iterasjon ble det hentet ut data for krefter og forskyvning for bruk i videre sammenligning. Det ble på det minste benyttet sju iterasjoner for å oppnå maksimalt moment i første forbindelse i rammene for 8 og 10 etasjer. For 4 og 6 etasjer ble det iterert 11 ganger eller flere. Resultatene fra tidshistorieanalysene presenteres i Kapittel 4.4.

3.10 Behandling av resultater fra SAP2000

Fra analysene i SAP2000 ble det hentet ut total horisontal forskyvning i toppnoden, samt kreftene i hvert enkelt element for hvert steg. Kreftene i hvert enkelt element ble satt inn i Excel og kapasitetskontrollert i ulykkesgrensetilstand. Til slutt ble det hentet ut moment, rotasjon, forskyvning og grunnskjær for alle rammer i alle steg, slik at disse kunne bearbeides til grafer som er representert i resultatdelen av oppgaven. I tidshistorieanalysene ble ekstremalverdiene for krefter og forskyvning hentet ut for hver iterasjon som beskrevet i Kapittel 3.9.

3.10.1 Krav til ramme

Kravene for at en ramme skal tåle den gitte belastningen er at søylene og bjelkene/dekkene ikke under noen omstendigheter overskrider de kontrollene som er gitt i EC5. Samtidig skal ikke forbindelsene belastes mer enn bruddmomentet angitt i egenskapene til forbindelsen.

3.10.2 Kapasitetskontroll, søyler

Alle søyler ble kontrollert i henhold til nødvendige tverrsnittskontroller fra Eurokode 5 ved hjelp av Excel. Håndberegninger av to søyler i trykk og strekk i rammen med 10 etasjer og tungt lasttilfelle er vist i Vedlegg A. Dette for å vise hvordan kapasitetskontrollene er implementert i Excel.

3.10.3 Kapasitetskontroll, dekker

For å kontrollere om dekkene hadde tilstrekkelig kapasitet ble effektivt tverrsnitt beregnet etter Tillegg B i Eurokode 5. Det ble her forenklet antatt at kreftene i den modellerte bjelken fordelte seg jevnt ut over dekket og midtbjelkene ble kontrollert for alle nødvendige kapasitetssjekker. Det ble registrert at tverrsnittet for bjelkene i dekket for de to høyeste rammene måtte oppjusteres. Bjelkene i dekkeelementene ble derfor oppjustert til et tverrsnitt på $100 \times 450 \text{ mm}^2$. Det er ikke sett på virkningen av endringen i SAP2000, og kun implementert i kapasitetskontrollene i Excel. Fordi den effektive bøyestivheten til dekkeelementene var definert ut ifra laboratorieforsøk og det ikke forelå noen tilgjengelige data for bøyestivheten av større dekkeelementer, ble det besluttet å benytte den samme bøyestivheten i alle SAP2000 analysene. En detaljert utregning av effektivt tverrsnitt og tilhørende kapasitetskontroller for den høyeste rammen kan ses i Vedlegg A.

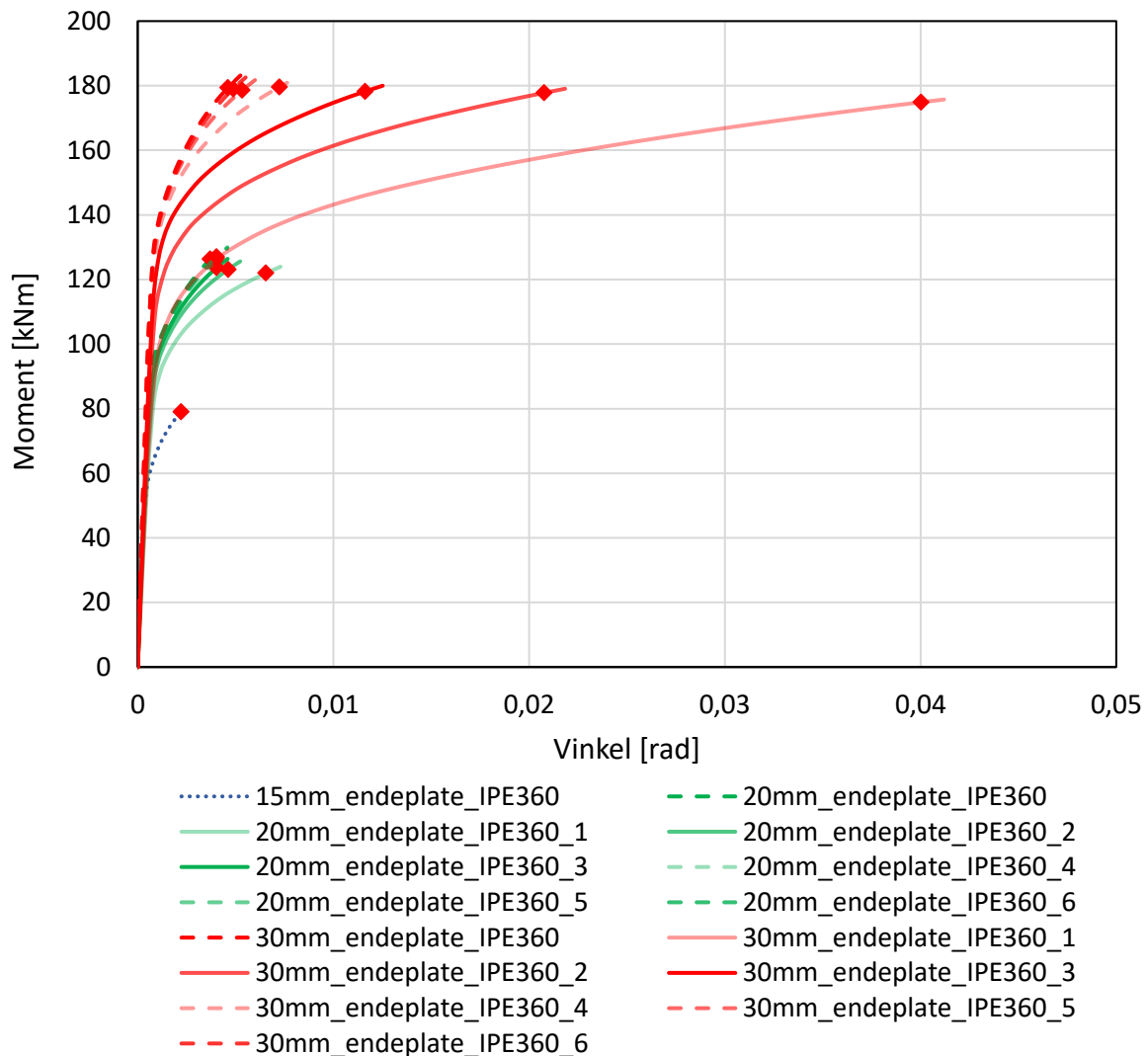
4 Resultater og diskusjon

Dette kapittelet beskriver resultatene fra analysene gjennomført i oppgaven, samt drøfting rundt de ulike resultatene. Til slutt er eventuelle feilkilder i analysene beskrevet.

4.1 Resultater for analyse av forbindelse i Abaqus

Kapittel 4.1 presenterer resultatene for første del av oppgaven hvor forbindelsen ble utviklet og testet i Abaqus. Resultatene for analysene presenteres ved hjelp av grafer som illustrerer forskjellene mellom de ulike forbindelse. I andre og tredje analyse presenteres også egenskapene til de mest interessante forbindelsene med hensyn på momentkapasitet, rotasjonsstivhet og duktilitetsegenskaper.

4.1.1 Resultat fra første analyse



Figur 4.1 Moment/rotasjon for monoton nedbøyning fra analyse 1. Rød firkant viser når et element i forbindelsen overskrider 20 % tøyning.

Resultatene fra første analyse kan ses i Figur 4.1. Her ser en hvordan de ulike forbindelsene oppfører seg med tanke på moment og rotasjon. De røde firkantene viser når første element i gjeldende forbindelse når 20 % tøyning.

En kan se av figuren at det er forbindelsen med 30 mm endeplate og 50 mm grip som får den høyeste rotasjonen før første element når 20 % tøyning. Etter denne følger forbindelsene med samme endeplate, men med grip på 70 og 90 mm. Rotasjonen disse forbindelsene oppnår før de når maks tøyning reduseres kraftig ved økning av flensbredden. Det ser også ut til at 110 mm eller høyere grip vil gi tilnærmet samme resultat. Dette kommer av at tøyningen i forbindelsen oppstår i endeplaten og ikke i IPE-profilet. En ser også at forbindelsene med 30 mm endeplate oppnår en momentkapasitet på mellom 170 og 180 kNm, og det er lite variasjon i momentkapasiteten selv om grip varierer.

For forbindelsene med 20 mm endeplate oppnår forbindelsen med 50 mm grip en noe høyere rotasjon enn de øvrige før den når maksimal tøyning, men rotasjonen er relativt liten også for denne. Når en ser på de øvrige forbindelsene med 20 mm endeplate kan det tyde på at flyt i disse forbindelsene oppstår i endeplatene og at rotasjonen som oppstår er mer lokal. Dersom endeplaten flyter vil en få små rotasjoner i forbindelsen, som følge av at forskyvningen måles mellom hver side av forbindelsene. Samtidig vil heller ikke en høy rotasjon i endeplaten alene kunne gi en gunstig virkning på forbindelsens duktilitet og det vurderes derfor som mer fornuftig å beregne rotasjonen med utgangspunkt i forskyvningene i topp og bunn av hele forbindelsen.

Fra Figur 4.1 ser vi videre at forbindelsene med 20 mm endeplate har en momentkapasitet på mellom 120 og 130 kNm. Forbindelsene med 15 mm endeplate har en momentkapasitet opp mot 80 kNm, men fra Abaqus kan det her ses at flyt kun oppstår i endeplaten.

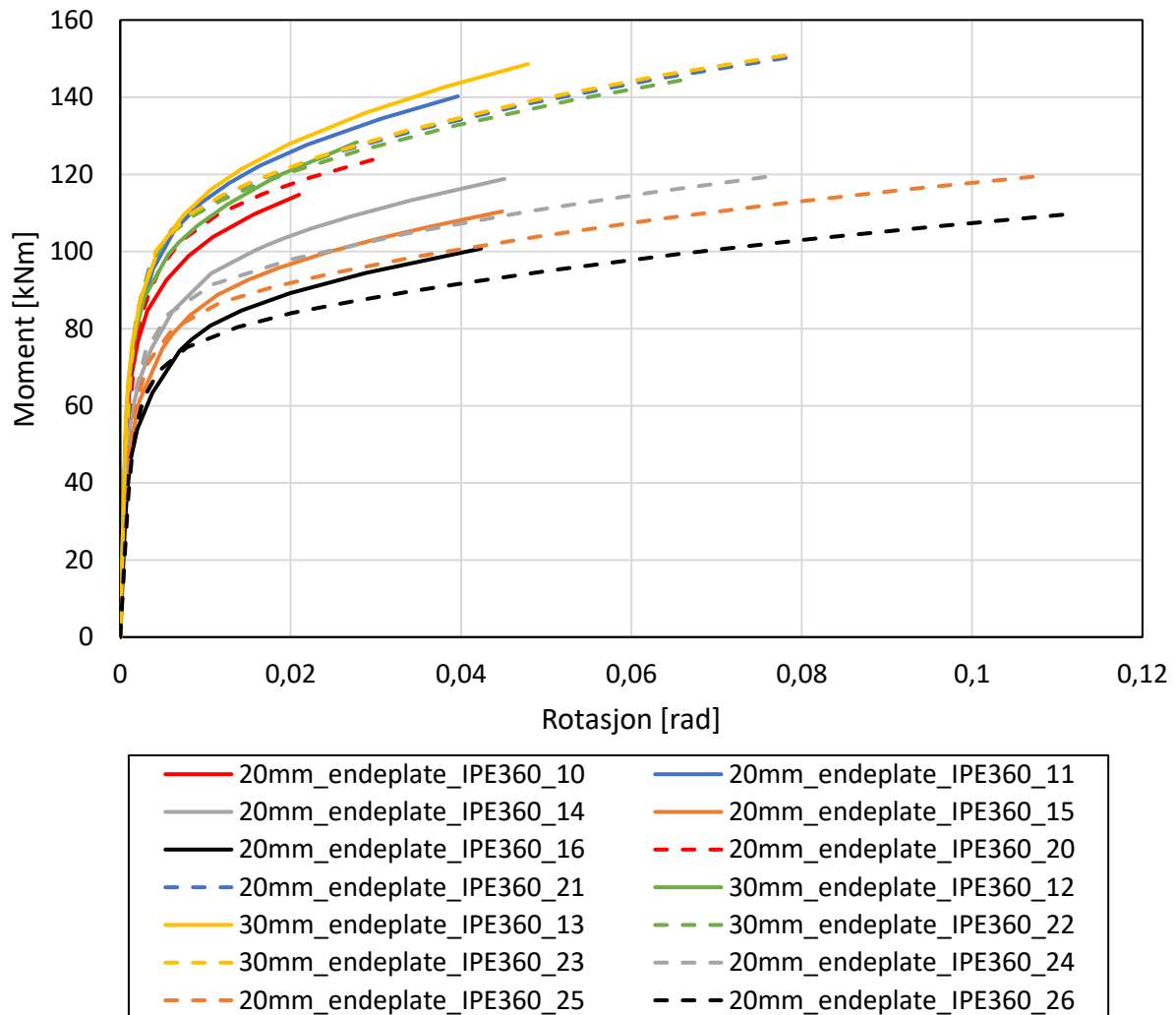
Det fremgår også at forbindelsene som oppnår liten rotasjon før de når maksimal tøyning har en relativt høy stigningsrate, noe som betyr at fastningen for disse forbindelsene sannsynligvis er relativt høy.

En generell observasjon fra denne analysen var at dersom flyt oppsto i endeplatene og ikke i IPE-profilet vil en få liten rotasjon i forbindelsen. Dette vil også resultere i en lav lokal duktilitet som heller ikke er ønskelig for forbindelsene. En ser også at lavere grip gir høyere duktilitet. Dette kommer sannsynligvis fra at flytningen i større grad oppstår i IPE-profilet, eventuelt i kombinasjon med flyt i endeplaten.

Som en konklusjon fra første analyse kan det se ut til at det vil være fornuftig å gå videre med grip på 50 mm og endeplater på 30 mm. Samtidig ser en at det vil være flyt i IPE-profilet som vil gi en god duktilitet.

4.1.2 Resultat fra andre analyse

Figur 4.2 viser resultatene fra de 14 forbindelsene som ble testet i den andre analysen. Alle grafene er plottet frem til ett element i hver forbindelse har oppnådd en tøyning på ca. 20 % (verdiene varierer fra 19 %-23 %). Grafene i Figur 4.2 er tegnet opp av få datapunkter, hvor en variasjon på mellom 10 og 18 datapunkter definerer de ulike kurvene. Figuren bør derfor ses på som en indikasjon på hvordan disse forbindelsene vil oppføre seg og ikke eksakte resultater for egenskaper som momentkapasitet og rotasjonsstivhet.



Figur 4.2 Moment/rotasjons egenskaper for forbindelser i analyse 2.

Likevel kan det fra figuren ses at det er tilnærmet ingen forskjell mellom forbindelse 12 og 13, hvor det kun er stålqualiteten som varierer. Dette kan indikere at det er flensene som flyter, og at det ikke er nødvendig med S355 i endeplaten dersom tykkelsen er 30mm. Den samme trenden kan ses for forbindelse 22 og 23. Resultatene viser stor forskjell i duktiliteten for forbindelsene med 120 mm IPE og 220 mm IPE. Dette kan forklares ved at det er et større område i flensene som flyter når det benyttes et lengre IPE-profil. Dette vil sannsynligvis oppstå fordi radiusen til uthakingen er vesentlig høyere hos IPE-profilene med lengde 220 mm. Som et eksempel ser vi at forbindelse 10 har ca. halvparten av rotasjonen til forbindelse 20 før den oppnår 20 % tøyning. Dette betyr at en IPE lengde på 220 mm vil bidra positivt til duktilitetsegenskapene sammenlignet med 120 mm.

En ser også at forbindelse 21 sammenfaller med 22 og 23. Dette kan bety at ved å benytte stålqualitet S355 i endeplatene er 20 mm tykkelse tilstrekkelig til å konsentrere flyten til flensene, som vist i Figur 4.3.

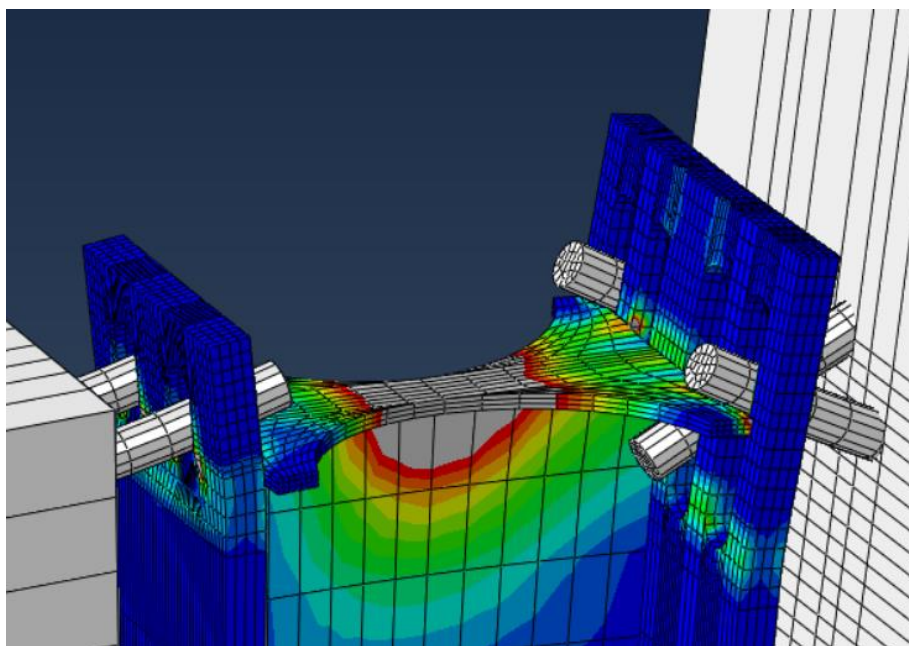
Forbindelse 10 og 20 går til brudd ved samme momentkapasitet, men som tidligere nevnt har forbindelse 20 en vesentlig høyere duktilitet før den oppnår 20 % tøyning. For forbindelse 11 og 21 ser vi at 11 går til brudd på en høyere momentkapasitet enn 21 og har vesentlig lavere duktilitet. Det samme observeres ved å sammenligne forbindelse 12 og 22. Forbindelse 13 og 23 har også en lignende oppførsel.

Som en generell observasjon kan vi se at det er sammenheng mellom lengden på IPE-profilet og fastningshastigheten til forbindelsen. Et lengre IPE-profil gir en lavere fastningshastighet.

For de sveiste tverrsnittene 14-16 og 24-26 ser vi at forbindelsene med IPE lengde 120 mm har en vesentlig lavere duktilitet enn de med lengde 220 mm. Forbindelsene med kortere IPE-profil oppnår også en noe høyere momentkapasitet i elastisk område. En ser også at momentkapasiteten reduseres i takt med redusert flenstykkelse.

Forbindelsen med den laveste momentkapasiteten er forbindelse 26 med 6 mm tykke flenser. Denne har en elastisk momentkapasitet på ca. 70 kNm. Forbindelsene med høyest momentkapasitet er forbindelse 11, 12 og 13, med en elastisk momentkapasitet på ca. 110 kNm. Forbindelsene 21, 22 og 23 har tilnærmet lik elastisk momentkapasitet, men har en vesentlig høyere duktilitet og en senere fastning.

Figur 4.3 viser et utklipp av forbindelse 25 med et IPE-profil med 220 mm lengde. Her kan en se hvordan flyten oppstår i uthakingen i IPE-profilet. Det var denne oppførselen som ga de beste duktilitetsegenskapene, og som var ønskelig å oppnå.



Figur 4.3 Forbindelse 25 med flyt i toppflens, og noe flyt i overkant steg. Et lengre IPE-profil gir større område med flyt.

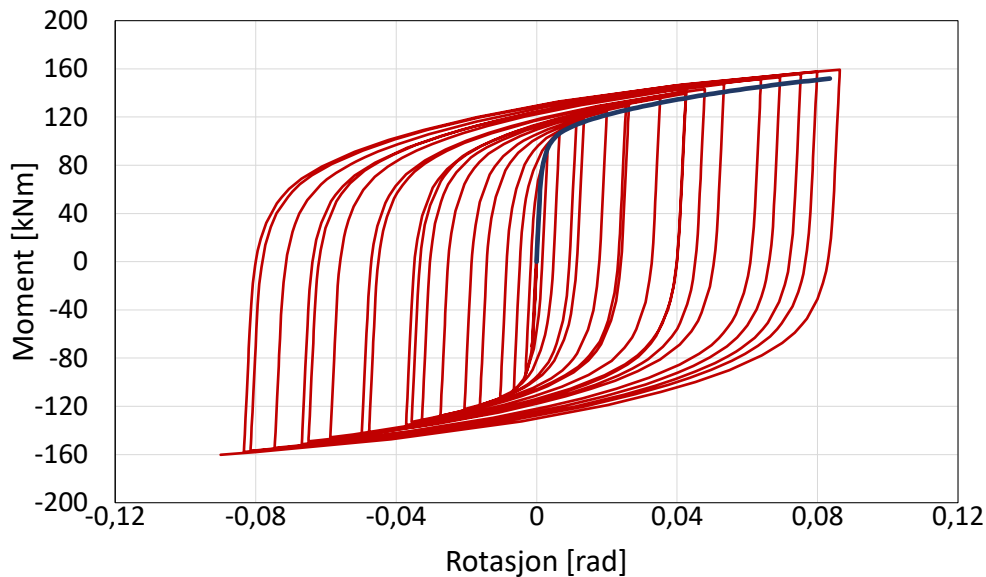
Som en konklusjon av andre analyse ser en at flyt oppnås i flensene dersom det benyttes 20 mm endeplate med stålqualität S355, eller om det benyttes 30 mm endeplate med stålqualität S235. Ved videre beregninger vil det derfor være fornuftig å enten velge endeplate med 30 mm og S235, eller 20 mm endeplate med S355. En ser at å øke lengden på IPE-profilet gir en vesentlig økning i duktiliteten, og det kan derfor antas at det vil være fornuftig å gå videre med IPE-profilene med 220 mm lengde. Dette gjelder spesielt dersom målet er å oppnå en mest mulig duktil forbindelse. Ved å endre fra et standard IPE-profil til et sveist tverrsnitt med tynnere flenser går både fastningshastigheten i materialet og momentkapasiteten til forbindelsen ned. Den elastiske momentkapasiteten for forbindelsene fra andre analyse havnet mellom 70 og 110 kNm.

I de videre undersøkelsene for analyse to er det valgt å se videre på forbindelsene med 220 mm IPE-profil og 20 mm endeplate med S355. Forbindelsene som analyseres videre er 21, 24, 25 og 26. Disse forbindelsene ble testet for syklisk last, slik at også hysteresekurvene til forbindelsene er kjent. Kapittel 4.1.3 viser resultater for de fire forbindelsenes egenskaper inkludert stivhet i gjengestagene. Forbindelse 25 og 26 ble også undersøkt ved knekkingskontroll.

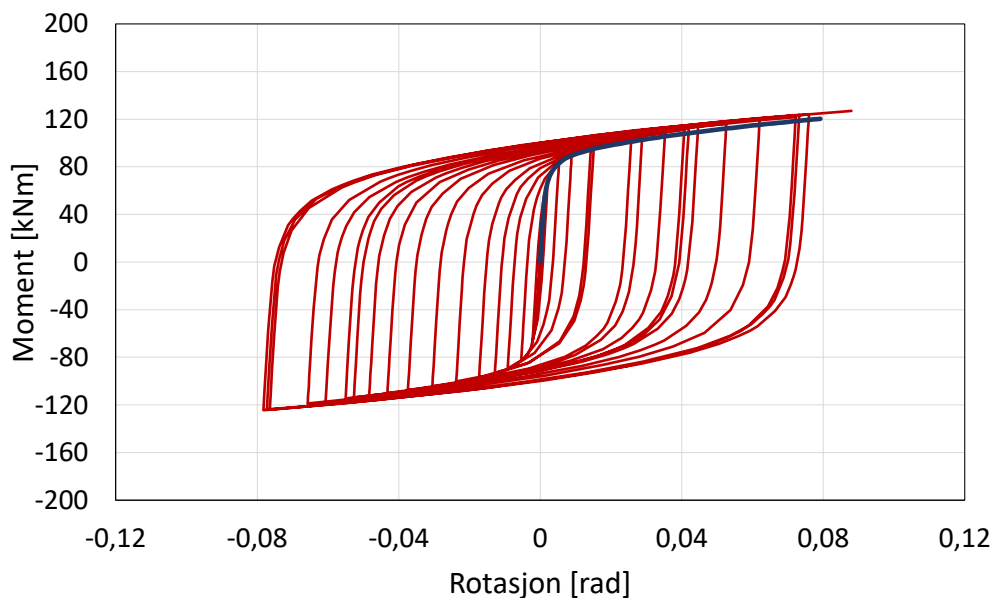
4.1.3 Syklisk analyse av forbindelser fra andre analyse

De fire forbindelsene fra analyse to ble testet ved å etablere en amplitude på 20 steg, med en maksimal forskyvning som medførte at minimum ett element i forbindelsen ville oppnå 20 % tøyning, som beskrevet i Kapittel 3.3. Forbindelsene ble undersøkt for syklisk påkjenning uten gjengestagenes stivhet.

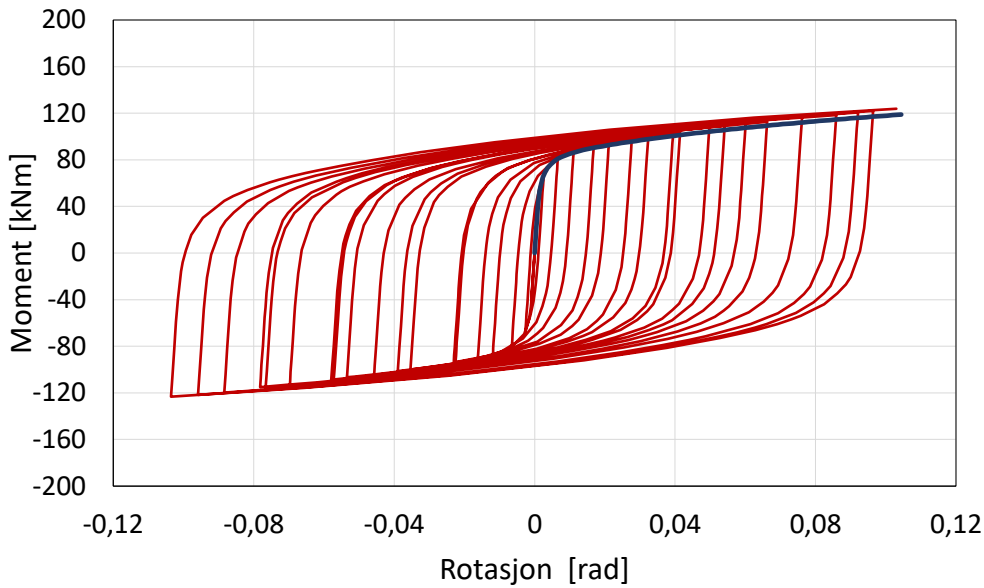
Figur 4.4 - Figur 4.7 viser resultatene fra den sykliske analysen for de fire utvalgte forbindelsene. Den sykliske oppførselen er plottet i rødt. Det var ønskelig å vurdere forskjellene mellom den monotone og den sykliske nedbøyinganalysen. Det ble derfor valgt å plote resultatene fra den monotone nedbøyingen til hver enkelt forbindelse i blått. Resultatene fra den sykliske analysen kan også ses i Vedlegg D. Siste punkt på hver graf er punktet hvor forbindelsen når 20 % tøyning. Siste punkt på grafene for monoton nedbøying er for en tøyning mellom 20,3 og 22,1 % avhengig av hvilken forbindelse som vurderes.



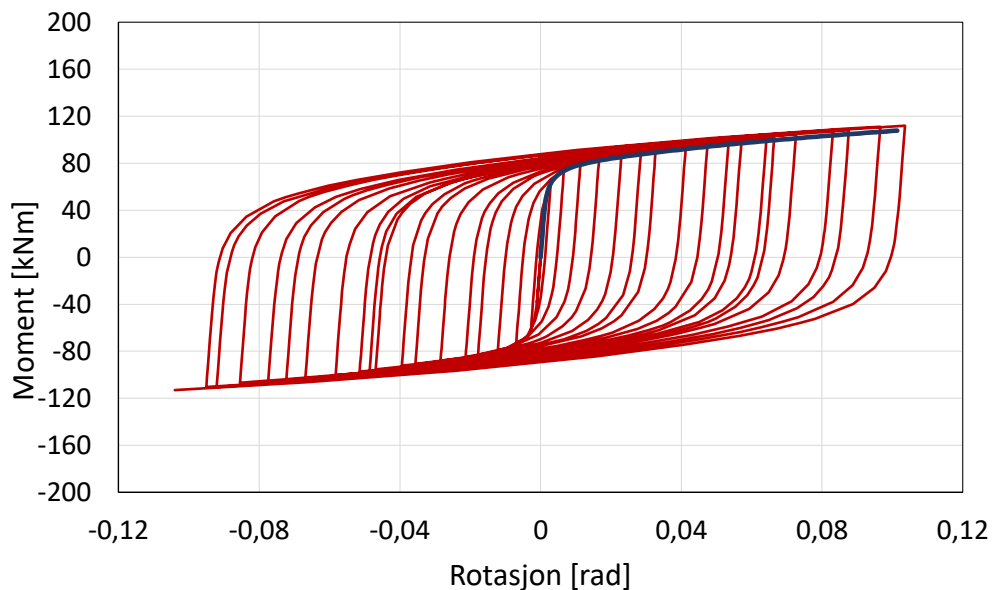
Figur 4.4 Hysteresekurve som resultat av syklisk analyse av forbindelse 23 vist i rød farge. Kurve for monoton nedbøying for samme forbindelse vises i blå farge.



Figur 4.5 Hysteresekurve som resultat av syklisk analyse av forbindelse 24 vist i rød farge. Kurve for monoton nedbøying for samme forbindelse vises i blå farge.



Figur 4.6 Hysteresekurve som resultat av syklisk analyse av forbindelse 25 vist i rød farge. Kurve for monoton nedbøying for samme forbindelse vises i blå farge.



Figur 4.7 Hysteresekurve som resultat av syklisk analyse av forbindelse 26 vist i rød farge. Kurve for monoton nedbøying for samme forbindelse vises i blå farge.

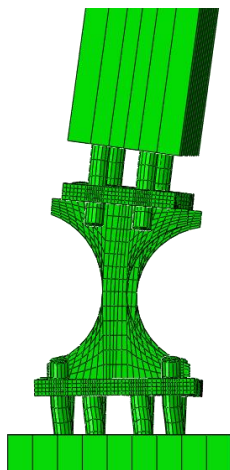
Fra figurene kan en se at den monotone nedbøyingen og den sykliske sammenfaller frem til materialet går til flyt. Når materialet flyter kan det ses en noe høyere fastning ved den sykliske belastningen, noe som fører til at forbindelsene oppnår en noe høyere momentkapasitet. Variasjonene er likevel svært små også når første element når 20 % tøyning. Det ble derfor antatt at en monoton nedbøyinganalyse ville gi tilstrekkelige resultater for å etablere en backbone kurve som senere kunne benyttes som input i global analyse.

Som en kan se av figurene når forbindelsene en maksimal momentkapasitet på mellom 110 og 160 kNm. Stigningen på kurven for forbindelse 21 er vesentlig høyere enn de tre andre, og en ser at kurven har mindre stigning desto lavere momentkapasitet forbindelsen har. Dette betyr at fastningen vil være mindre for forbindelsene med lavere momentkapasitet. Alle forbindelsene oppnår en rotasjon på over 0,07 radianer før de går til brudd, og tre av fire forbindelser oppnår en rotasjon over 0,08 radianer. Forbindelse 25 og 26 oppnår en rotasjon på ca. 0,1 radianer.

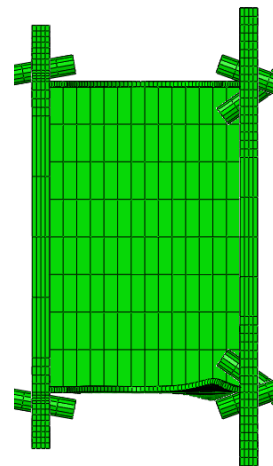
4.1.4 Knekkingskontroll

Som et resultat av endringen i flenstykkelser vil forbindelsene være mer utsatt for knekking. Den minste flenstykkelser er redusert til under halvparten av den opprinnelige. Forbindelsene 25 og 26 ble derfor kontrollert ved hjelp av en linearisert knekkingsanalyse. Stivheten til gjengestagene ble tatt med i betraktning ved knekkingsanalysene.

Knekkingsanalysen ble gjennomført ved hjelp av Abaqus sin innebygde knekkingsanalyse med «linear perturbation», som analyserer modellen med hensyn på linearisert knekking. Systemet ble påført en last på bjelkeenden på 1 kN. Forbindelsene ble kontrollert fra original tilstand.



a) Knekkform forbindelse 25



b) Knekkform forbindelse 26

Figur 4.8 Resultat fra knekkingskontroll forbindelse 25 og 26.

Figur 4.8 viser den første knekkformen for forbindelse 25 og 26. Knekkformen til forbindelse 25 viste at det var en global knekkingsform ut av planet. Størsteparten av knekkingen kommer i IPE-profilet, men gjengestagene er også utsatt for noe knekking. Denne knekkformen ga en egenverdi på 159,11, som betyr at forbindelsen tolererer en påkjenning på 159,11 kN før den knekker ut.

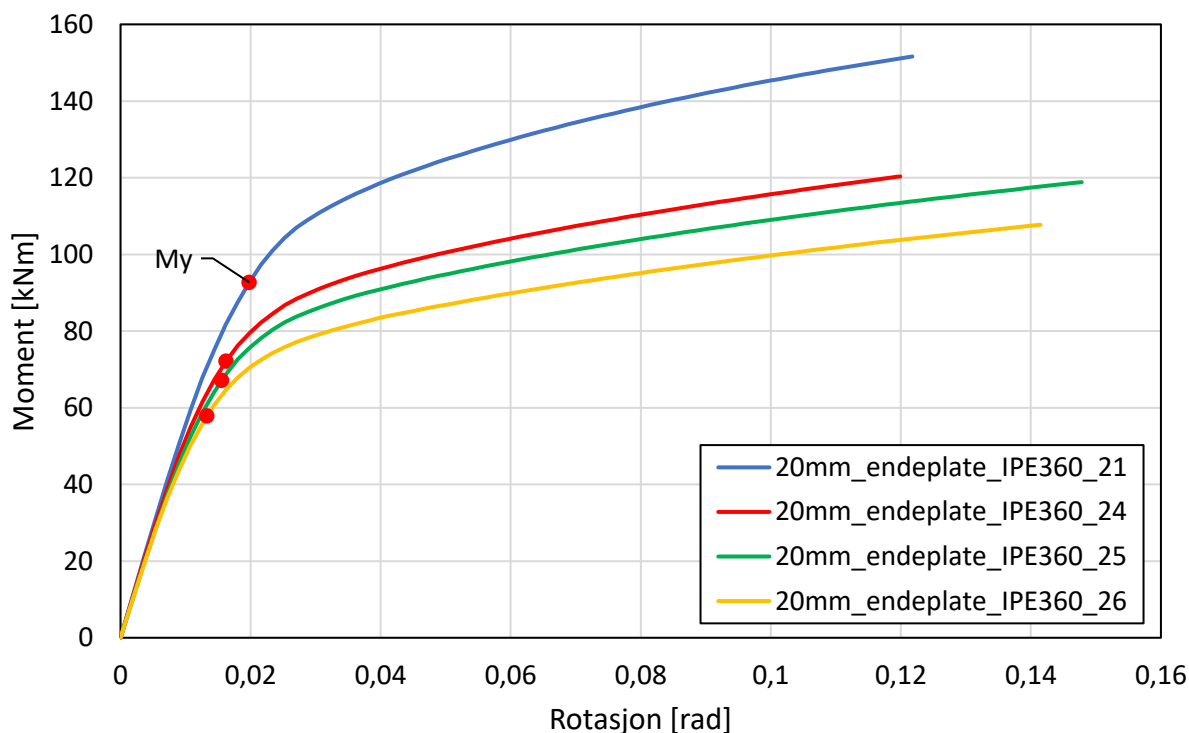
$$M_{kr} = P_{kr} \cdot L = 159,11 \text{ kN} \cdot 2,36 \text{ m} = 375,5 \text{ kNm} \quad (4.1)$$

Som Likn. (4.1) illustrerer vil det kritiske momentet for forbindelse 25 være 375,5 kNm. Det maksimale momentet forbindelsen testes for, M_u , er for denne forbindelsen 123,7 kNm. Det vil derfor ikke være nødvendig å ta hensyn til knekking for denne forbindelsen.

Figur 4.8 viser at knekkformen til forbindelse 26 er en lokal knekkform i bunnflensen. Denne knekkformen gir en egenverdi på 25,17. Ved å benytte de samme beregningene som for forbindelse 25 ser vi at det kritiske momentet for denne forbindelsen vil være 59,4 kNm. Verdien tilsier at forbindelse 26 vil knekke før den når den elastiske momentkapasiteten på 64 kNm. Knekkning av forbindelsen vil derfor bli en faktor som det må tas hensyn til. For å benytte en slik forbindelse vil det derfor være nødvendig å konstruere en avstiving av flensene, slik at dette problemet unngås.

4.1.5 Forbindelser fra andre analyse inkludert stivhet i gjengestag

Etter å ha vurdert forbindelsenes individuelle egenskaper, og oppnådd en bedre forståelse rundt hvilke parametere som påvirker duktiliteten til forbindelsene, ble det valgt å innføre stivhet i gjengestagene for fire utvalgte forbindelser. Stivheten til gjengestagene ble definert i henhold til Tabell 3.1. Resultatene fra den nye monotone nedbøyingsanalysen fremgår i Figur 4.9. I denne figuren er det valgt å interpolere mellom verdiene før og etter 20 % tøyning nås. Endepunktene i alle kurvene er dermed når første element i forbindelsen når 20 % tøyning. Flytemomentet i forbindelsene er markert med en rød prikk i figuren.



Figur 4.9 Resultater for de fire utvalgte forbindelsene fra andre analyse. Figuren viser forbindelsenes egenskaper med hensyn på moment og rotasjon. De røde prikkene indikerer flytpunktet for hver forbindelsene.

Ved å inkludere gjengestagenes stivhet i analysen observeres det at stigningstallet til samtlige kurver ved start og opptil flyt reduseres. Dette betyr også at rotasjonsstivheten til forbindelsene reduseres. Som det fremgår er det viktig å inkludere stivheten til gjengestagene før en vurderer forbindelsenes totale oppførsel og estimerer eventuelle egenskaper. Samtidig viser de fire kurvene at de oppnår omtrent samme momentkapasitet som ved de tidligere analysene, både ved flyt og ved brudd. Dette betyr videre at forskjellen i fastning mellom de ulike forbindelsene også vil være relativt lik. Rotasjonen i denne figuren er noe høyere enn for de samme forbindelsene før det ble tatt høyde for gjengestagenes stivhet. Det ser ut til at denne økningen i rotasjon i hovedsak kommer av reduksjonen i stigning frem til flyt i forbindelsene.

Tabell 4.1 Oversikt over egenskaper for utvalgte forbindelser fra andre analyse.

Forbindelse	M_y [kNm]	M_{y1} [kNm]	θ_{y1} [rad]	θ_{y2} [rad]	M_u [kNm]	θ_u [rad]	μ_{lokal}	K_θ [kNm/rad]
21	93,0	44,3	0,0078	0,0198	151,6	0,1218	6,2	5663,5
24	72,1	37,0	0,0068	0,0162	120,3	0,1120	7,4	5411,3
25	67,1	32,1	0,0062	0,0156	118,8	0,1478	9,5	5216,4
26	57,8	26,5	0,0050	0,0133	107,7	0,1415	10,6	5246,3

Tabell 4.1 viser tilnærmede verdier for momentkapasitet og rotasjon til de ulike forbindelsene etter at stivheten til gjengestagene ble innført. Det ble også her benyttet lineær interpolasjon mellom elementene før og etter tøyningsgrensen, for å få best mulig sammenligningsgrunnlag. M_y i tabellen er momentkapasiteten når parallellen til den initiale stivheten forskyves med $0,5 \cdot \theta_{y1}$ som beskrevet i Kapittel 2.8. I tabellen er rotasjonsstivheten relativt stabil, uavhengig av tykkelsen på flensen, noe som bekrefter at det er høyden på steget som i hovedsak vil påvirke rotasjonsstivheten til forbindelsen.

Fra tabellen ser vi at forbindelse 26 har de beste duktilitetsegenskapene. Duktilitetsfaktoren μ_{lokal} viser at forbindelsene har en lokal duktilitet på mellom 6,2 og 10,6. Hulbak konkluderte i sin oppgave med at en q-faktor på jordskjelv lik 4 krevde en μ_{lokal} på 4,5 i gjennomsnitt, og 7 på sikker side [8]. På bakgrunn av dette kan det antas at forbindelsene vil oppnå en relativt høy q-faktor og forbindelsene kan derfor benyttes i en global analyse.

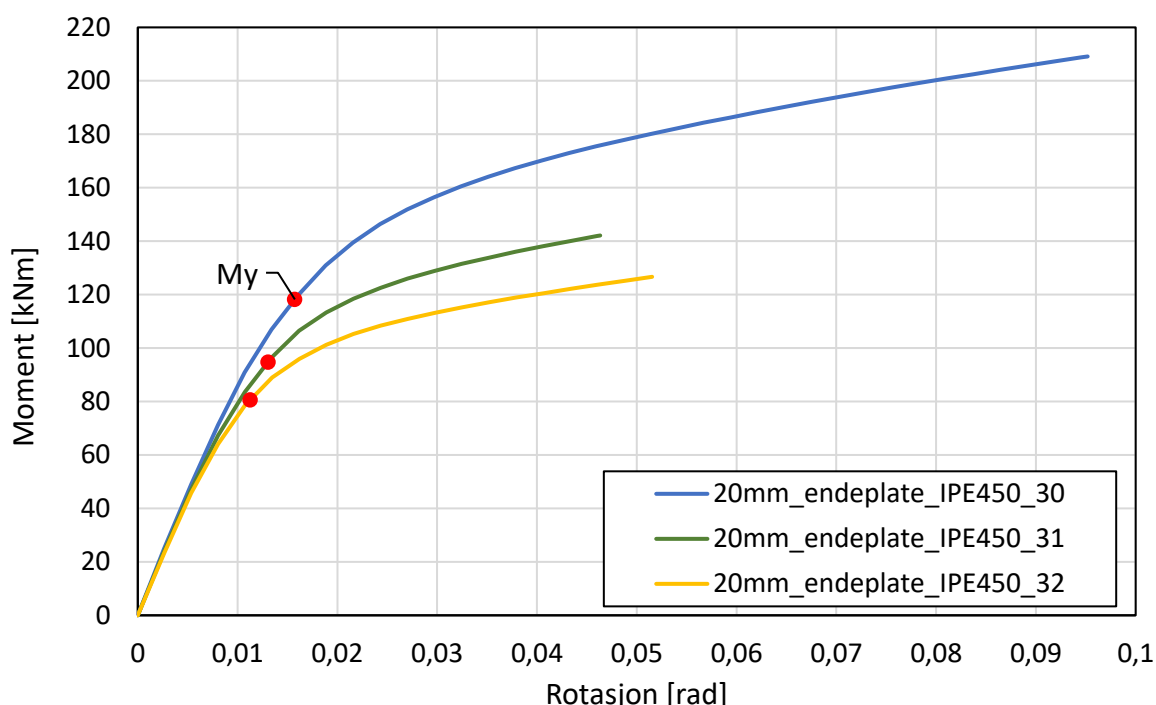
4.1.6 Oppsummering av andre analyse

Utgangspunktet for analyse to var 14 modeller som ble redusert til fire etter å ha vurdert de ulike forbindelsenes duktilitetsegenskaper. Av de fire gjenværende så en at rotasjonsstivheten var relativt lik for alle de fire forbindelsene. Samtidig viste knekkingskontrollen at forbindelse 26 kunne være utsatt for knekking. Forbindelse 25 oppnådde en lokal duktilitet på 9,5 som er å anse som en relativt høy lokal duktilitet. Det ble derfor valgt å benytte forbindelse 25 i den videre analysen fordi en kunne se bort ifra knekkingsproblematikk.

En annen observasjon som ble gjort etter andre analyse var at rotasjonsstivheten for en forbindelse var ca. halvparten av laveste rotasjonsstivhet benyttet i Hulbaks masteroppgave [8]. Som nevnt i Kapittel 1.1.1 skal hver søyle ha to forbindelser. Ved å benytte doble forbindelser vil en dermed kunne doble momentkapasiteten og rotasjonsstivheten, samtidig som man beholder duktiliteten til forbindelsene.

Ifølge veileder, viser tidligere kunnskap at for rammer høyere enn 6 etasjer, bør en ha rotasjonsstivhet opp mot 20000 kNm/rad. Forbindelsene som foreløpig har blitt vurdert vil derfor sannsynligvis ikke kunne benyttes i rammer høyere enn 6 etasjer. Det ble derfor valgt å benytte forbindelse 25 i global analyse for 4 og 6 etasjers rammer. Dette krevde samtidig utvikling av nye modeller som kunne gi tilstrekkelig rotasjonsstivhet for 8 og 10 etasjers rammer.

4.1.7 Resultat fra tredje analyse



Figur 4.10 Resultater for de tre utvalgte forbindelsene fra tredje analyse med IPE450. Figuren viser forbindelsenes egenskaper med hensyn på moment og rotasjon. De røde prikkene indikerer flytpunktet for hver forbindelse.

Figur 4.10 viser resultatet av den monotone nedbøyinganalysen, hvor de tre kurvene er plottet frem til et element i hver forbindelse når 20 % tøyning. I figuren ser en at forbindelse 30 oppnår vesentlig høyere rotasjon enn de øvrige forbindelsene før den går til brudd. Denne forbindelsen ser også ut til å ha en høyere fastningshastighet enn de to andre. Forbindelse 30 har vesentlig høyere momentkapasitet enn forbindelse 31 og 32. Dette vil føre til at det sannsynligvis er behov for større tverrsnitt i søyler og bjelker i rammene for å oppnå flyt i denne forbindelsen sammenlignet med forbindelse 31 og 32.

Flytemomentet og de øvrige egenskapene til hver forbindelse ble estimert på samme måte som beskrevet for analyse 2, og er presentert i Tabell 4.2. Flytemomentet er markert som en rød prikk i figuren.

Tabell 4.2 Oversikt over egenskaper for forbindelser fra tredje analyse.

Forbindelse	M_y [kNm]	M_{y1} [kNm]	θ_{y1} [rad]	θ_{y2} [rad]	M_u [kNm]	θ_u [rad]	μ_{lokal}	K_θ [kNm/rad]
30	118,2	57,2	0,0063	0,0157	209,1	0,0952	6,0	9024,7
31	94,7	44,7	0,0051	0,0131	142,1	0,0463	3,6	8806,5
32	80,6	35,8	0,0042	0,0113	126,7	0,0515	4,6	8605,9

Som det ble vist i Figur 4.10 oppnådde forbindelse 30 en vesentlig høyere rotasjon før første element nådde 20 % tøyning en de to andre forbindelsene. Den initielle stivheten til forbindelsene er relativt lik noe som resulterer i at rotasjonen ved flytemomentet ikke er så ulik for de tre forbindelsene. Som et resultat av at forbindelse 30 oppnår en vesentlig høyere rotasjon før første element når 20 % oppnår forbindelsen også en høyere lokal duktilitet. Den lokale duktiliteten er noe lav sammenlignet med funnene til Hulbak [8]. Hvor det var ønskelig å oppnå en lokal duktilitet på 7 for å oppnå en q-faktor på 4.

En ulempe med forbindelse 30 er at maksimalt plastisk moment er vesentlig høyere enn flytemomentet, noe som betyr at den vil få en høy fastning. Med tanke på at det skal benyttes doble forbindelser i rammene, vil også momentene som overføres via forbindelsen bli svært høye.

Selv med ulempene ved forbindelse 30 som følge av fastning og høy momentkapasitet, ble det valgt å gå videre med denne forbindelsen for videre global analyse for rammene med 8 og 10 etasjer. Valget ble i hovedsak gjort på bakgrunn av duktilitetsegenskapene til forbindelsen.

4.1.8 Sammenstilling av resultater for forbindelse

Etter å ha undersøkt en rekke ulike modeller av forbindelser og vurdert de med tanke på duktilitetsegenskaper, viser erfaringene at følgende parametere påvirker duktiliteten til forbindelsene:

- Konsentrert flyt i IPE-profil
- Lengde på IPE-profil
- Grip

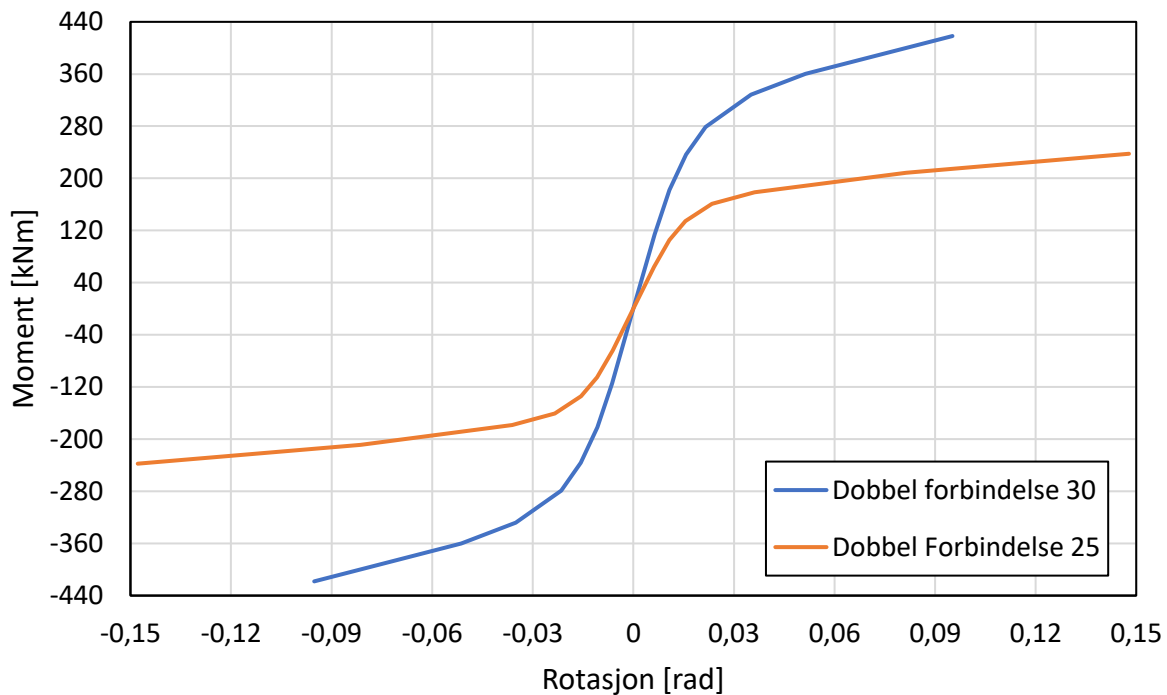
Rammekonstruksjonene i oppgaven ble modellert med forbindelse 25 og 30. Det er benyttet doble forbindelser, og egenskapene til de to forbindelsene er vist i Tabell 4.3.

Tabell 4.3 Egenskaper dobbel forbindelse 25 og 30.

Forbindelse	M_y [kNm]	M_u [kNm]	K_θ [kNm/rad]
2x25	134,2	237,6	10432,8
2x30	236,4	438,2	18049,4

For å videreføre egenskapene til de valgte forbindelsene over til SAP2000 ble det laget forenklete kurver for moment og rotasjon. Kurvene fulgte originalkurvene fra monoton nedbøyinganalyse. Det var nødvendig å redusere antallet datapunkter i kurvene for å få analyseprogrammet SAP2000 til å gjennomføre analysen med de valgte forbindelsene. De forenklete kurvene ble speilet om x- og y-aksen slik at verdiene for rotasjon og moment ble de samme uavhengig av om forbindelsen ble påkjent i negativ eller positiv retning. De forenklete kurvene er vist i Figur 4.11.

Som Kapittel 4.1.3 viste var det liten variasjon i backbone kurven til forbindelsen og kurven fra den monotone nedbøyningen. Det ble derfor vurdert slik at en monoton nedbøyinganalyse ville gi gode nok resultater til å benyttes videre i pushover og senere tidshistorieanalyse.



Figur 4.11 "Backbone" kurve for dobbel forbindelse 25 og 30. Kurvene er modellert med utgangspunkt i den monotone nedbøyinganalysen og speilet om x- og y-aksen.

4.2 Pushover

Som tidligere beskrevet ble rammene testet frem til første forbindelse nådde flytemomentet. Dette ga informasjon om rammens egenskaper ved flyt. Rammene ble deretter testet til første forbindelse oppnådde 20 % tøyning. Dataene for disse analysene er i dette kapitlet sammenstilt til tre figurer, hvor egenskapene er plottet frem til første forbindelse går til brudd. Resultatene presenteres fra systemet står i ro, og dette medfører at grafene starter fra origo, selv om duktilitetsegenskapene til systemet ikke vurderes før første forbindelse har nådd flyt ved en lokal duktilitet på 1. Fullstendige resultater fra hver enkelt etasje vises i Vedlegg F.

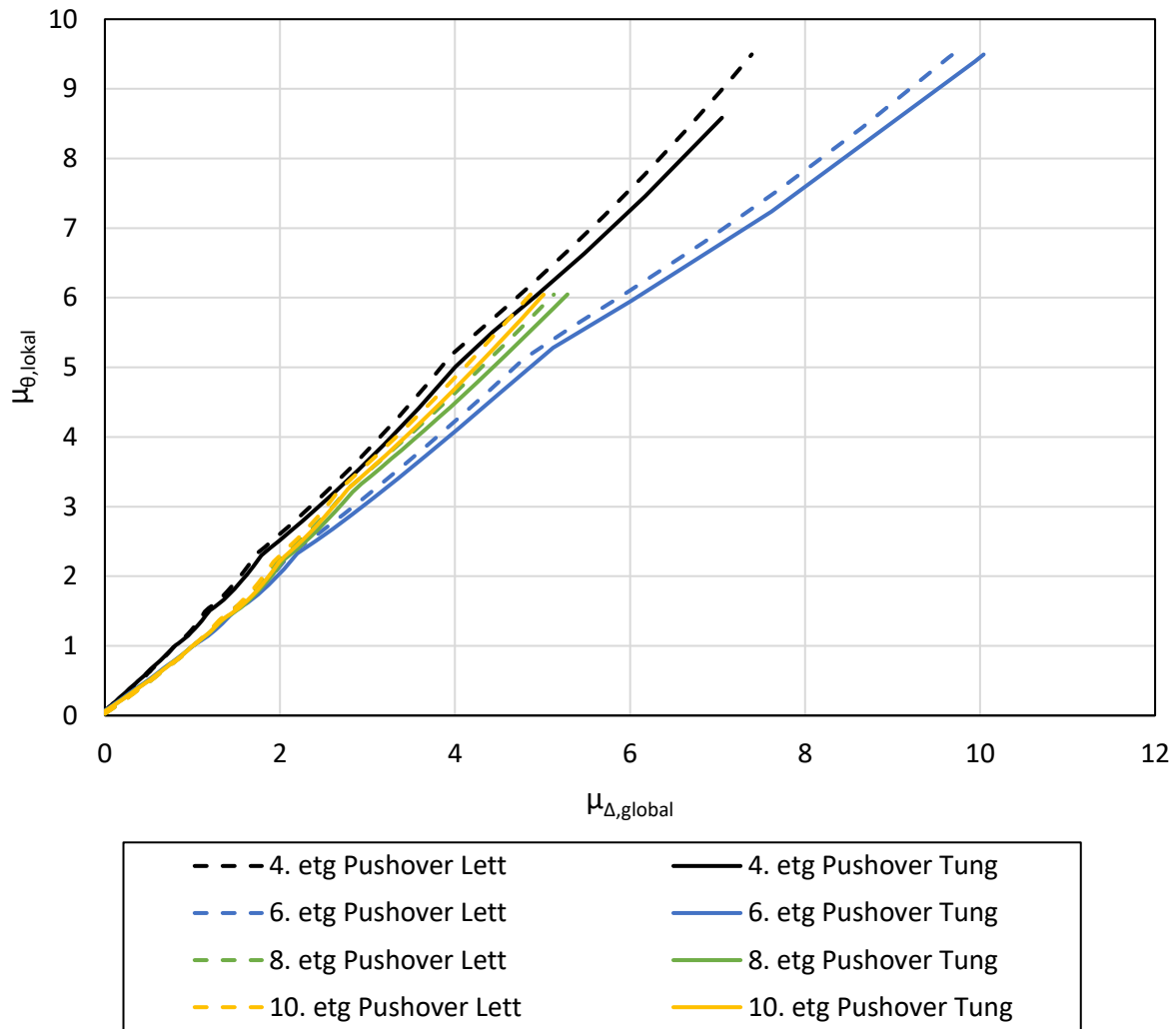
Det ble valgt å dimensjonere rammene etter resultatene fra pushoveranalysen. Målet ved dimensjonering var å oppnå en relativt høy utnyttelsesgrad for alle rammene, for å ha en god materialutnyttelse. Samtidig var det hensiktsmessig å kunne sammenligne to og to etasjehøyder mot hverandre. Det ble derfor som tidligere beskrevet benyttet samme søyleverrsnitt og forbindelser for rammene på 4 og 6 etasjer og for rammene med 8 og 10 etasjer. Som en kan se av Tabell 4.4 og Tabell 4.5, oppnår den stive rammen med 4 etasjer en utnyttelsesgrad på 77 %, mens de tre andre rammene oppnår utnyttelsesgrader på 90 % eller mer. Av tabellene ser en også at rammen med 4 etasjer har høyest utnyttelse i dekket, mens de tre øvrige har høyest utnyttelse i søyle S3. Som følge av en noe lavere utnyttelsesgrad kan det antas at restkapasiteten i rammen med 4 etasjer vil gjøre seg synlig ved vurdering av duktilitetsegenskapene til rammene.

Tabell 4.4 Maksimal utnyttelsesgrad for søyler i de ulike rammene.

Ant. Etasjer	Lasttilfelle	Maks utnyttelsesgrad	Bruddform
4	Tung	0,74	Knekking søyle S3
6	Tung	0,90	Knekking søyle S3
8	Tung	0,94	Knekking søyle S3
10	Tung	0,92	Knekking søyle S3

Tabell 4.5 Maksimal utnyttelsesgrad for dekker i de ulike rammene.

Ant. Etasjer	Lasttilfelle	Maks utnyttelsesgrad	Bruddform
4	Lett	0,77	Skjær i steg, mot toppflens
6	Lett	0,77	Skjær i steg, mot toppflens
8	Lett	0,73	Skjær i steg, mot toppflens
10	Lett	0,73	Skjær i steg, mot toppflens

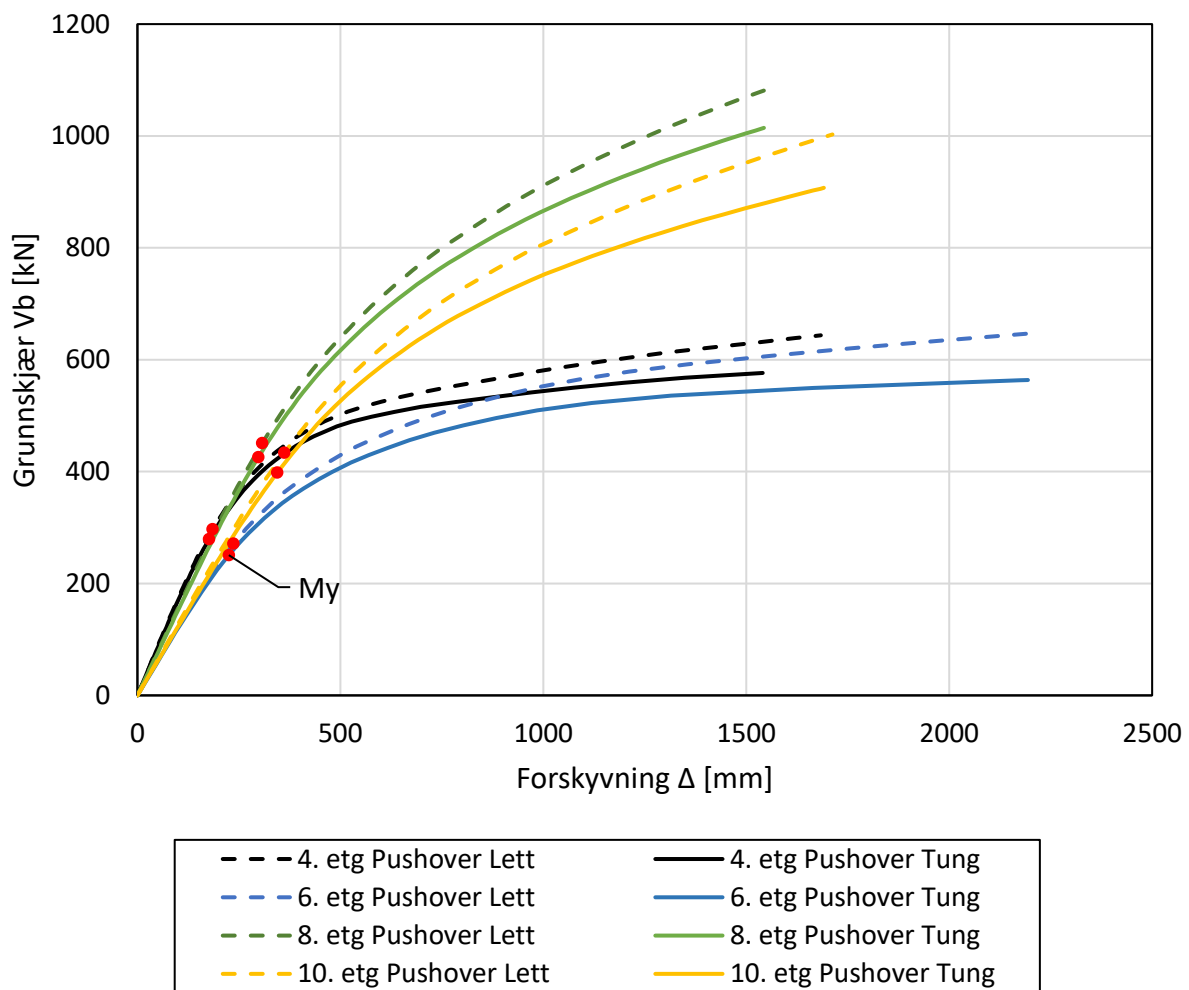


Figur 4.12 Lokal mot global duktilitet i pushoveranalyse.

Figur 4.12 viser sammenhengen mellom den lokale og globale duktiliteten. Som forventet oppnår rammene på 4 og 6 etasjer med unntak av rammen på 4 etasjer med tungt lasttilfelle en lokal duktilitet på ca. 9,5, noe som er i henhold til de kalkulerte verdiene for lokal duktilitet for forbindelse 25. En ser også at rammen med 6 etasjer oppnår en høyere global duktilitet enn rammen med 4 etasjer ved den samme lokale duktiliteten. Dette kan skyldes at rammen med 4 etasjer hadde en større restkapasitet i systemet før den gikk til flyt, og at det dermed krevde en større forskyvning av rammen for å oppnå den samme rotasjonen i forbindelsen. I sammenheng med dette er heller ikke forskyvningsendringen, $\Delta_u - \Delta_y$, like stor for rammen med 4 etasjer som 6 etasjer. Det kan også tenkes at denne forskjellen oppstår som følge av en større energidissipasjon i rammen med 6 etasjer fordi det er flere forbindelser som kan ta opp kreftene i rammen.

For rammene med 8 og 10 etasjer ser en at de oppnår en lokal duktilitet på 6 ved en global duktilitet på 5. Her er den lokale duktiliteten i henhold til de kalkulerte verdiene som beskrevet i Kapittel 3.6. Det er svært små forskjeller på duktilitetsegenskapene til de to rammene, noe som kan bety at kreftene fordeler seg relativt likt i systemene, og at etasjehøyden ikke har noen særlig innvirkning på duktiliteten for rammene med 8 og 10 etasjer.

Det bør også nevnes at de lette lasttilfellene for alle rammer har et noe høyere stigningstall enn de tunge lasttilfellene. En kan derimot ikke se at de ulike lasttilfellene har særlig påvirkning på duktilitetsegenskapene i henhold til denne figuren.



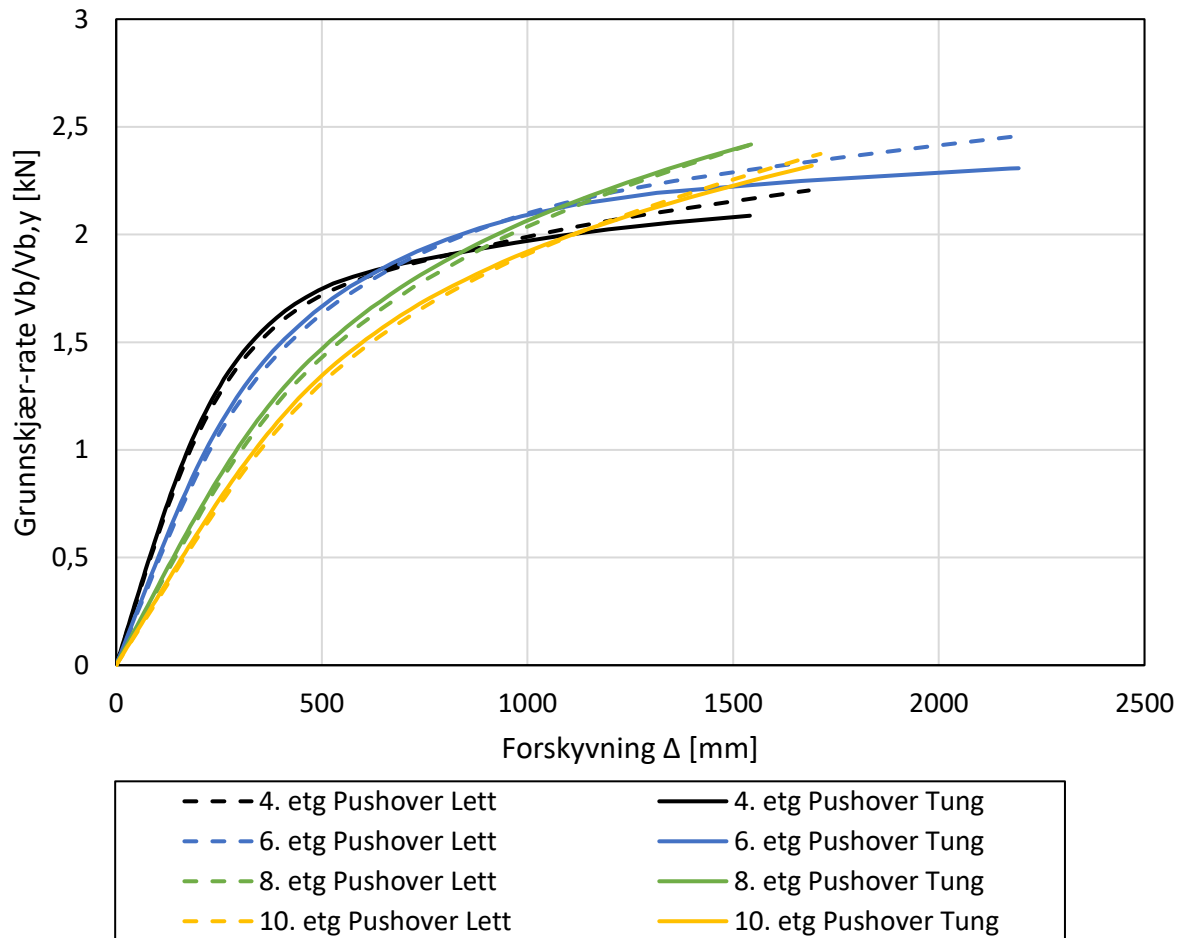
Figur 4.13 Forskyvning mot grunnskjær i pushoveranalyse. De røde prikkene antyder hvor forbindelsen oppnår flytemoment, M_y .

Figur 4.13 viser sammenhengen mellom grunnskjær og forskyvning for de ulike rammene. Her ser en tydelige forskjeller mellom de to høye rammene og de to lave rammene. Dette var forventet på grunn av de ulike forbindelsene som er benyttet i rammene.

Ved å betrakte rammene på 4 og 6 etasjer mot hverandre, oppnår rammen med 4 etasjer et høyere grunnskjær enn rammen med 6 etasjer. Dette er tilfellet frem til en forskyvning på 1000 mm hvor de to kurvene nærmer seg hverandre. Det kan antas at dette er som følge av at restkapasiteten i 4 etasjers rammen gjør at den kan motstå større krefter før første forbindelse går til flyt. Den har derfor en høyere stigning enn 6 etasjers rammen fra 0 til ca. 300 mm forskyvning. Rammen på 4 etasjer oppnår også en vesentlig mindre forskyvning enn rammen med 6 etasjer før den når brudd i første forbindelse. Dette er samme trend som ble observert fra Figur 4.12, hvor den globale duktiliteten var høyere hos 6 etasjers rammen.

Når en ser rammene på 8 etasjer opp mot 10 etasjer, ser en at 8 etasjers rammen har kapasitet til et noe høyere grunnskjær ved samme forskyvning. Dette samsvarer med tanken om energidissipasjon hvor et større antall forbindelser betyr at mer energi kan tas opp i systemet. Dette resulterer i at grunnskjæret blir mindre, noe som stemmer godt overens med resultatene fra figuren.

Generelt viser også denne figuren at det er små forskjeller mellom lett og tungt lasttilfelle med hensyn til hvilke krefter som oppstår i grunnen. Det er samtidig verdt å legge merke til at det er lett lasttilfelle som krever de høyeste kreftene for å oppnå den samme forskyvningen. Dette kan ha sammenheng med at de tunge lasttilfellene gir høyere kapasitetsutnyttelse i startposisjon, noe som medfører at det vil være en større restkapasitet i rammene med lett lasttilfelle. Av figuren ser en også at økningen i grunnskjær er lavere i de tunge lasttilfellene ved samme forskyvning som lett lasttilfelle.



Figur 4.14 Forskyvning mot grunnskjærrate i pushoveranalyse.

Figur 4.14 viser forskyvning mot grunnskjærraten, også kalt overstyrkefaktoren. Her ser en at det er små forskjeller mellom overstyrkeforholdet for de 4 ulike etasjehøydene. Det vises også at de to lasttilfellene har svært liten betydning på overstyrkeforholdet. Dette betyr at en kan anta det samme overstyrkeforholdet uavhengig av om en ønsker 2,4 eller 3,6 m brede dekkeelementer. Rammene på 4 og 6 etasjer har en høyere grunnskjærrate frem til en forskyvning på ca. 800 mm. Etter dette flater kurvene til disse to etasjehøydene ut og en ser at overstyrkeforholdet i 8 og 10 etasjers rammene øker jevnere frem til maksimal forskyvning. Denne oppførselen kan være en følge av at det benyttes ulike forbindelser, og at man her ser effekten av den ulike fastningen i de to forbindelsene. Som vist tidligere hadde forbindelse 30 en vesentlig høyere fastning enn forbindelse 25, og dette kan gi utslag i kapasitetsøkningen som oppstår ettersom rammen forskyves etter at forbindelsene har gått til flyt.

I figuren er det også en trend at de tunge lasttilfellene oppnår en noe høyere grunnskjærrate enn de lette lasttilfellene før første forbindelse flyter. Ettersom flere forbindelser flyter øker grunnskjærraten raskere i de lette lasttilfellene slik at disse ender med en høyere grunnskjærrate ved samme forskyvning i endepunktene. Dette kan bety at det oppstår en større grad av energidissipasjon i de tunge lasttilfellene når forbindelsene flyter enn i de lette. Dette vil si at tapet av energi er større og en får dermed et lavere grunnskjær når første forbindelse går til brudd i de tunge lasttilfellene. Denne observasjonen sammenfaller også godt med resultatene i Figur 4.13.

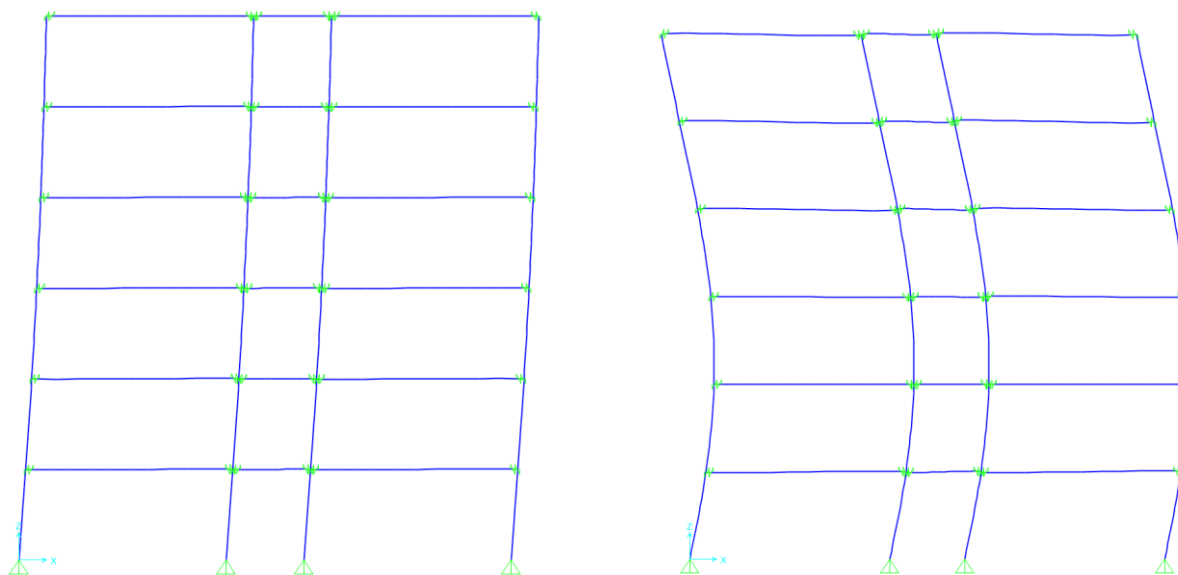
4.3 Modal analyse

Den modale analysen ble gjennomført som beskrevet i Kapittel 3.8. Hver ramme ble testet med lett og tung lastkombinasjon. Tabell 4.6 viser resultatene fra den modale analysen med rammens første og andre periode, som ble benyttet for å estimere dempingskoeffisientene til rammene. Som forventet økte perioden til systemene med tungt lasttilfelle og høyere antall etasjer.

Tabell 4.6 Resultater fra modal analyse for de 8 ulike rammene.

Ramme	Forbindelse	Lasttilfelle	Periode 1 [s]	Periode 2 [s]
4etg	2x25	Lett	0,83	0,17
		Tung	1,23	0,25
6etg	2x25	Lett	1,21	0,29
		Tung	1,79	0,44
8etg	2x30	Lett	1,29	0,34
		Tung	1,88	0,49
10etg	2x30	Lett	1,60	0,45
		Tung	2,33	0,65

I Figur 4.15 presenteres de to første svingeformene for rammen med 6 etasjer og lett lasttilfelle. Analysene viste at de to første svingeformene var like for alle de 4 rammene uavhengig av lastkombinasjon.



a) Svingeform 1, $T_n=1,21$ s.

b) Svingeform 2, $T_n=0,29$ s.

Figur 4.15 Svingeform for 6 etasjers ramme med lett lasttilfelle, utklipp fra SAP2000.

4.4 Tidshistorie

Analysene for tidshistorie ble gjennomført frem til første link nådde maksimalt moment. Det var noe variasjon i hvor høy skaleringsfaktor som kunne benyttes for hvert jordskjelv for å nå det maksimale momentet i forbindelsen. Det ble også sett at det var et avvik mellom utnyttelsesgrad i pushover- og tidshistorieanalysene. I de fleste jordskjelvene gikk en av søylene til brudd før det oppsto brudd i forbindelsen. For å illustrere dette er det valgt å stiple alle kurver hvor utnyttelsesgraden er over 100 % i en eller flere søyler. Utnyttelsesgraden i dekkene er også kontrollert, men ved alle iterasjoner var utnyttelsesgraden i søylene høyest. På grunn av mengden resultater som skulle behandles ble det valgt å gjøre en konservativ antagelse ved utregning av utnyttelsesgraden. De høyeste verdiene for henholdsvis aksial, skjær og moment ble hentet ut for hver iterasjon og antatt å opptre i det elementet som oppnådde høyest moment i hver iterasjon.

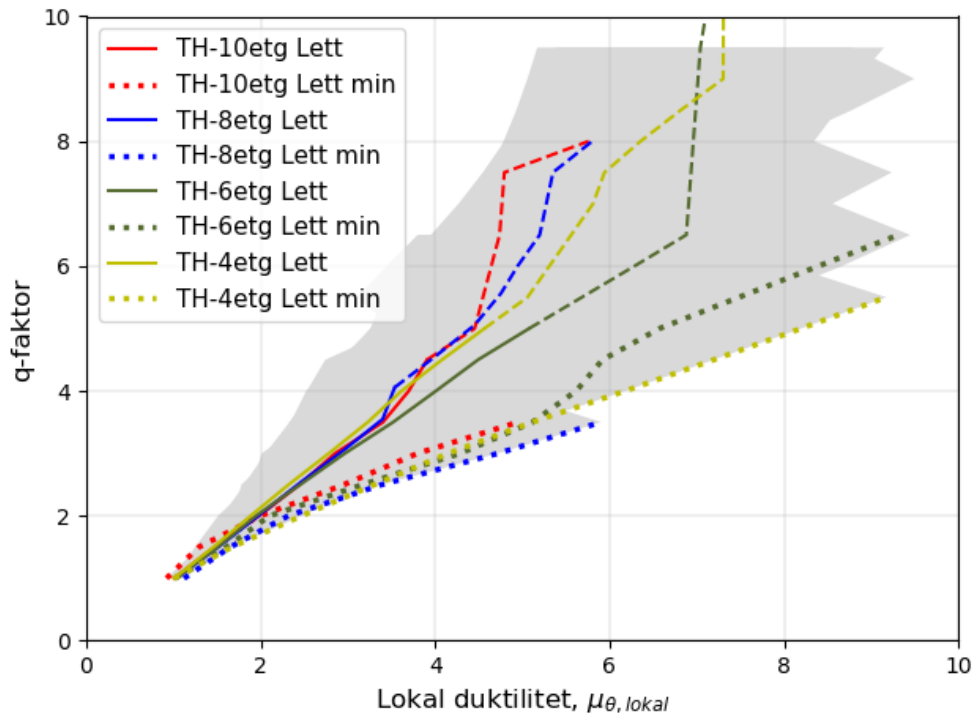
På bakgrunn av de kjente egenskapene til forbindelsene, ble det valgt å plote resultatene for 8 og 10 etasjer frem til en lokal duktilitet på 6. For 4 og 6 etasjer ble resultatene plottet frem til en lokal duktilitet på 9,5.

På samme måte som for pushoveranalysen er det også i resultatene fra tidshistorieanalysene valgt å plote resultatene fra alle etasjehøyder og lastpåføringer i samme graf.

For å illustrere resultatene for de ti jordskjelvene i en figur ble det valgt å vise trenden til hver ramme. Dette ble gjort ved å plukke ut representative gjennomsnittsverdier i analysene for å vise utviklingen av rammen med hensyn på de økte påkjenningene som følge av økt q-faktor. Forbindelsene gikk til brudd ved ulike q-faktorer avhengig av hvilke jordskjelv rammene ble testet for, i enkelte tilfeller gikk forbindelsene til brudd ved en q-faktor helt ned i 3,5. Det ble derfor valgt å ta gjennomsnittet av de gjenværende jordskjelvene etter at enkelte jordskjelv hadde gitt brudd i første forbindelse. Som følge av at det er valgt ut representative punkter for å vise trenden i rammen er enkelte av kurvene også avsluttet før de når en lokal duktilitet på 6 eller 9,5 avhengig av hvilke ramme som beskrives.

Variasjonen i resultatene for jordskjelvene i de ulike rammene er vist ved hjelp av en grå skravur i figurene. Skravuren plottes mellom de ulike jordskjelvene for hver ramme og som følge av at enkelte jordskjelv ga brudd i første forbindelse før andre, har de ulike endepunkter. Dette medfører at skravuren kan fremstå som noe ujevn i endepunktene. Generelt for alle skravurene er at de er plottet til 9,5 i lokal duktilitet for rammene på 4 og 6 etasjer og frem til en lokal duktilitet på 6 for rammene på 8 og 10 etasjer.

Alle resultater fra tidshistorieanalysene er vist i Vedlegg G. Her presenteres resultatene for hver etasje med lett og tungt lasttilfelle. Resultatene for hvert enkelt jordskjelv for hver etasje presenteres også i dette vedlegget.

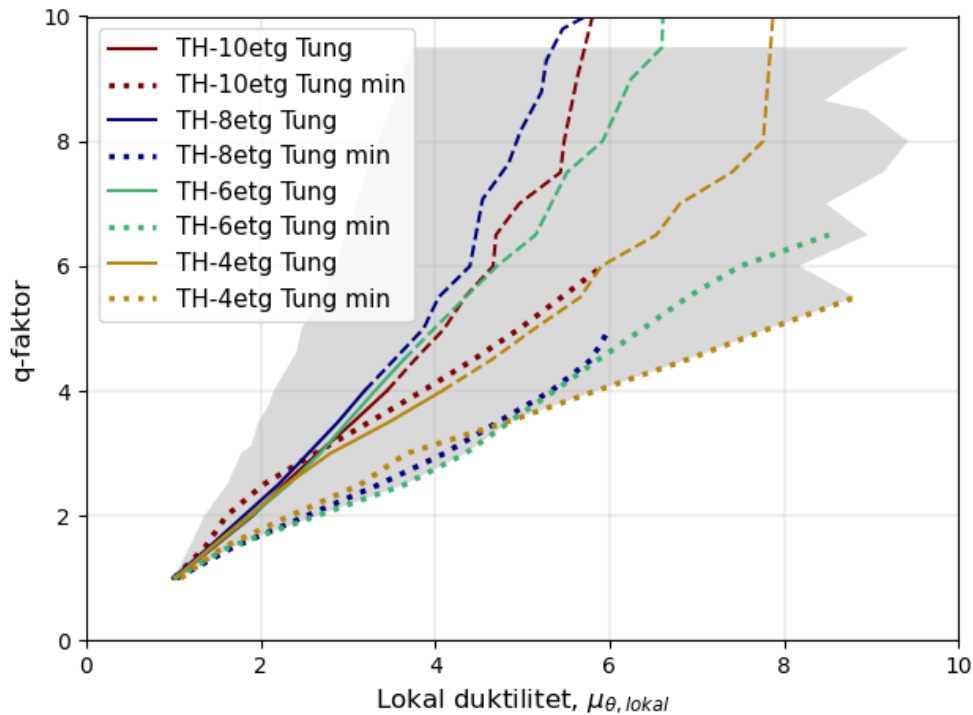


Figur 4.16 q-faktor mot lokal duktilitet for alle rammer med lett lasttilfelle. Prikkete linje representerer jordskjelvet med lavest lokal duktilitet i endepunktet for hver ramme.

Figur 4.16 illustrerer forholdet mellom lokal duktilitet og skaleringsfaktoren til jordskjelvene (q-faktor) for rammene med lett lasttilfelle. Det er også valgt å plote jordskjelvet som ga laveste q-faktor i endepunktet for hver av de fire rammene.

Figuren viser at rammene på 8 og 10 etasjer vil gå til brudd ved en q-faktor på ca. fire med en lokal duktilitet på ca. 3,5 i gjennomsnitt. Det betyr at en predimensjonering ved hjelp av pushover analyse kan gi en q-faktor opp mot 4 for rammene på 8 og 10 etasjer. En ser også at disse to rammene når en q-faktor på 8 i endepunktene ved en lokal duktilitet på ca. 5,5. Samtidig ser en at minimumsverdiene for jordskjelvene i de to rammene gir en q-faktor på ca. 3,5 ved en lokal duktilitet på 5 eller høyere.

For 4 og 6 etasjers rammer viser figuren at rammene vil gå til brudd ved en q-faktor på ca. 5 i gjennomsnitt, ved en lokal duktilitet på ca. 5. Ved å vurdere minimumslinjene for de to rammene ser en også at de oppnår en q-faktor på mellom 5,5 og 7 ved en lokal duktilitet på ca. 9. Samtidig ser en at etter en lokal duktilitet på ca. 7 øker q-faktoren vesentlig uten at den lokale duktiliteten øker i nevneverdig grad.



Figur 4.17 q-faktor mot lokal duktilitet for alle rammer med tungt lasttilfelle. Prikkete linje representerer jordskjelvet med lavest lokal duktilitet i endepunktet for hver ramme.

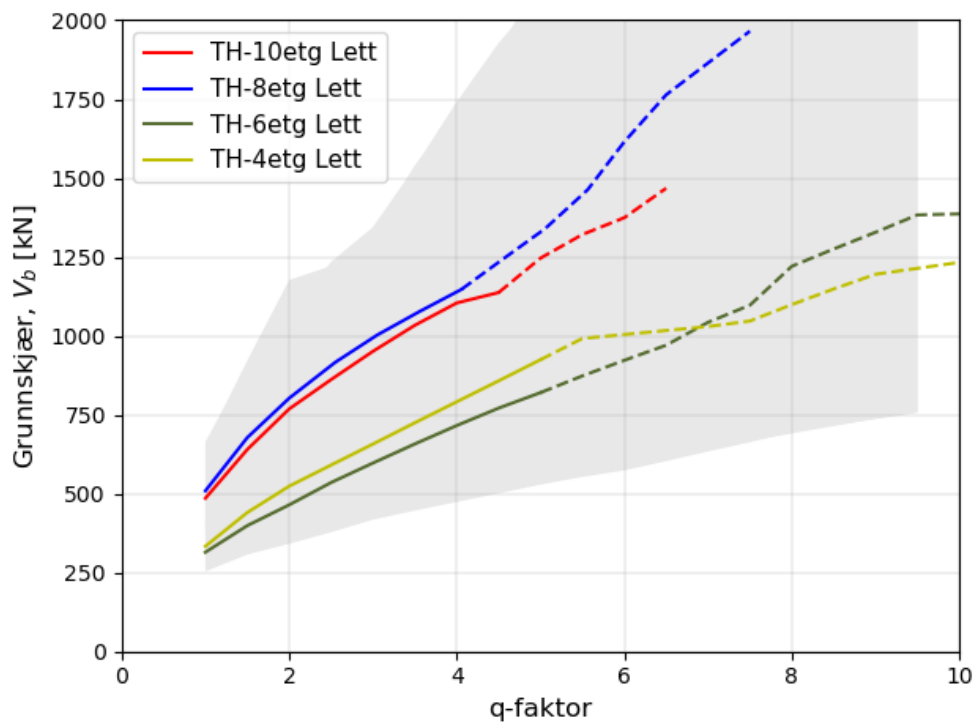
Figur 4.17 viser den lokale duktiliteten sammenlignet med q-faktoren for rammene med tungt lasttilfelle. De samme trendene som ble observert i Figur 4.16 blir observert i denne figuren.

På samme måte som 8 og 10 etasjers rammene med lett lasttilfelle gikk til brudd ved en q-faktor på 4 og en lokal duktilitet på ca. 3,5 skjer også dette med de samme rammene med tungt lasttilfelle. Det er større variasjon i minimumslinjene for 8 og 10 etasjer ved tungt enn ved lett lasttilfelle. Siden det er valgt å plote resultatene for jordskjelvet med laveste q-faktor i endepunktet, kan enkelte jordskjelv gi lavere verdier ved en lavere lokal duktilitet enn den viste minimumslinjen. Observasjonene med en høy q-faktor i 8 og 10 etasjers rammene ved en lokal duktilitet på ca. 5 fra Figur 4.16, sammenfaller også godt med resultatene fra Figur 4.17.

For 4 og 6 etasjers rammene ser en at minimumslinjene for tungt lasttilfelle sammenfaller godt med linjene fra lett lasttilfelle og at rammene kan oppnå en q-faktor på 4 ved en lokal duktilitet på 6 eller høyere. En forskjell fra de lette lasttilfellene er at rammene går til brudd ved en q-faktor på ca. 4 noe som er en del lavere enn for det lette lasttilfellet.

Fra de to figurene Figur 4.16 og Figur 4.17 ser en at rammene på 8 og 10 etasjer kan oppnå en q-faktor på ca. 8 for en lokal duktilitet på mellom 5 og 6 i gjennomsnitt. Ved å betrakte rammene på 4 og 6 etasjer ser en at det kreves en lokal duktilitet opp mot 8 for å oppnå en q-faktor på 8. Av disse resultatene kan det se ut til at det er større krav til lokal duktilitet for forbindelser som benyttes i rammer med færre knutepunkt og lavere antall etasjer. Dette kan ses i sammenheng med tapet av energi som er ønskelig for å motstå jordskjelvkrefter. Resultatene kan dermed bety at å benytte en forbindelse med en lokal duktilitet på 6 kan være godt nok for å innfri kravene til q-faktor opp mot 8, for 8 og 10 etasjers rammer.

Ved å betrakte minimumslinjene for de ulike rammene ser en at for tungt lasttilfelle ender jordskjelvene med den laveste q-faktoren i endepunktet på en q-faktor på over 4,5 for alle rammene. Her ser en også at det kreves lavere lokal duktilitet for å oppnå den samme q-faktoren. Dette kan allikevel ikke underbygges for lett lasttilfelle hvor de to høyeste rammene går til brudd ved en q-faktor på ca. 3,5 ved en lokal duktilitet på mellom 5 og 6.

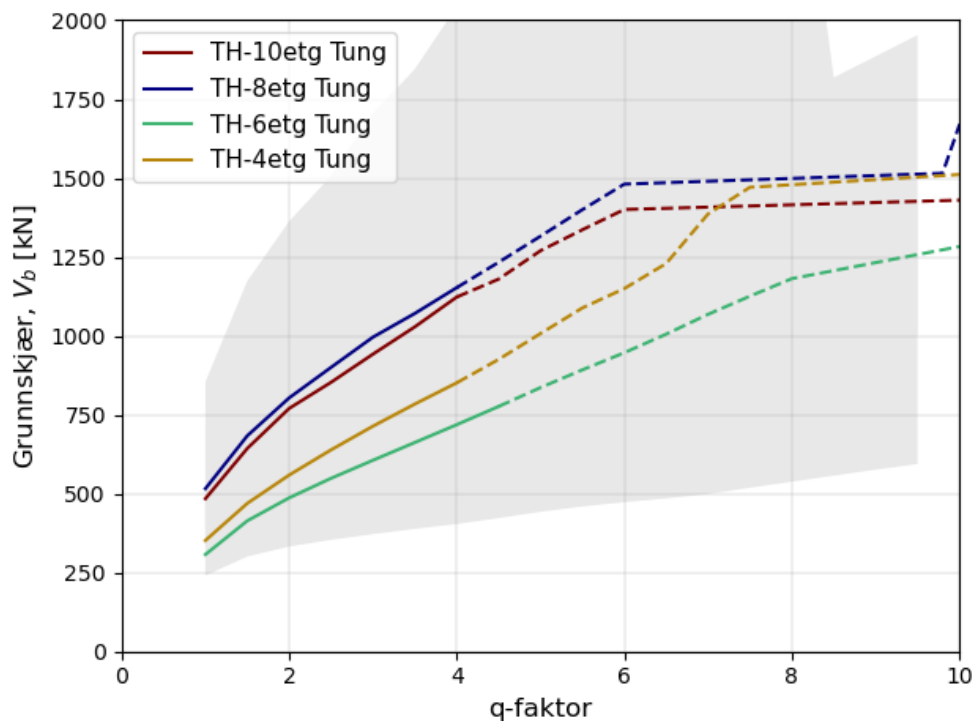


Figur 4.18 Grunnskjær mot q-faktor for alle rammer med lett lasttilfelle. Stiplede linjer viser kurven etter at rammen har gått til brudd.

Figur 4.18 viser q-faktoren sammenlignet med grunnskjæret for alle rammene med lett lasttilfelle. Her ser en at det er stor spredning mellom 8 og 10 etasjers rammene og 4 og 6 etasjer med hensyn på kreftene de påkjennes. Dette kan skyldes forskjellene i de to forbindelsene som er benyttet.

Rammene med 4 og 6 etasjer går til brudd ved et grunnskjær på mellom 800 og 1000 kN, hvor rammen på 6 etasjer går til brudd ved et noe lavere grunnskjær enn rammen på 4 etasjer. Dette er som forventet på bakgrunn av dimensjoneringen i pushover analysen hvor utnyttelsesgraden i 4 etasjers rammen var ca. 15% lavere enn i 6 etasjers rammen.

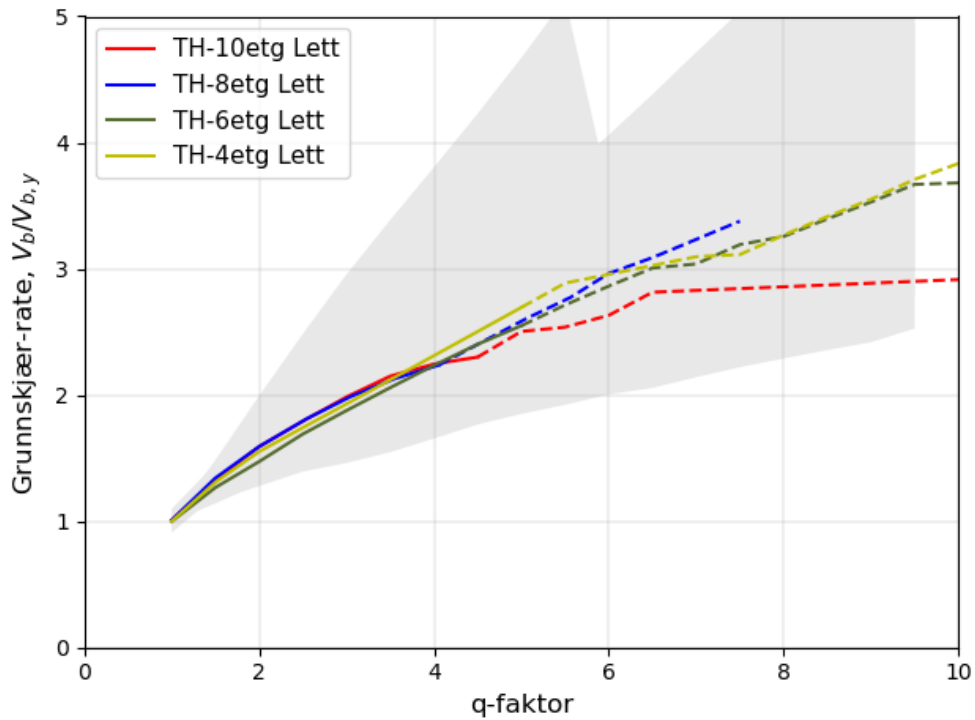
Rammene med 8 og 10 etasjer går til brudd ved tilnærmet det samme grunnskjæret på ca. 1150 kN dette sammenfaller godt med dimensjoneringen i pushover analysen der utnyttelsesgraden til de to rammene ble beregnet til å være tilnærmet lik. En ser også at utviklingen i grunnskjær i de to rammene sammenfaller godt frem til en q-faktor på ca. 5.



Figur 4.19 Grunnskjær mot q-faktor for alle rammer med tungt lasttilfelle. Stiplede linjer viser kurven etter at rammen har gått til brudd.

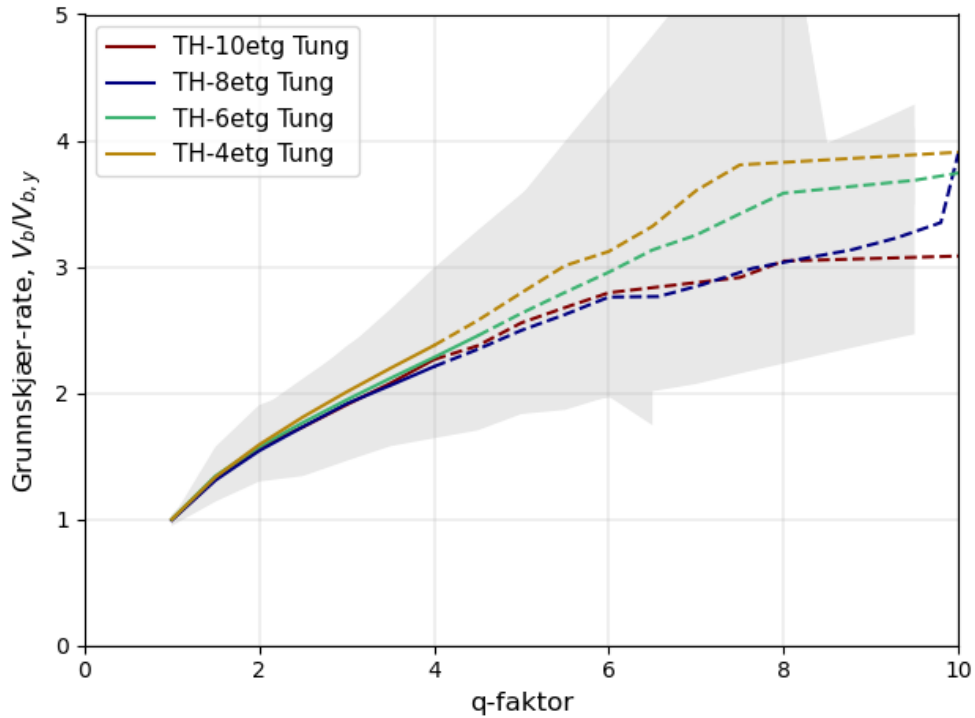
Figur 4.19 viser sammenhengen mellom q-faktoren og grunnskjæret for rammene med tungt lasttilfelle. Her ser en at grunnskjæret er høyere i rammene med 8 og 10 etasjer enn for rammene med 4 og 6 etasjer. Samtidig ser en at kurvene flater ut ved høye q-faktorer. Utflating av kurvene tyder på at energidissipasjonen øker ettersom q-faktoren øker. Dette skjer ved en q-faktor på ca. 6 for 8 og 10 etasjers rammer, og en q-faktor på ca. 8 for 4 og 6 etasjers rammene. Etter dette ser det ut til at grunnskjæret i liten grad vil øke i rammene. Dette kan ha en sammenheng med at søylene i rammene har gått til brudd før denne q-faktoren er nådd, slik at det i realiteten ikke er igjen særlig restkapasitet i rammene. Trenden med utflating av kurvene er likevel tydelig.

Ved å sammenligne Figur 4.18 og Figur 4.19, hvor q-faktor sammenlignes med grunnskjær for lett og tungt lasttilfelle, ser en at det er en del likheter. Utviklingen i grunnskjær for rammene er relativt lik frem til en q-faktor på ca. 6 for alle rammer. 8 og 10 etasjers rammene går fra et grunnskjær på ca. 500 kN til et grunnskjær på ca. 1500 kN. Rammene med 4 og 6 etasjer utvikler seg fra et grunnskjær på ca. 300 kN og opptil et grunnskjær på 1000 kN. For rammene med 4 og 6 etasjer er utviklingen relativt lik opptil en q-faktor på 9,5, men for rammene med 8 og 10 etasjer er forskjellene større etter en q-faktor på 6.



Figur 4.20 q-faktor mot grunnskjærrate (overstyrkefaktor) for alle rammer med lett lasttilfelle. Stiplede linjer viser kurven etter at rammen har gått til brudd.

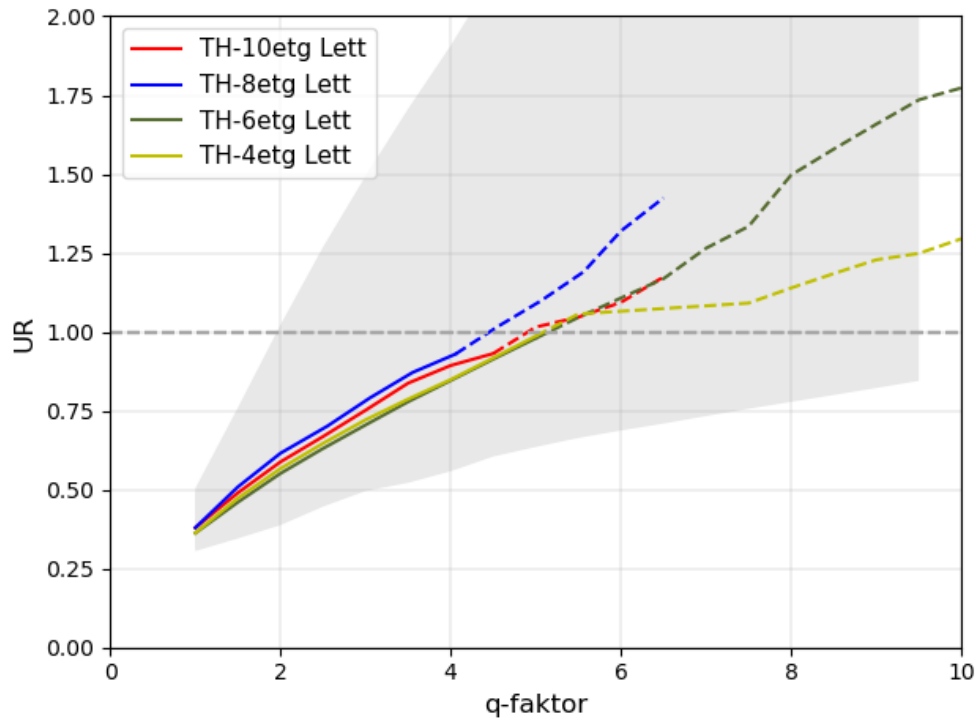
Figur 4.20 viser q-faktoren sammenlignet med grunnskjærraten for alle rammer med lett lasttilfelle. Her kan en se at utviklingen i grunnskjær basert på q-faktor er relativt lik for alle rammer opptil en q-faktor på ca. 7 og en grunnskjærrate på ca. 3. Dette betyr at alle rammene i gjennomsnitt må motstå et grunnskjær som er tre ganger høyere enn ved flyt i forbindelse for å oppnå en q-faktor på ca. 7. Med unntak av rammen med 10 etasjer ser det ut til at rammene har en relativt jevn økning i grunnskjær også etter en q-faktor på 7.



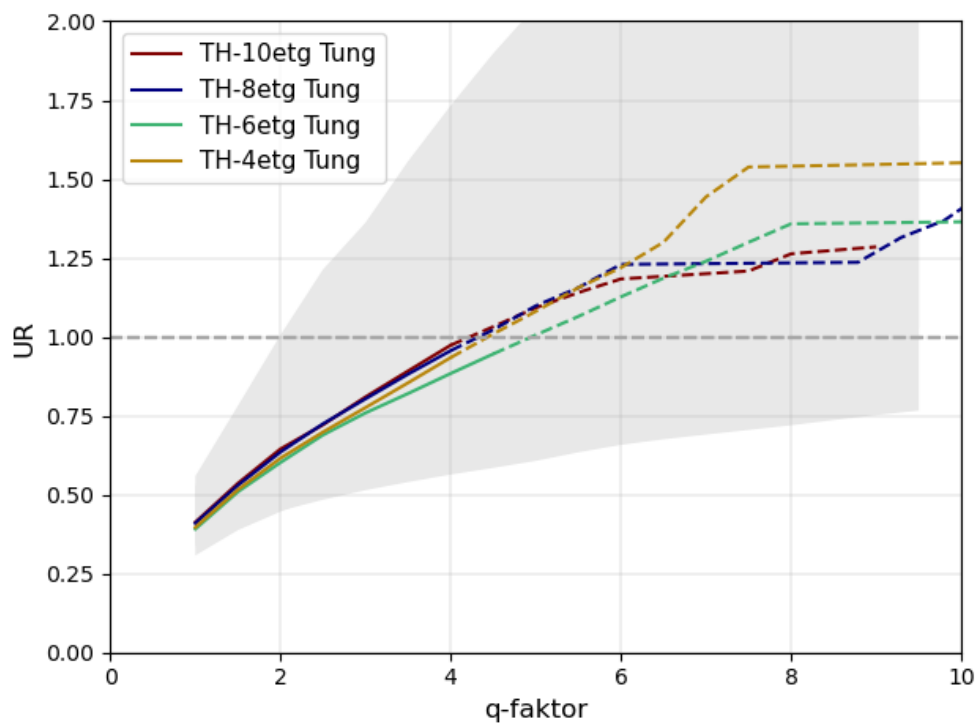
Figur 4.21 q-faktor mot grunnskjærrate (overstyrkefaktor) for alle rammer med tungt lasttilfelle. Stiplede linjer viser kurven etter at rammen har gått til brudd.

Figur 4.21 viser en sammenligning av grunnskjærraten mot q-faktoren for alle rammer med tungt lasttilfelle. Her ser en at rammene har en relativt lik utvikling i grunnskjær frem til en q-faktor på ca. 6 og en grunnskjærrate på ca. 3. Etter dette øker grunnskjærraten i rammene for 4 og 6 etasjer mer enn for rammene på 8 og 10 etasjer.

Som en sammenstilling av Figur 4.20 og Figur 4.21 kan en se at overstyrkefaktoren vil være relativt lik for både lett og tungt lasttilfelle. Figurene viser også at overstyrkefaktoren blir lite påvirket av antallet etasjer i rammene frem til en q-faktor på ca. 7.



Figur 4.22 q-faktor sammenlignet med utnyttelsesgraden i rammene med lett lasttilfelle. Stiplede linjer viser kurven etter at rammen har gått til brudd.



Figur 4.23 q-faktor sammenlignet med utnyttelsesgraden i rammene med tunglasttilfelle. Stiplede linjer viser kurven etter at rammen har gått til brudd.

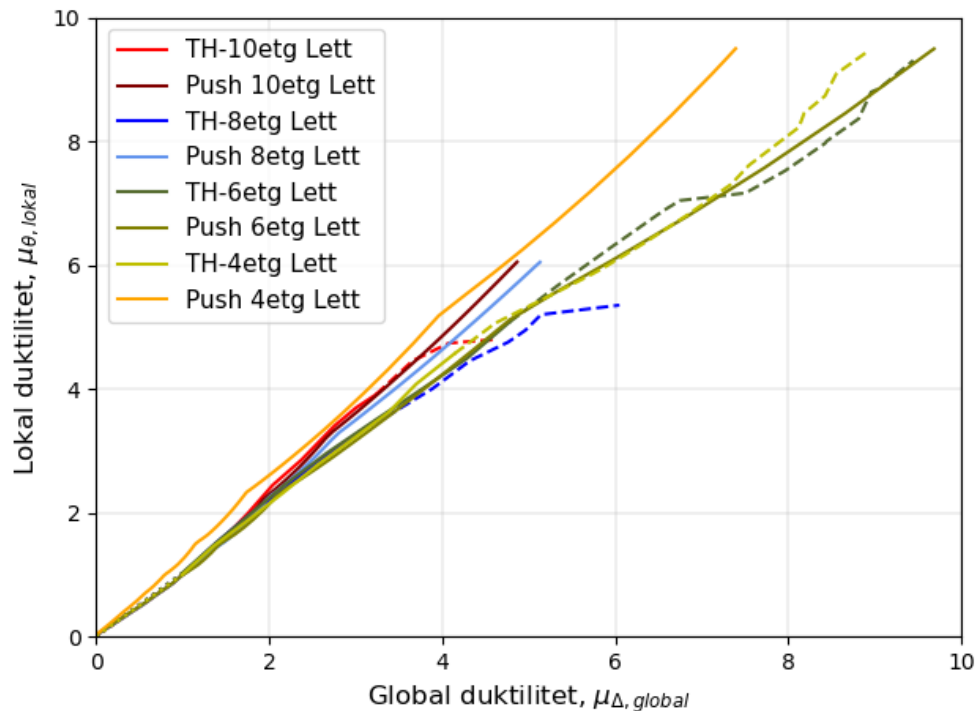
Figur 4.22 og Figur 4.23 viser utnyttelsesgraden til de ulike rammene basert på q-faktoren. Her vises det at full utnyttelse oppnås ved en q-faktor på mellom 4 og 5 for gjennomsnittet. Utviklingen i utnyttelsesgrad sammenfaller godt med den økende q-faktoren opptil en q-faktor på 4 for alle rammene og for tungt lasttilfelle opptil en q-faktor på 6.

Kurvene har en relativt lik stigning frem til full utnyttelse nås og etter dette ser kurvene ut til å flate ut. Dette kan være en konsekvens av at kreftene fordeler seg annerledes ved store deformasjoner.

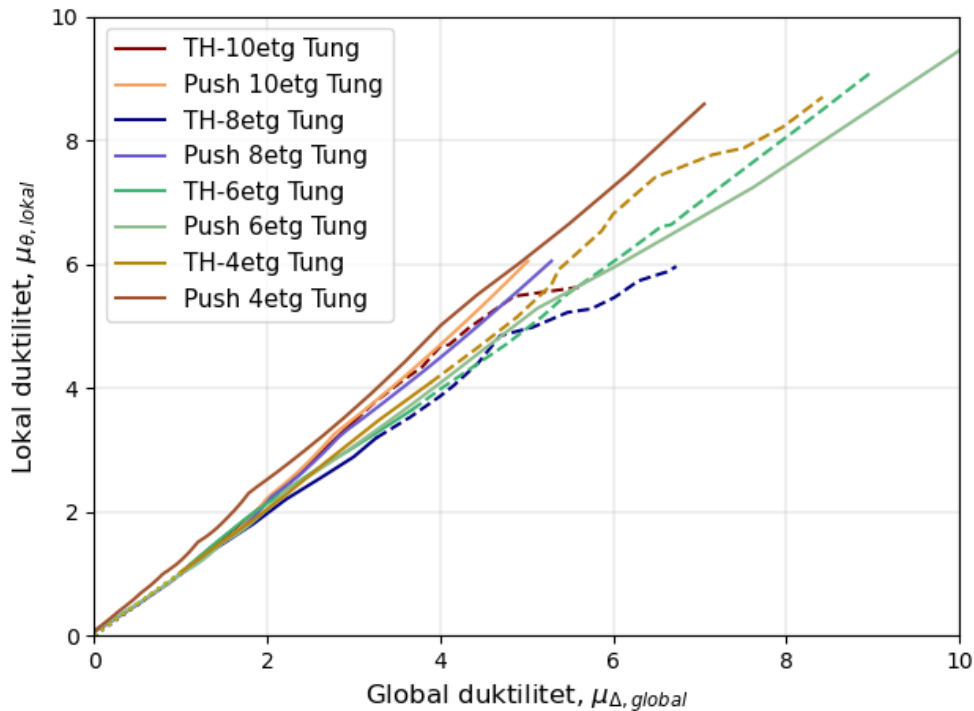
Som det også kan ses i figurene er utnyttelsesgradene i gjennomsnitt under 1,75 noe som kan bety at det ikke vil kreve en stor økning i tverrsnittshøyden før rammene innfrir kravene til utnyttelse.

4.5 Sammenligning pushover og tidshistorie

I dette kapittelet plottes resultatene fra tidshistorie- og pushoveranalysene mot hverandre. Det er valgt å plote alle etasjehøyder i samme figur, men lasttilfellene er plottet hver for seg. Det vil dermed være to grafer for hver parameter som sammenlignes. Resultatene er plottet på samme måte som tidligere beskrevet i Kapittel 4.2 og 4.4. Det er i tillegg valgt å plote gjennomsnittet fra tidshistorieanalysene som prikkede linjer fra 0 frem til forbindelsen går til flyt ved en lokal duktilitet på 1. Det er også utarbeidet figurer for sammenligning av pushover og tidshistorie for hver etasje, disse er vedlagt i Vedlegg H.

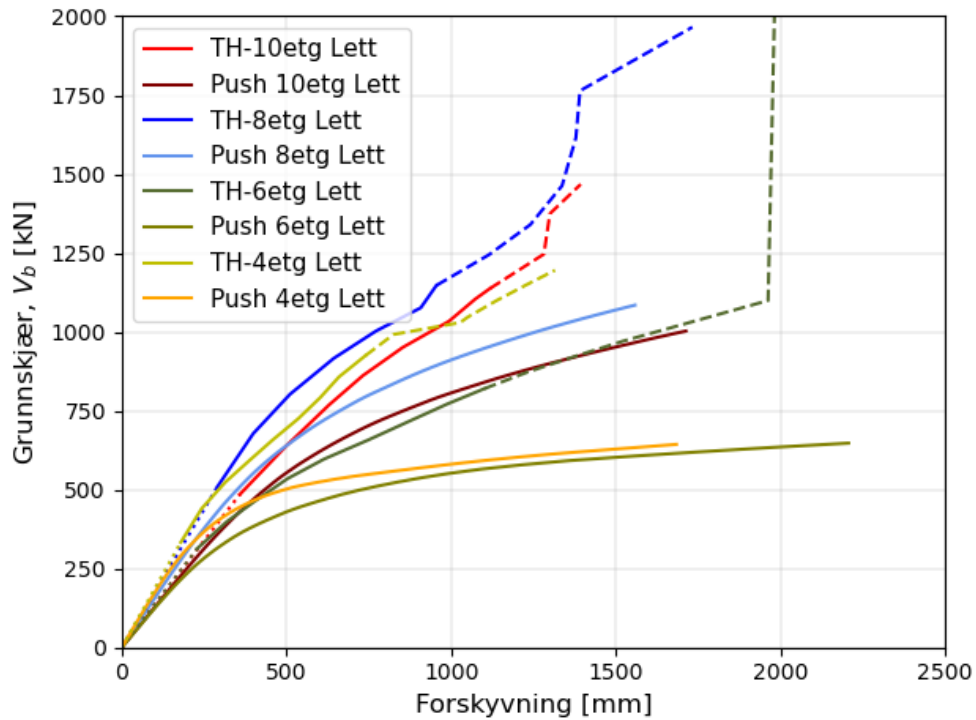


Figur 4.24 Sammenstilling global og lokal duktilitet for alle rammer med lett lasttilfelle for pushover- og tidshistorieanalyse. Stiplede linjer viser kurven etter at rammen har gått til brudd.

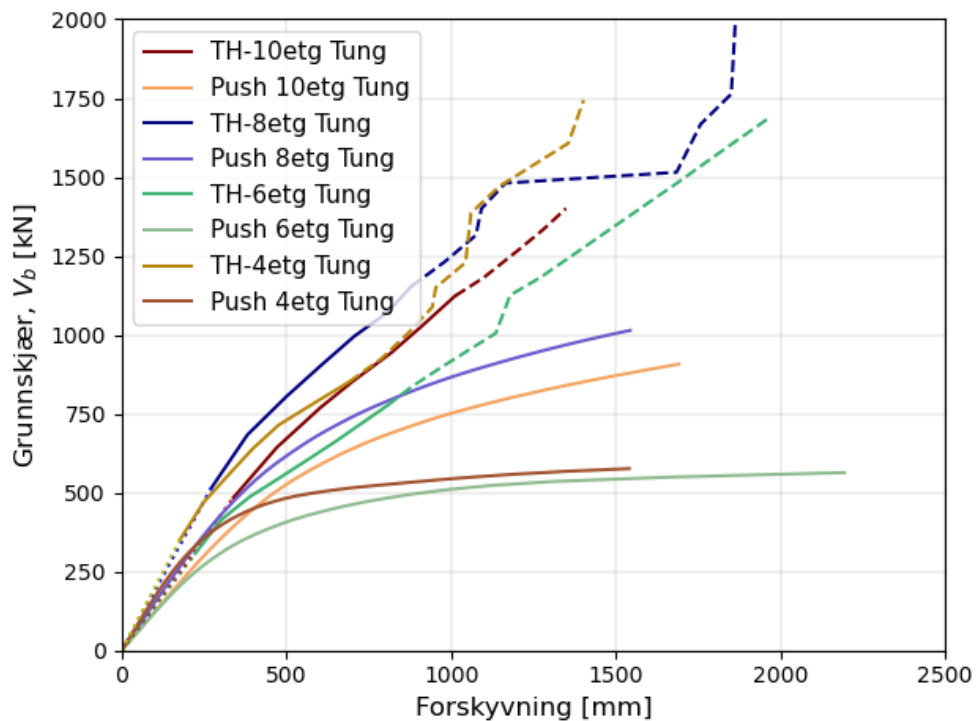


Figur 4.25 Sammenstilling global og lokal duktilitet for alle rammer med tungt lasttilfelle for pushover- og tidshistorieanalyse. Stiplede linjer viser kurven etter at rammen har gått til brudd.

Figur 4.24 og Figur 4.25 viser duktilitetsegenskapene til de ulike rammene fra pushover og tidshistorie. Det er ønskelig at kurvene i stor grad sammenfaller i denne figuren. Dersom en oppnår relativt like resultater for den samme kurven ved pushover og tidshistorieanalyse, vil det bety at duktilitetsegenskapene til rammene i de ulike analysene samsvarer. Frem til en lokal duktilitet på ca. fire sammenfaller kurvene i relativt stor grad. Etter dette øker forskjellene mellom pushover og tidshistorie resultatene, Dette gir størst utslag på etasjehøyde 4. Etasjehøyde 8 og 10 sammenfaller godt og dette kan også skyldes at disse kun testes opp mot en lokal duktilitet på 6. Grunnen til at forskjellene mellom tidshistorie- og pushoveranalysen øker etter en lokal duktilitet på fire kan også ses i sammenheng med Figur 4.26 og Figur 4.27 som viser at det er tydelige forskjeller mellom forskyvningen i tidshistorie og pushoveranalysene. En ser også at den lokale og globale duktiliteten følger hverandre, slik at en lokal duktilitet på for eksempel fire vil og tilsvare en global duktilitet på fire.



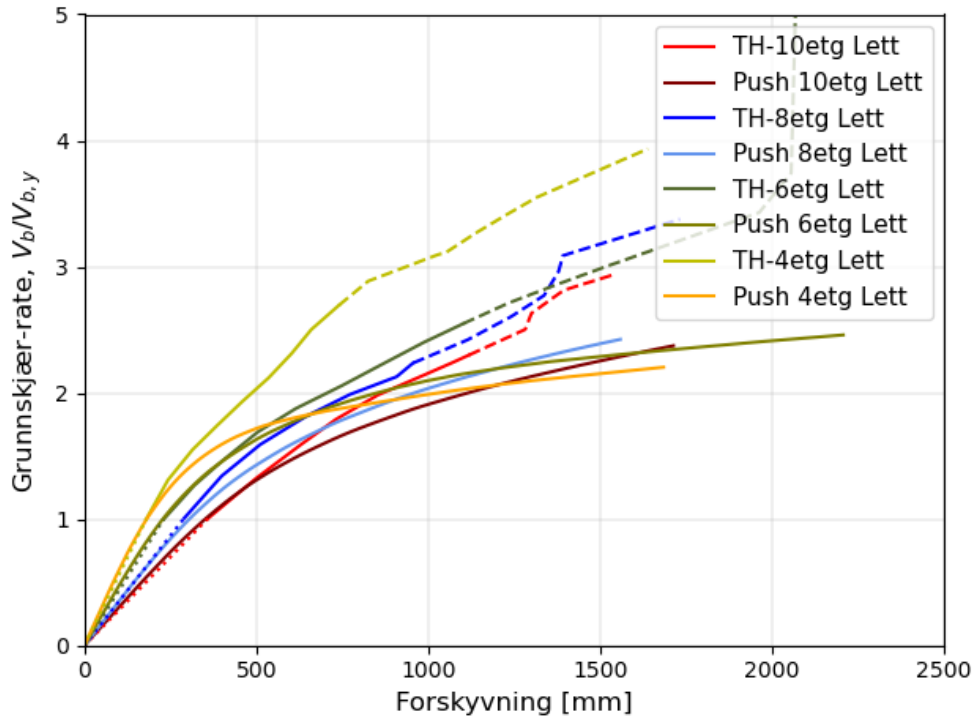
Figur 4.26 Sammenstilling forskyvning mot grunnskjær for alle rammer med lett lasttilfelle for pushover- og tidshistorieanalyse. Stiplede linjer viser kurven etter at rammen har gått til brudd.



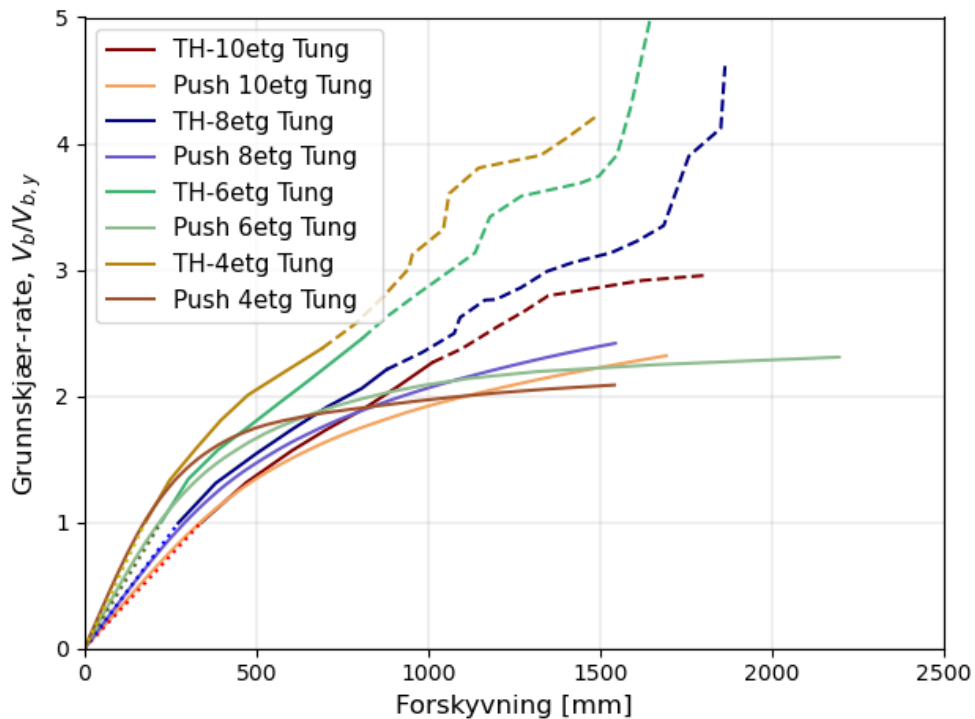
Figur 4.27 Sammenstilling forskyvning mot grunnskjær for alle rammer med tungt lasttilfelle for pushover- og tidshistorieanalyse. Stiplede linjer viser kurven etter at rammen har gått til brudd.

I Figur 4.26 og Figur 4.27 ser en også at grunnskjæret er vesentlig høyere for alle rammer i tidshistorieanalysene enn for tilhørende rammer i pushover. En ser at pushover har en mer ideell oppførsel, hvor økningen i grunnskjær i stor grad reduseres i takt med økning i forskyvning etter at flyt er oppnådd i forbindelsene. For rammene med 8 og 10 etasjer viser utviklingen i grunnskjær at kurvene sammenfaller relativt godt med tilhørende rammer fra pushover, men at grunnskjæret er ca. 50 % høyere enn for pushover. For rammene med 4 og 6 etasjer ser en at kurvene for tidshistorie har en mye høyere stigning og oppnår et grunnskjær som er over dobbelt så høyt som samme ramme i pushover. Med utgangspunkt i dette kan det se ut til at pushover resultatene vil sammenfalle bedre med tidshistorieanalyser ved et høyere antall etasjer.

Figurene viser også at rammene i tidshistorieanalysen vil gå til brudd ved et grunnskjær som de tilhørende rammene i pushoveranalysen ikke oppnår.

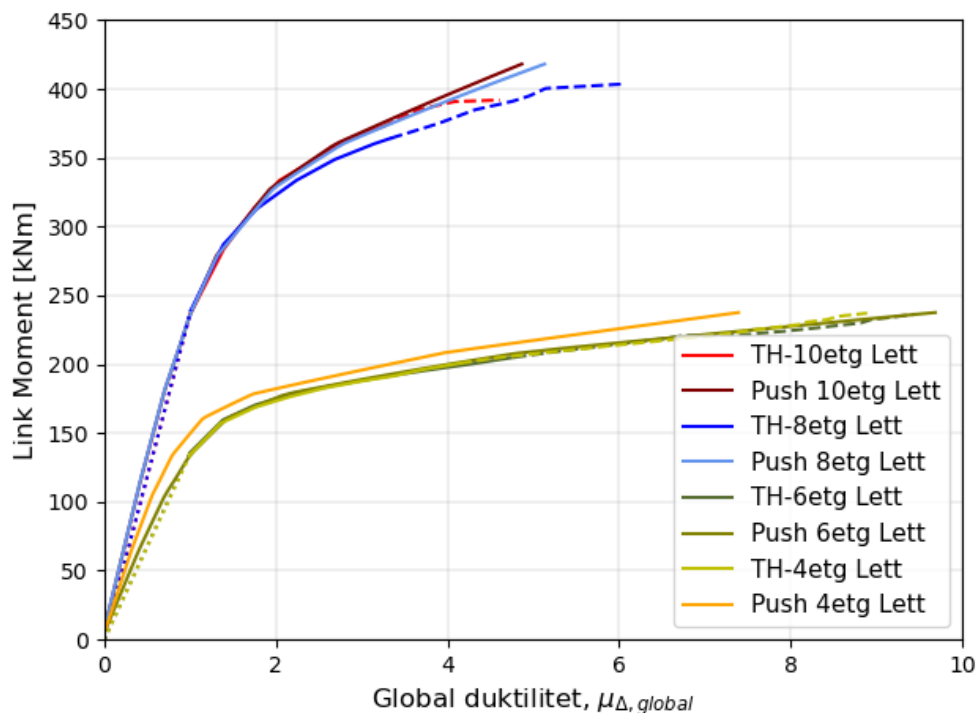


Figur 4.28 Sammenstilling forskyvning mot grunnskjær-rate (overstyrkefaktor) for alle rammer med lett lasttilfelle for pushover- og tidshistorieanalyse. Stiplede linjer viser kurven etter at rammen har gått til brudd.

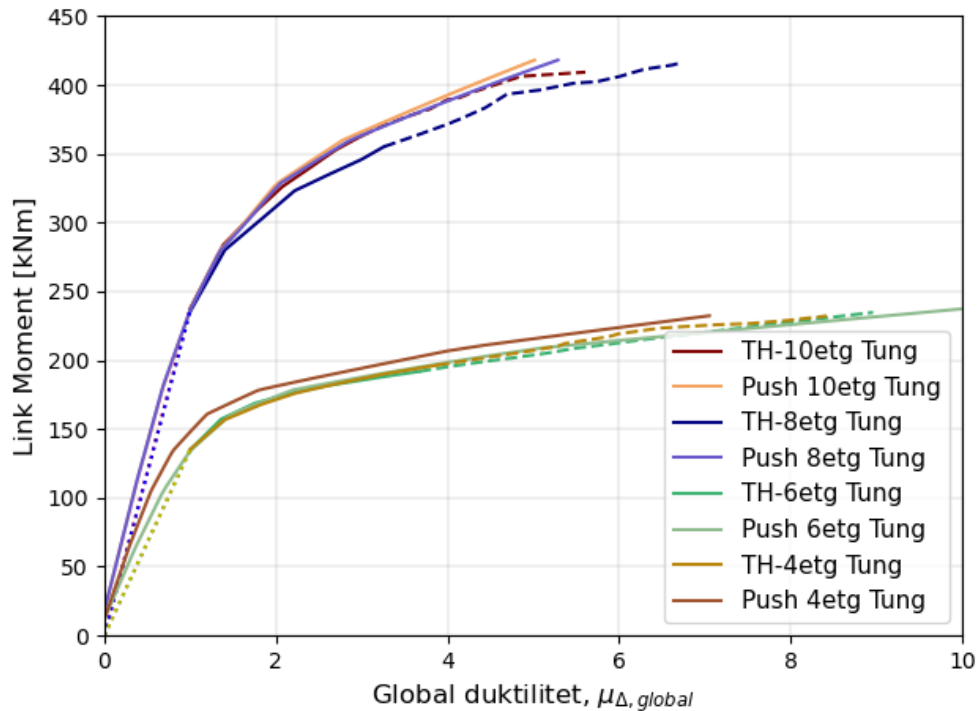


Figur 4.29 Sammenstilling forskyvning mot grunnskjær-rate (overstyrkefaktor) for alle rammer med tungt lasttilfelle for pushover- og tidshistorieanalyse. Stiplede linjer viser kurven etter at rammen har gått til brudd.

Figur 4.28 og Figur 4.29 viser den samme trenden som vist i Figur 4.26 og Figur 4.27, hvor resultatene for rammene med 8 og 10 etasjer sammenfaller bedre med resultatene fra pushoveranalysen. Det er ønskelig at pushoveranalysen gir konservative verdier med hensyn på grunnskjærrate, i dette tilfellet vil en konservativ verdi fra pushoveranalysen være en høyere grunnskjærrate enn for tilhørende ramme i tidshistorie. Dette er ikke tilfellet for noen av rammene. Samtidig ser en at resultatene for overstyrkefaktoren opptil en faktor på 2 sammenfaller relativt godt mellom pushover- og tidshistorieresultatene for rammene med 8 og 10 etasjer. En ser også at resultatene for lett lasttilfelle sammenfaller bedre enn for de samme rammene med tungt lasttilfelle. På grunn av at kurvene for tidshistorie ikke flater ut på samme måte som for pushover er det vanskelig å se en sammenheng mellom de to analysemetodene dersom en ønsker å dimensjonere rammer for en høy q-faktor som vist i Kapittel 4.4 hvor en q-faktor på 8 ga en grunnskjærrate på opp mot 4.



Figur 4.30 Sammenstilling global duktilitet mot momentet i forbindelsen (link moment) for alle rammer med lett lasttilfelle for pushover- og tidshistorieanalyse. Stiplede linjer viser kurven etter at rammen har gått til brudd.



Figur 4.31 Sammenstilling global duktilitet mot momentet i forbindelsen (link moment) for alle rammer med tungt lasttilfelle for pushover- og tidshistorieanalyse. Stiplede linjer viser kurven etter at rammen har gått til brudd.

Figur 4.30 og Figur 4.31 viser hvordan link momentet utvikler seg med hensyn på den globale duktiliteten. Som en kan se av figurene oppnås en relativt lik oppførsel for forbindelsene, både i pushover og tidshistorieanalyse. Samtidig ser en at 8 og 10 etasjers rammer vil gå til brudd ved en global duktilitet på 3. Når det gjelder 4 og 6 etasjers rammer vil disse gå til brudd ved en global duktilitet på 5 for lett lasttilfelle og 4 for tungt lasttilfelle. Generelt ser det ut til at forbindelsenes oppførsel er relativt lik både i pushover- og tidshistorieanalysene.

4.6 Feilkilder

Oppgaven bærer i stor grad preg av at et resultat legger føringene for videre analyse og arbeid. Som følge av dette har det blitt gjort svært mange valg rundt hvordan resultater skal hentes ut og hvordan ulike parametere skal defineres. Disse valgene kan gjøre utslag på den videre gangen i analysene, og det er derfor forsøkt å begrunne alle valg gjennom teori- og metodekapitlene.

Samtidig er det noen valg som det antas kan ha hatt en større innvirkning på resultatene enn andre og som vil bli beskrevet videre i dette kapitlet.

4.6.1 Feilkilder ved modellering i Abaqus

Det er i analysene satt et fast stegintervall, som er tenkt slik at det vil gi gode nok resultater. Det vil i de fleste tilfeller være slik at jo tettere stegintervall, jo mer nøyaktig blir resultatene. Siden dette er med på å påvirke tiden det tar å gjennomføre analysen, er antall steg valgt slik at analysene ikke skal ta for lang tid, men at en samtidig får tilfredsstillende resultater.

Elementinndelingen til de ulike modellene kan også påvirke nøyaktigheten i resultatene. En for grov elementinndeling kan gi store utslag i tøyning og fordeling av krefter i modellen, som igjen kan gi et unøyaktig resultat. For å unngå dette ble det testet modeller med flere elementer i noen av forbindelsene for å vurdere nøyaktigheten på resultatene.

Det skal også bemerkes at definisjonen av M_y er definert med en viss plastisk tøyning før det antas at momentkapasiteten er nådd. Det finnes mange ulike definisjoner på hvordan en skal bestemme flytemomentet i en forbindelse. Dette kan derfor medføre at M_y vil være litt ulik ved en annen betraktning av de samme forbindelsene. Valget av M_y påvirker også direkte den lokale duktiliteten, fordi det er rotasjonen ved flytemomentet som påvirker størrelsen på den lokale duktiliteten. Det er vanskelig å anslå om definisjonen i denne oppgaven gjør at den elastiske momentkapasiteten er noe høyere enn den vil være i realiteten. Dersom dette stemmer, vil det si at den lokale duktiliteten er noe lavere enn den ville vært i realiteten. Dette vil bety at ved å vurdere f.eks. q-faktor opp mot lokal duktilitet så vil en få en konservativ verdi ved å benytte den lokale duktiliteten som er definert i denne oppgaven.

Valget om å definere bruddtøyningen til 20 % kan også ha betydning for den lokale duktiliteten som er beregnet for de ulike forbindelsene. Oppførselen til S235 stål er kjent frem til 20 % tøyning, så dette er dermed på sikker side. Samtidig kan det antas at forbindelsen i realiteten kan motstå en høyere tøyning enn dette. Dette kan dermed bety at forbindelsene som er utviklet i realiteten vil ha en høyere lokal duktilitet.

4.6.2 Feilkilder ved pushoveranalyse

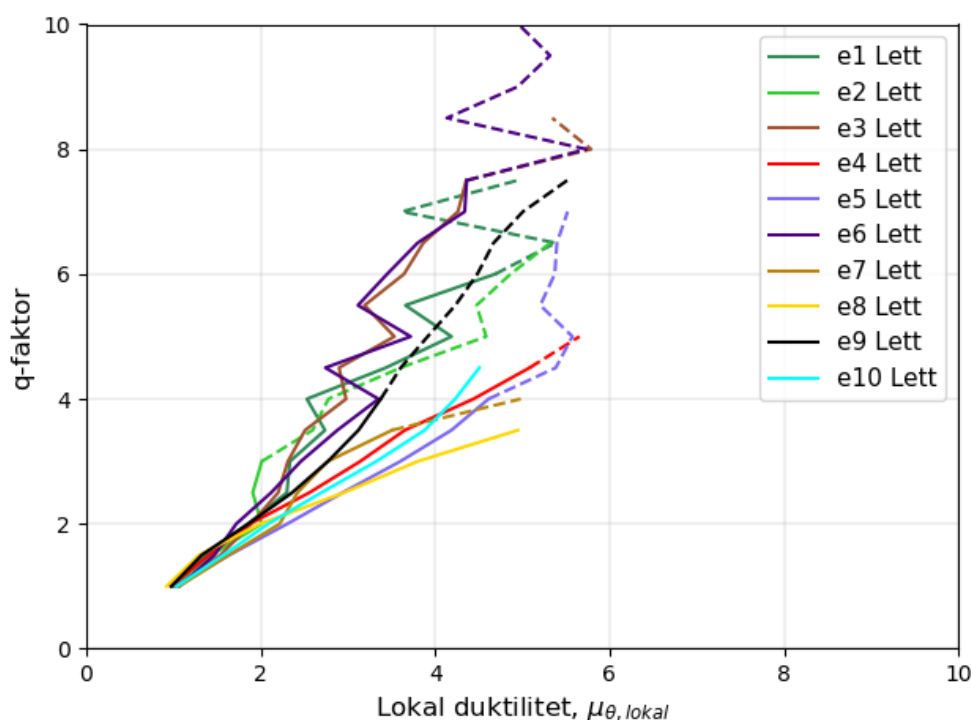
Som følge av enkelte problemer med å få analysert forbindelsene til brudd, var det ikke mulig å gjennomføre analyser for 4 etasjers ramme med tungt lasttilfelle frem til første forbindelse gikk til brudd. Dette kan være noe med hvordan forbindelsen ble modellert, men ulike metoder ble forsøkt for å modellere forbindelsen med riktig oppførsel uten hell. Trenden i rammen er likevel presentert på en god måte.

4.6.3 Feilkilder ved tidshistorieanalyse

Ved tidshistorieanalysene ble det utviklet Python-skript for å iterere seg frem til skaleringsfaktoren ved eksakt flytemoment. Siden disse analysene er svært tidkrevende ble det valgt å innføre noen stoppkriterier i skriptene slik at analysene ble gjennomførbare. Disse stoppekriteriene ga en feilmargin i noen jordskjelv på opptil 2 % av ønsket flytemoment.

Det utvalgte tidshistoriene i oppgaven er de samme som Hulbak benyttet i sin oppgave. På samme måte som Hulbak ser en også her at jordskjelvene med id e2 og e9 gir store utslag ved uthenting av enkelte resultater sammenlignet med de andre tidshistoriene. I de fleste tilfeller går rammene til brudd på et tidligere tidspunkt ved påkjenning fra disse to jordskjelvene. Det er samtidig vanskelig å si om disse vil skille seg fra andre jordskjelv dersom en hadde benyttet et større utvalg av jordskjelv.

Ved fremstilling av resultatene ble det valgt å benytte utvalgte gjennomsnittsverdier for å illustrere trenden til jordskjelvene. Det ble valgt å gjøre det på denne måten fordi resultatene fra de ulike iterasjonene varierte i stor grad. Dette var særlig tilfelle for 10 etasjers rammen som hadde store variasjoner mellom resultatene for hver iterasjon. Illustrasjon av hvordan den lokale duktiliteten varierer for 10 etasjers ramme med lett lasttilfelle er vist i Figur 4.32.



Figur 4.32 Lokal duktilitet mot q-faktor for 10 etasjers ramme med lett lasttilfelle.

Denne variasjonen oppstår sannsynligvis som følge av konvergensproblemer i analyseprogrammet SAP2000 som følge av ikke-linearitet og innstillingen «large deformations». For de lavere rammene 4 og 6 etasjer ga programmet svært gode resultater opptil forbindelsene gikk til brudd, men det oppsto større utfordringer med rammene på 8 og 10 etasjer. Det antas likevel at trendlinjene som fremvises i rapporten illustrerer utviklingene i rammene på en god måte.

4.7 Oppsummering

Analysene av de ulike forbindelsene i Abaqus viste at ved å benytte et lengre IPE-profil og et lavt grep i flensene, var det mulig å oppnå flyt i flensene som ga en forbindelse med gode duktilitetsegenskaper. Analysene viste at ved å benytte endeplater på 20 mm måtte grep justeres helt ned til 50 mm for å oppnå en kombinert flyt i flens og endeplate. Grip ble derfor satt til 30 mm med mål om å oppnå flyt kun i flensene. Ved å kombinere et IPE-profil med grep 30 mm og stålqualität S235 med enten 30 mm endeplater med samme stålqualität eller 20 mm endeplater med S355 fikk en konsentrert flyt i flensene. Resultatene viste også at en økning i IPE-profilets lengde fra 120 mm til 220 mm ga en lavere fastningshastighet og vesentlig bedre duktilitetsegenskaper i forbindelsen. Et mulig scenario er at en økning til 300 mm IPE-profil kunne gi enda lavere fastningshastighet og bedre duktilitetsegenskaper, men dette er ikke undersøkt. Særlig kan dette være interessant i forbindelsene som benyttes i rammer med 8 eller 10 etasjer. Hvor en reduksjon i flens ga lavere lokal duktilitet.

Forbindelse 25 og 30 ble vurdert som gode og ble benyttet i den globale analysen. Disse to forbindelsene ble modellert med 20 mm endeplater og stålqualität S355. IPE-profilet som ble benyttet i forbindelsene var 220 mm langt med grep på 30 mm og stålqualität S235.

Forbindelse 25 som ble benyttet i 4 og 6 etasjers rammer hadde en IPE høyde på 360 mm og en flenstykkelse på 8 mm. Forbindelse 30 som ble benyttet i 8 og 10 etasjers rammer hadde en IPE høyde på 450 mm og var et originalt IPE450 profil med valseradius inkludert og en flenstykkelse på 14,6 mm. Forbindelse 25 oppnådde en lokal duktilitet på 9,5, et flytemoment på 67,1 kNm og en rotasjonsstivhet på 5216,4 kNm/rad. Forbindelse 30 oppnådde en lokal duktilitet på 6,0, et flytemoment på 118,2 kNm og en rotasjonsstivhet på 9024,7 kNm/rad.

Med bakgrunn i at to dekkeelementer skulle forankres i hver søyle ble det antatt at to forbindelser skulle benyttes, momentkapasiteten og rotasjonsstivheten til forbindelsene ble derfor doblet, mens duktilitetsegenskapene ble antatt å være de samme.

Etter å ha analysert de to utvalgte forbindelsene, ved hjelp av pushover- og tidshistorieanalyse, ser en at det er en viss sammenheng mellom de to analysetypene. Den lokale og globale duktiliteten samsvarer relativt godt for alle rammene frem til en lokal duktilitet på 5.

Den største forskjellen på de to analysene er ved vurdering av grunnskjær og grunnskjærrate. Her ser en at rammene med etasjehøyde på 8 og 10 etasjer har et grunnskjær ca. 50 % høyere i tidshistorie enn i pushover. For 4 og 6 etasjers rammer er denne forskjellen økt til ca. 100 %. Ved å vurdere den lokale duktiliteten mot grunnskjærraten ser en at pushoveranalysene gir en noe lavere overstyrkefaktor enn tidshistorie. Det vil si at pushoveranalysen vil undervurdere overstyrkefaktoren som oppnås ved tidshistorieanalysen. Dette betyr at pushover ikke bør benyttes for å estimere overstyrkefaktoren i konstruksjonen.

Det viser seg også at ved å dimensjonere etter pushoveranalyse, kan en oppnå en q-faktor på 4 i gjennomsnitt i tidshistorieanalysene før første søyle går til brudd. En bør i dette tilfellet ha en forbindelse med en lokal duktilitet 7.

Ved å betrakte figurene som sammenligner lokal duktilitet og q-faktor ser en også at en kan oppnå en q-faktor på 4 ved en lokal duktilitet på 7 på sikker side. Dette er samme konklusjon som Hulbak kom frem til i sin oppgave [8]. Samtidig kan det se ut til at det ikke vil kreves like stor lokal duktilitet for rammene med 8 og 10 etasjer som for 4 og 6 etasjer. Dette er som følge av at antallet knutepunkter er høyere og at det dermed er flere forbindelser å fordele kreftene utover. I sammenligningen for lokal duktilitet og q-faktor kommer det frem at en q-faktor kan oppnås i rammene med 8 og 10 etasjer ved en lokal duktilitet under 6. Det skal samtidig nevnes at trevirket går til brudd ved en q-faktor på 4. Det er derfor vanskelig å si sikkert hvordan stivheten i systemet vil være ved en q-faktor over dette.

I alle tilfeller hvor gjennomsnittverdiene av tidshistoriene undersøkes går en søyle til brudd ved et høyere grunnskjær enn det som oppnås i den samme rammen i pushover.

Med hensyn på overstyrkefaktoren ser det ut til at denne påvirkes lite av både lasttilfelle og antallet etasjer i rammene.

En ser at utnyttelsesgraden for rammene i tidshistorieanalysen i snitt ikke passerer en utnyttelsesgrad på 1,75 som betyr at det sannsynligvis ikke vil kreve en stor økning i tverrsnittstørrelsen for å innfri kravene til utnyttelse. På bakgrunn av dette kan det antas at resultatene også etter at rammen har gått til brudd, vil være overførbare til andre rammer med samme etasjehøyde, men med større søyler.

Grunnen til at en pushoveranalyse ble benyttet før tidshistorieanalysene var i hovedsak for å utvikle gode rammemodeller og dimensjonere rammene med utgangspunkt i kreftene fra pushover. Som en forhåndsdimensjonering og et utgangspunkt for tidshistorieanalyse ser det ut til at pushover kan gi svar på hvordan rammene vil oppføre seg og hvilke duktilitetsegenskaper en kan forvente i tidshistorie. Samtidig ser en at dersom en q-faktor over 4 er ønskelig så bør rammene dimensjoneres med en viss restkapasitet i pushoveranalysene.

Tidshistorieanalysene er gjennomført med mer enn sju jordskjelv som er minstekravet til Eurokode 8 for å kunne benytte gjennomsnittsverdien av tidshistoriene som referanse ved dimensjonering. Samtidig ser en at noen av jordskjelvene gir store utslag i forhold til flertallet. Det kan derfor anbefales å øke antallet jordskjelv for å få et bedre grunnlag.

Pushover og tidshistorieanalysene viser at å variere mellom lett og tungt lasttilfelle gir lite forskjell i duktilitetsegenskapene.

5 Konklusjon og videre arbeid

I oppgaven er flere typer forbindelser utviklet og analysert i Abaqus. Forbindelsene med de ønskede egenskapene ble deretter testet i globale analyser. I Abaqus ble forbindelsene optimalisert med et mål om å oppnå gode duktilitetsegenskaper. Det ble valgt ut to forbindelser som ble modellert i Woodsols rammesystem og analysert ved hjelp av globale analyser i SAP2000. De globale analysene som ble benyttet var pushover- og tidshistorieanalyse.

5.1 Konklusjon

Etter å ha analysert ulike konsepter for duktile momentstive forbindelser ble det valgt ut to forbindelser som ble sett på som gode nok til å testes i globale analyser. De to valgte forbindelsene (forbindelse 25 og 30) viste gode lokale duktilitetsegenskaper. Det er i hovedsak tre faktorer som påvirker duktilitetsegenskapene til de undersøkte forbindelsene. Konsentrert flyt i IPE-profilet øker duktiliteten og gir høyere rotasjon før første element i forbindelsen når bruddtøyning. Å øke lengden på IPE-profilet gir en lavere fastningshastighet og gjør at forbindelsen kan oppnå høyere rotasjon før den når bruddtøyning. En reduksjon av flensbredden ved å benytte sirkulære kutt på hver side av flensen, slik at den effektive bredden til flensen går ned, sørger for at flyt konsentreres i flensene. En effektiv bredde på 30 mm sikret flyt i flensene.

Forbindelse 25 oppnådde et flytemoment på 67,1 kNm, en rotasjonsstivhet på 5216,4 kNm/rad og en lokal duktilitet på 9,5 uten at forbindelsen ville være utsatt for knekking. De globale analysene for rammene på 4 og 6 etasjer viste at forbindelsen kunne motstå en q-faktor på 5 med god margin i begge rammene, og for begge lasttilfeller på sikker side. Forbindelse 25 vil derfor egne seg godt som en duktil momentstiv forbindelse i Woodsols rammesystem.

Forbindelse 30 oppnådde et flytemoment på 118,2 kNm, en rotasjonsstivhet på 9024,7 kNm/rad og en lokal duktilitet på 6,0. Denne forbindelsen hadde en høy fastningshastighet og en lavere lokal duktilitet. En optimalisering av denne forbindelsen vil derfor være ønskelig for å senke fastningshastigheten og øke duktiliteten i forbindelsen. I de globale analysene oppnådde forbindelsen en q-faktor på 3 på sikker side for 8 og 10 etasjers rammer i begge lasttilfeller. Samtidig viste resultatene at ved høyere rammer kan det benyttes forbindelser med lavere lokal duktilitet, som følge av at det er flere knutepunkter som absorberer energi.

Rammeanalysene viste at den lokale og globale duktiliteten fulgte hverandre godt og at ved en lokal duktilitet på 4 så kan de antas at den globale duktiliteten er tilnærmet det samme som den lokale duktiliteten. Rammeanalysen viser også at det er små forskjeller mellom tungt og lett lasttilfelle med hensyn på grunnskjær og duktilitetsegenskaper. Det er i stor grad etasjene som skaper variasjonen.

Ved å benytte pushoveranalyse til å dimensjonere rammene kan det oppnås en q-faktor på 4 i gjennomsnitt for alle rammer før de går til brudd. Resultatene viser store forskjeller i overstyrkefaktoren mellom pushover- og tidshistorieanalysene.

5.1.1 Hovedresultater

De viktigste resultatene fra lokale analyser av forbindelsene:

- Konsentrert flyt i flens gir økte duktilitetsegenskaper
- En innsnevring i flensene ned til 30 mm resterende flensbredde gir økte duktilitetsegenskaper
- Redusert flenstykkelse gir lavere momentkapasitet
- Økning i lengden på IPE-profilet øker duktiliteten til forbindelsen og senker fastningshastigheten
- Forbindelse 30 bør optimaliseres med hensyn på fastning og lokal duktilitet for å oppnå bedre duktilitetsegenskaper

De viktigste resultatene fra rammeanalysene kan listes opp som følger:

- En forbindelse med lokal duktilitet på 7 gir en q-faktor på 4 på sikker side
- Pushover kan benyttes som predimensjonering opptil en q-faktor på 4
- Rammer med et høyere antall etasjer krever lavere lokal duktilitet i forbindelsen for å oppnå samme q-faktor
- Forbindelse 25 egner seg godt som en duktil momentstiv forbindelse i Woodsols rammesystem for rammer på 4 og 6 etasjer opptil en q-faktor på 5 på sikker side

5.2 Videre arbeid

Momentstive forbindelser i trekonstruksjoner er et omfattende tema og det ble i løpet av oppgaven sett ulike muligheter for videre utvikling av denne oppgaven.

Egenskapene til forbindelsene er hentet kun fra analyser ved hjelp av dataverktøy.

Forbindelsene bør derfor også modelleres og testes i laboratoriet. Det vil særlig være forbindelse 25 og 30, som vil være relevant å undersøke i laboratoriet. Her kan en også vurdere stålets oppførsel ved en tøyning høyere enn 20 %.

Det ble i løpet av oppgaven tydelig at det er lite data rundt hvordan en kan forvente at stålet oppfører seg etter 20 % tøyning. Det ville vært en stor fordel ved utviklingen av duktile momentstive forbindelser om det også fantes data på hvordan stålet kan modelleres etter dette.

Ved videre fokus på 8 og 10 etasjers rammer bør det også ses på muligheter for å optimalisere forbindelse 30 slik at denne også oppnår en høyere lokal duktilitet. Samtidig er kanskje det viktigste ved utviklingen av denne forbindelsen å forsøke å redusere fastningshastigheten. Et alternativ kan være å øke lengden av IPE-profilet til for eksempel 300 mm.

Det er i oppgaven konkludert med to ulike forbindelser som har veldig ulik momentkapasitet og rotasjonsstivhet. Det kan derfor være nyttig å utvikle forbindelser som har egenskaper mellom de to valgte forbindelsene som er benyttet i oppgaven.

En forenkling som ble gjort i oppgaven var å se bort ifra hylsene som benyttes for å forankre bjelken til forbindelsen. Disse har også en stivhet som vil gi en innvirkning på forbindelsens oppførsel. Det vil være fornuftig å inkludere disse i videre analyse av denne typen forbindelser.

Ved fremtidige studier bør rammen dimensjoneres i brudd- og bruksgrensetilstand for de aktuelle forbindelsene utviklet i denne oppgaven. Dette for å være sikker på at det valgte rammesystemet tilfredsstillende øvrige krav til kapasitet og forskyvninger.

Det kan også vies tid til å se nøyer på sammenhengen mellom tidshistorie- og pushoveranalyse, for å oppnå bedre resultater med hensyn til når en pushoveranalyse er god nok til å estimere resultatene fra en tidshistorieanalyse. Dette vil være en stor fordel med tanke på hvor mye tid som kan spares dersom en kjenner til hva man kan forvente av en tidshistorie, basert på resultatene fra pushoveranalysen.

For å oppnå bedre resultater rundt rammene og forbindelsenes oppførsel ved jordskjelv kan det være fornuftig å øke antallet jordskjelv.

Hovedpunkter for videre arbeid:

- Teste forbindelsene i laboratorium for å understøtte de teoretiske analysene i denne rapporten
- Videreutvikle forbindelse 30 for å oppnå bedre duktilitetsegenskaper og lavere fastning
- Utvikle forbindelser med rotasjonsstivheter og momentkapasitet mellom forbindelse 25 og 30
- Få bedre kunnskap til stålets oppførsel etter 20% tøyning
- Inkludere hylsene i den tenkte forbindelsen i analysene i Abaqus for å vurdere hvordan disse påvirker stivheten til forbindelsen
- Dimensjonere rammene i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand
- Bedre kunnskap rundt sammenhengen mellom pushover og tidshistorie analyse
- Benytte et større utvalg jordskjelv ved tidshistorieanalyse

6 Referanseliste

1. WOODSOL. Project Summary [Internett]. Trondheim: Woodsol; [hentet 20. januar 2020]. Tilgjengelig fra: <http://www.woodsol.no/reservations>
2. Forskningsrådet. Wood frame solutions for free space design in urban buildings [Internett]. Oslo: Forskningsrådet; [hentet 12. mars 2020]. Tilgjengelig fra: <https://prosjektbanken.forskningsradet.no/#/project/NFR/254699>
3. Stamatopoulos H, Malo KA. Wood fram solutions for free space design in urban buildings (WOODSOL). 7th Forum Wood Building Nordic Växjö 18: Woodsol; 2018. s. 1-10.
4. Malo KA. Wood frame solutions for free space design in urban buildings 2018 [Internett]. Trondheim: Woodsol; 1. oktober 2018 [hentet 4. april 2020]. Tilgjengelig fra: https://static1.squarespace.com/static/5847ec32f7e0ab24d33879db/t/5ac62a3903ce644a7d605d24/1522936386953/20180110_KAM_Tekna_kursdagene.pdf
5. Nordal KIL, Lied KS. A conceptual study of glulam connections using threaded rods and connecting circular steel profiles [Masteroppgave]. Trondheim: NTNU - Norwegian University of Science and Technology; 2016.
6. Bjørge HK, Kristoffersen T. Konseptstudie av trebaserte komposittdykker med mulighet for innspenning til limtresøyler [Masteroppgave]. Trondheim: NTNU - Norwegian University of Science and Technology; 2017.
7. Hulbak OS. Momentstive ramme i tre under seismisk påverknad [Prosjektoppgave]. Trondheim: NTNU - Norwegian University of Science and Technology; 2018.
8. Hulbak OS. Seismiske eigenskapar og duktilitetskrav til plane fleir-etasje momentstive trerammer [Masteroppgave] 2019.
9. Vilguts A. Connection Model. 2019.
10. Gohlich R, Erochko J, Woods JE. Experimental testing and numerical modelling of a heavy timber moment-resisting frame with ductile steel links. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2018;47(6):1460-77.
11. Arntsen GR. STÅLBOKA. 1. utg. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag; 2000.
12. Norske Limtreprodusenters forening. Limtreboka [Internett]. Norske Limtreprodusenters forening; 2015 [hentet 20. januar 2020]. Tilgjengelig fra: https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtreboka_2015_el2.pdf
13. Standard Norge. NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014. Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger [Internett]. Norge: Standard Norge; 2014 [hentet 6. mars 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=696101>

14. Larsen PK. Dimensjonering av stålkonstruksjoner. 2. utg. Trondheim: Fagbokforlaget; 2010.
15. George DE. Mechanical Metallurgy [Internett]. USA: McGRAW-HILL BOOK COMPANY; 1961 [hentet 13. februar 2020]. Available from: [http://stu.westga.edu/~bthibau1/MEDT%207477-Cooper/Calibre%20Library/Dieter_%20George%20Ellwood/Mechanical%20metallurgy%20\(13\)/Mechanical%20metallurgy%20-%20Dieter_%20George%20Ellwood.pdf](http://stu.westga.edu/~bthibau1/MEDT%207477-Cooper/Calibre%20Library/Dieter_%20George%20Ellwood/Mechanical%20metallurgy%20(13)/Mechanical%20metallurgy%20-%20Dieter_%20George%20Ellwood.pdf)
16. Løset Ø, Loo MM, Lyslo ÅD, Gjestvang M, Kanyia AM, Bråten C. Dimensjonering for JORDSKJELV Veileder til NS-EN 1998-1:2004+NA:2008. Rådgivende ingeniørers forening; 2010.
17. Chopra AK. Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering. 4. utg. England: Pearson; 2014.
18. Bergan PG, Larsen PK, Mollestad E. Svingning av konstruksjoner [Internett]. Trondheim: Tapir; 1981. [hentet 18. januar 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.nb.no/items/db970f199551e535944cd841ff91c015?page=6&searchText=dynamikk>
19. Huseby F. Generell geologi [Internett]. Oslo: Universitetsforlaget; 1992 [hentet 2. mars 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.nb.no/items/ca427aa3fac66768e1dabd758e0040c1?page=1&searchText=Generell%20geologi>
20. Fossen H. Forkastning [Internett]. Bergen: Store norske leksikon; [oppdatert 1. november 2019; hentet 25. mars 2020]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/forkastning>
21. Fossen H. Seismisk bølge [Internett]. Bergen: Store norske leksikon; [oppdatert 8. desember 2017; hentet 25. mars 2020]. Tilgjengelig fra: https://snl.no/seismisk_bølge
22. Rønnquist A. Support excitation - Earthquake response. TKT4201 Konstruksjonsdynamikk. Trondheim: NTNU; 2019.
23. Fossen H. Moment-magnitudeskala for jordskjelv [Internett]. Bergen: Store norske leksikon; [oppdatert 13. januar 2020; hentet 20. januar 2020]. Tilgjengelig fra: https://snl.no/moment-magnitudeskala_for_jordskjelv
24. Jacob C. Earthquake Database [Internett]. New Delhi: Indian Institute of Technology; 2010 [hentet 5. april 2020]. Tilgjengelig fra: <http://web.iitd.ac.in/~matsagar/EqDataBase.htm>
25. Stamatopoulos H. Lecture: Seismic design. TKT4212: Timber Structures 2. Trondheim: NTNU.

26. Standard Norge. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [Internett]. Norge: Standard Norge; 2016 [hentet 20. mars 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847>
27. METSÄ WOOD. Kerto LVL Q-panel [Internett]. Finland [hentet 5. mai 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.metsawood.com/global/Tools/MaterialArchive/MaterialArchive/MW-KertoLVL-Q-panel-datasheet-EN.pdf>
28. Standard Norge. NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010. Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger [Internett]. Norge: Standard Norge; 2010 [hentet 16. januar 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=436137>
29. Muñoz W, Salenikovich A. DETERMINATION OF YIELD POINT AND DUCTILITY OF TIMBER ASSEMBLIES : IN SEARCH FOR A HARMONISED APPROACH [Internett] 2008 [hentet 3. mars 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.semanticscholar.org/paper/DETERMINATION-OF-YIELD-POINT-AND-DUCTILITY-OF-%3A-IN-Muñoz-Salenikovich/c9e24eb4009d006bfcc961d8daa53fccd07b7b6e>
30. Femto Engineering. Linear non-linear analysis explained [Internett]. Femto Engineering; 2017 [oppdatert 22. mai 2017; hentet 1.mai 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.femto.eu/stories/linear-non-linear-analysis-explained/>
31. DNV. Determination of Structural Capacity by Non-linear FE analysis Methods [Internett]: Det Norske Veritas AS; 2013 [hentet 20. januar 2020]. DNV-RP-C208. Tilgjengelig fra: <https://oilgas.standards.dnvgl.com/download/dnvgl-rp-c208-determination-of-structural-capacity-by-non-linear-finite-element-analysis-methods>
32. Stamatopoulos H. Personal notes regarding stiffness of threaded rods. 2020.
33. Strong Motion Virtual Data Center (VDC). Amberley NewZealand 2016-11-13 11:02:56 UTC [Internett]: VDC [hentet 2. april 2019]. Tilgjengelig fra: <https://strongmotioncenter.org/vdc/scripts/event.plx?evt=1332>
34. Italian Accelerometric Archive (Itaca). MCV 00 EMSC-20161030_0000029 2016-10-30 06:40:18 (HG) [Internett]: ITACA [hentet 3. april 2020]. Tilgjengelig fra: http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet_30/#/waveform/IT/MCV/00/EMSC-20161030_0000029/HG
35. Strong Motion Virtual Data Center (VDC). Northwest China 1997-04-11 05:34:00 UTC [Internett]: VDC [hentet 5. april 2019]. Tilgjengelig fra: <https://strongmotioncenter.org/vdc/scripts/event.plx?evt=1103>

36. Strong Motion Virtual Data Center (VDC). Kozani 1995-05-13 08:47:00 UTC
[Internett]: VDC [hentet 2. april 2019]. Tilgjengelig fra:
<https://strongmotioncenter.org/vdc/scripts/event.plx?evt=1106>
37. Strong Motion Virtual Data Center (VDC). Kobe 1995-01-16 20:46:52 UTC
[Internett]: VDC [hentet 3. april 2019]. Tilgjengelig fra:
<https://strongmotioncenter.org/vdc/scripts/event.plx?evt=1098>
38. Strong Motion Virtual Data Center (VDC). Uttarkashi 1991-10-19 21:23:15 UTC
[Internett]: VDC [hentet 3. april 2019]. Tilgjengelig fra:
<https://strongmotioncenter.org/vdc/scripts/event.plx?evt=799>
39. Strong Motion Virtual Data Center (VDC). Manjil 1990-06-20 21:00:00 UTC
[Internett]: VDC [hentet 2. april 2019]. Tilgjengelig fra:
<https://strongmotioncenter.org/vdc/scripts/event.plx?evt=1105>
40. Strong Motion Virtual Data Center (VDC). Adak, Alaska 1971-05-02 06:08:26 UTC
[Internett]: VDC [hentet 6. april 2019]. Tilgjengelig fra:
<https://strongmotioncenter.org/vdc/scripts/event.plx?evt=156>
41. Strong Motion Virtual Data Center (VDC). El Centro 1940-05-19 04:36:41 UTC
[Internett]: VDC [hentet 2. april 2019]. Tilgjengelig fra:
<https://strongmotioncenter.org/vdc/scripts/event.plx?evt=88>

7 Vedlegg

- Vedlegg A: Kapasitetsberegning, søyler og bjelker
- Vedlegg B: Beregning K_{ax} og E-moduler for gjengestag
- Vedlegg C: Link-oppførsel SAP2000
- Vedlegg D: Akselerogram og responsspektrum
- Vedlegg E: Resultater fra syklisk analyse
- Vedlegg F: Resultater pushoveranalyse
- Vedlegg G: Resultater tidshistorieanalyse
- Vedlegg H: Resultater Samlet Tidshistorie- og pushoveranalyse

Vedlegg A Kapasitetsberegning, søyler og bjelker

Tverrsnittskontroll for mest belastede søyle i henholdsvis trykk og strekk. Kontroller blir utført etter EC5, hvor ligningsnummer er satt til venstre for de respektive ligningene i standarden.

A.1 Kapasitetsberegning søyle

A.1.1 Generelt

Parametre søyle:

$$h := 800 \text{ mm} \quad b := 500 \text{ mm} \quad L_k := 3500 \text{ mm}$$

Klimaklasse: 1
Lastvarighet: Øyeblikkslast
Fasthetsklasse: GL30c

$$k_{mod.GL} := 1.1 \quad k_{sys} := 1 \quad k_h := 1 \quad \gamma_{m.GL} := 1 \quad k_m := 0.7$$

$$\rho_{GL30c} := 390 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad E_{0.05.GL} := 10800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_{søyle} := \frac{b \cdot h^2}{6} = (53.33 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Karakteristiske fastheter GL30c:

$$f_{t0k.GL} := 19.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c0k.GL} := 24.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{vk.GL} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{mk.GL} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende fastheter GL30c:

$$f_{t0d.GL} := f_{t0k.GL} \cdot \frac{k_{mod.GL}}{\gamma_{m.GL}} = 21.45 \text{ MPa}$$

$$f_{c0d.GL} := f_{c0k.GL} \cdot \frac{k_{mod.GL}}{\gamma_{m.GL}} = 26.95 \text{ MPa}$$

$$f_{vd.GL} := f_{vk.GL} \cdot \frac{k_{mod.GL}}{\gamma_{m.GL}} = 3.85 \text{ MPa}$$

$$f_{md.GL} := f_{mk.GL} \cdot \frac{k_{mod.GL}}{\gamma_{m.GL}} = 33 \text{ MPa}$$

Parametre knekningsberegning søyle:

$$\beta := 1$$

$$L_{ky} := \beta \cdot L_k = 3.5 \text{ m}$$

$$\lambda_y := \frac{L_{ky}}{h} \cdot \sqrt{12} = 15.155 \qquad \lambda_{rel.y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k.GL}}{E_{0.05.GL}}} = 0.23 \qquad (C.12)+(6.21)$$

$$\beta_c := 0.1 \qquad (6.29)$$

$$k_y := 0.5 \left(1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel.y} - 0.3) + \lambda_{rel.y}^2 \right) = 0.523 \qquad (6.27)$$

$$k_{c.y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel.y}^2}} = 1.007 \qquad (6.25)$$

A.1.2 Mest belastede søyle i trykk

Opptredende krefter, mest belastede søyle i trykk:

$$M_{Ed} := -1354.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := -1581.63 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} := 278.119 \text{ kN}$$

$$k_{cr} := 0.8$$

$$\tau_d := \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{Ed}}{0.8 \cdot k_{cr} \cdot b \cdot h} = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c0d} := \left| \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} \right| = 3.954 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{md} := \left| \frac{M_{Ed}}{W_{søyle}} \right| = 25.391 \text{ MPa}$$

Kontroller:

6.1.4 Trykk i fiberretning

$$\frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d.GL}} = 0.147 < 1 \quad \text{-->} \quad \text{OK} \qquad (6.2)$$

6.1.6 Bøyning

$$\frac{\sigma_{md}}{f_{md.GL}} = 0.769 < 1 \quad \rightarrow \quad \text{OK} \quad (6.11)$$

6.1.7 Skjær

$$b_{ef} := k_{cr} \cdot b = 0.4 \text{ m}$$

$$\frac{\tau_d}{f_{vd.GL}} = 0.423 < 1 \quad \rightarrow \quad \text{OK} \quad (6.13)$$

6.2.4 Kombo bøyning og trykk

$$\left(\frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d.GL}} \right)^2 + \frac{\sigma_{md}}{f_{md.GL}} = 0.791 < 1 \quad \rightarrow \quad \text{OK} \quad (6.19)$$

6.3.2 Knekningskontroll:

$$\frac{\sigma_{c0d}}{k_{c,y} \cdot f_{c0d.GL}} + \frac{\sigma_{md}}{f_{md.GL}} = 0.915 < 1 \quad \rightarrow \quad \text{OK} \quad (6.23)$$

A.1.3 Mest belastede søyle i strekk

Opptredende krefter, mest belastede søyle i strekk:

$$M_{Ed} := -1336.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := 914.774 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} := 281.628 \text{ kN}$$

$$k_{cr} := 0.8$$

$$\tau_d := \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{Ed}}{0.8 \cdot k_{cr} \cdot b \cdot h} = 1.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t0d} := \left| \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} \right| = 2.287 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{md} := \left| \frac{M_{Ed}}{W_{søyle}} \right| = 25.068 \text{ MPa}$$

Kontroller:

6.1.2 Strekk i fiberretning

$$\frac{\sigma_{t0d}}{f_{t0d.GL}} = 0.107 < 1 \quad \text{-->} \quad \text{OK} \quad (6.1)$$

6.1.6 Bøyning

$$\frac{\sigma_{md}}{f_{md.GL}} = 0.76 < 1 \quad \text{-->} \quad \text{OK} \quad (6.11)$$

6.1.7 Skjær

$$b_{ef} := k_{cr} \cdot b = 0.4 \text{ m} \quad (\text{NA.6.13.a})$$

$$\frac{\tau_d}{f_{vd.GL}} = 0.429 < 1 \quad \text{-->} \quad \text{OK} \quad (6.13)$$

6.2.4 Kombo bøyning og strekk

$$\frac{\sigma_{t0d}}{f_{t0d.GL}} + \frac{\sigma_{md}}{f_{md.GL}} = 0.866 < 1 \quad \text{-->} \quad \text{OK} \quad (6.17)$$

A.2 Kapasitetsberegning dekke

Sjekker dekket for mest belastede bjelke i modell.

A.2.1 Opptredende krefter, mest belastede bjelke:

$$M_{Ed} := -418.436 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{--> Strekk i overflens, trykk i underflens}$$

$$N_{Ed} := 57.623 \text{ kN} \quad \text{--> Strekk}$$

$$V_{Ed} := 334.09 \text{ kN}$$

$$L_{trave} := 2400 \text{ mm}$$

$$L_{bjelke} := 2200 \text{ mm}$$

Reduserer kreftene til å fordele seg utover alle bjelkene i dekket.

$$cc := 565 \text{ mm}$$

$$M_{Ed.red} := M_{Ed} \cdot \frac{cc}{L_{trave}} = -98.507 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed.red} := N_{Ed} \cdot \frac{cc}{L_{trave}} = 13.565 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.red} := V_{Ed} \cdot \frac{cc}{L_{trave}} = 78.65 \text{ kN}$$

A.2.2 Parametre

$$b_w := 100 \text{ mm}$$

$$h_{f.t} := 43 \text{ mm}$$

$$k_{mod.KertoQ} := 1.1$$

$$h_w := 450 \text{ mm}$$

$$k_{sys} := 1$$

$$h_{f.c} := 61 \text{ mm}$$

$$k_h := 1$$

$$h_{tot} := h_{f.t} + h_w + h_{f.c} = 554 \text{ mm}$$

$$\gamma_{m.KertoQ} := 1$$

$$k_m := 0.7$$

$$E_{0,mean.KertoQ} := 10500 \text{ MPa}$$

$$E_{0,mean.GL} := 13000 \text{ MPa}$$

Karakteristiske fastheter Kerto Q:

$$f_{t0k.KertoQ} := 26 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c0k.KertoQ} := 26 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{vk.KertoQ} := 1.3 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende fastheter Kerto Q:

$$f_{t0d.KertoQ} := f_{t0k.KertoQ} \cdot \frac{k_{mod.KertoQ}}{\gamma_m.KertoQ} = 28.6 \text{ MPa}$$

$$f_{c0d.KertoQ} := f_{c0k.KertoQ} \cdot \frac{k_{mod.KertoQ}}{\gamma_m.KertoQ} = 28.6 \text{ MPa}$$

$$f_{vd.KertoQ} := f_{vk.KertoQ} \cdot \frac{k_{mod.KertoQ}}{\gamma_m.KertoQ} = 1.43 \text{ MPa}$$

$$b_{c.ef.tp} := \min(cc - b_w, 0.1 \cdot L_{bjelke}, 20 \cdot h_{f.t}) = 220 \text{ mm} \quad (\text{Tab.9.1})$$

$$b_{ef.tp} := b_{c.ef.tp} + b_w = 320 \text{ mm} \quad (9.12)$$

$$b_{t.ef.bp} := \min(cc - b_w, 0.1 \cdot L_{bjelke}, 20 \cdot h_{f.c}) = 220 \text{ mm} \quad (\text{Tab.9.1})$$

$$b_{ef.bp} := b_{t.ef.bp} + b_w = 320 \text{ mm} \quad (9.12)$$

A.2.3 Effektiv bøyestivhet etter EC5-Annex B

$$h_1 := h_{f.t} = 43 \text{ mm}$$

$$b_1 := b_{ef.tp} = 320 \text{ mm}$$

$$h_2 := h_w = 450 \text{ mm}$$

$$b_2 := b_w = 100 \text{ mm}$$

$$h_3 := h_{f.c} = 61 \text{ mm}$$

$$b_3 := b_{ef.bp} = 320 \text{ mm}$$

$$E_1 := E_{0.mean.KertoQ} = 10500 \text{ MPa}$$

$$A_1 := h_1 \cdot b_1 = 13760 \text{ mm}^2$$

$$E_2 := E_{0.mean.GL} = 13000 \text{ MPa}$$

$$A_2 := h_2 \cdot b_2 = 45000 \text{ mm}^2$$

$$E_3 := E_{0.mean.KertoQ} = 10500 \text{ MPa}$$

$$A_3 := h_3 \cdot b_3 = 19520 \text{ mm}^2$$

Antar fullt samvirke mellom flenser og steg:

$$\gamma_1 := 1 \quad \gamma_2 := 1 \quad \gamma_3 := 1$$

$$a_2 := \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2) - \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot (h_2 + h_3)}{2 \cdot (\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 + \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3)} = -17.928 \text{ mm} \quad (\text{B.6})$$

$$a_1 := \frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} - a_2 = 264.428 \text{ mm} \quad (\text{Fig. B.1})$$

$$a_3 := \frac{h_3}{2} + \frac{h_2}{2} + a_2 = 237.572 \text{ mm} \quad (\text{Fig. B.1})$$

$$I_1 := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = (2.12 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$I_2 := \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} = (7.594 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_3 := \frac{b_3 \cdot h_3^3}{12} = (6.053 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$EI_{ef} := E_1 \cdot I_1 + \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2 + E_2 \cdot I_2 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2 + E_3 \cdot I_3 + \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3^2$$

$$EI_{ef} = (31.816 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \quad (\text{B.1})$$

A.2.4 Kontroller

Kontrollerer 3 skjærplan for skjærspenninger:

Største skjærspenning (der normalspenninger er lik null): (Fig. B.1)

$$h := \frac{h_2}{2} + a_2 = 207.072 \text{ mm}$$

$$\tau_{2,max} := \frac{\gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3 + 0.5 \cdot E_2 \cdot b_2 \cdot h^2}{b_2 \cdot EI_{ef}} \cdot V_{Ed,red} = 1.893 \text{ MPa} \quad (\text{B.9})$$

$$\frac{\tau_{2,max}}{f_{vd,GL}} = 0.492 < 1 \quad \text{-->} \quad \text{OK} \quad (\text{B.9})$$

Snitt 1-1 - Limlinje överflens/steg

$$\tau_{mean.1.d} := V_{Ed.red} \cdot \frac{E_1 \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot \left(a_1 - \frac{h_1}{2}\right)}{EI_{ef} \cdot b_2} = 0.868 \text{ MPa} \quad (\text{B.10})$$

$$\frac{\tau_{mean.1.d}}{f_{vd.KertoQ}} = 0.607 < 1 \quad \rightarrow \quad \text{OK} \quad (9.14)$$

Snitt 2-2 - Limlinje underflens/steg

$$\tau_{mean.2.d} := V_{Ed.red} \cdot \frac{E_3 \cdot b_3 \cdot h_3 \cdot \left(a_3 - \frac{h_3}{2}\right)}{EI_{ef} \cdot b_2} = 1.049 \text{ MPa} \quad (\text{B.10})$$

$$\frac{\tau_{mean.2.d}}{f_{vd.KertoQ}} = 0.734 < 1 \quad \rightarrow \quad \text{OK} \quad (9.14)$$

Kontrollerer topp- och bunnflens for normalspenninger:

$$\sigma_1 := \left| \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot a_1 \cdot M_{Ed.red}}{EI_{ef}} \right| = 8.596 \text{ MPa} \quad (\text{B.7})$$

$$\sigma_{m.1} := \left| \frac{0.5 \cdot E_1 \cdot h_1 \cdot M_{Ed.red}}{EI_{ef}} \right| = 0.699 \text{ MPa} \quad (\text{B.8})$$

$$\sigma_{t.tp} := \sigma_1 + \sigma_{m.1} = 9.295 \text{ MPa} \quad (\text{Fig. B.1})$$

$$\frac{\sigma_{t.tp}}{f_{t0d.KertoQ}} = 0.325 < 1 \quad \rightarrow \quad \text{OK} \quad (9.16)$$

$$\sigma_3 := \left| \frac{\gamma_3 \cdot E_3 \cdot a_3 \cdot M_{Ed.red}}{EI_{ef}} \right| = 7.723 \text{ MPa} \quad (\text{B.7})$$

$$\sigma_{m.3} := \left| \frac{0.5 \cdot E_3 \cdot h_3 \cdot M_{Ed.red}}{EI_{ef}} \right| = 0.992 \text{ MPa} \quad (\text{B.8})$$

$$\sigma_{c.bp} := \sigma_3 + \sigma_{m.3} = 8.715 \text{ MPa} \quad (\text{Fig. B.1})$$

$$\frac{\sigma_{c.bp}}{f_{c0d.KertoQ}} = 0.305 < 1 \quad \text{--> OK} \quad (9.15)$$

Kontrollerer steg for normalspenninger (trykk og strekk):

$$\sigma_2 := \frac{\gamma_2 \cdot E_2 \cdot a_2 \cdot M_{Ed.red}}{EI_{ef}} = 0.722 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m.2} := \frac{0.5 \cdot E_2 \cdot h_2 \cdot M_{Ed.red}}{EI_{ef}} = -9.056 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.steg} := |\sigma_2 + \sigma_{m.2}| = 8.335 \text{ MPa} \quad (\text{Fig. B.1})$$

$$\frac{\sigma_{c.steg}}{f_{c0d.GL}} = 0.309 < 1 \quad \text{--> OK} \quad (9.6)$$

$$\sigma_{t.steg} := |-\sigma_2 + \sigma_{m.2}| = 9.778 \text{ MPa} \quad (\text{Fig. B.1})$$

$$\frac{\sigma_{t.steg}}{f_{t0d.GL}} = 0.456 < 1 \quad \text{--> OK} \quad (9.7)$$

Vedlegg B Beregning K_{ax} og E-moduler for gjengestag

Diameter gjengestag	23,0	mm
Areal i modell	415,5	mm ²
Ytre gjengediameter	22,0	mm
Indre gjengediameter	16,1	mm
A_s	203,6	mm ²
ρ_m , mean density GL30c	430,0	
E_s	210000,0	N/mm ²

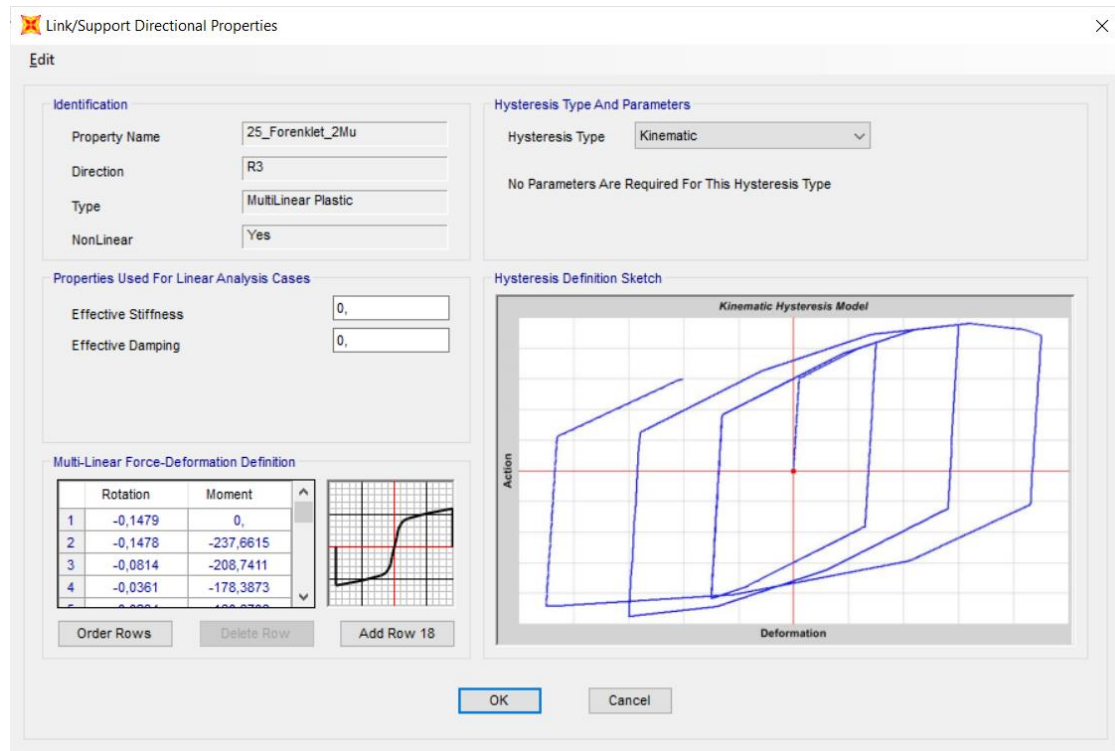
Gjengestag	1	
Vinkel	55	grader
Avstand mellom plate og søyle (modell)	50,0	mm
Lengde gjengestag	61,0	mm
Innføringslengde gjengestag	549,0	mm
$k_{length,K}$	1,0	
$K_{ser,ax}$	68118,6	N/mm
Fri lengde i virkelighet, l_o	50,0	mm
$K_{ax,IO}$	855048,8	N/mm
K_{ax}	63092,3	N/mm
E_{red}	9269,1	N/mm ²

Gjengestag	2	
Vinkel	70	grader
Avstand mellom plate og søyle	50	mm
Lengde gjengestag	53,2	mm
Innføringslengde gjengestag	479,0	mm
$k_{length,K}$	1,0	
$K_{ser,ax}$	56228,9	N/mm
Fri lengde, l_o	50,0	mm
$K_{ax,IO}$	855048,8	N/mm
K_{ax}	52759,3	N/mm
E_{red}	6756,8	N/mm ²

Gjengestag	3	
Vinkel mellom gjengestag og fiberretning	10	grader
Avstand mellom plate og søyle	50	mm
Lengde gjengestag	50,8	mm
Innføringslengde gjengestag	1120,0	mm
$k_{length,K}$	1,0	
$K_{ser,ax}$	125349,0	N/mm
Fri lengde, l_o	50,0	mm
$K_{ax,IO}$	855048,8	N/mm
K_{ax}	109322,5	N/mm
E_{red}	13359,3	N/mm ²

Vedlegg C Link-oppførsel SAP2000

Leddene i rammene er lagt inn som linker, og er lagt inn med moment/rotasjons- oppførselen funnet i Abaqus. Dette er lagt inn som Multi-Linear-Deformation Definition i hver link, med moment/rotasjonsdata som er speilet om x- og y-aksen fra Abaqus. I figuren under vises knutepunktets oppførsel vil være som følge av belastningen. Det er som vist antatt kinematisk oppførsel av knutepunktene. Det er lagt til en rad over og under ekstremalpunktene fra Abaqus, med 0 i moment for en økning på ca. 0,0001 rad rotasjon. Dette for at linkene skulle «gå til brudd» ved denne belastningen.



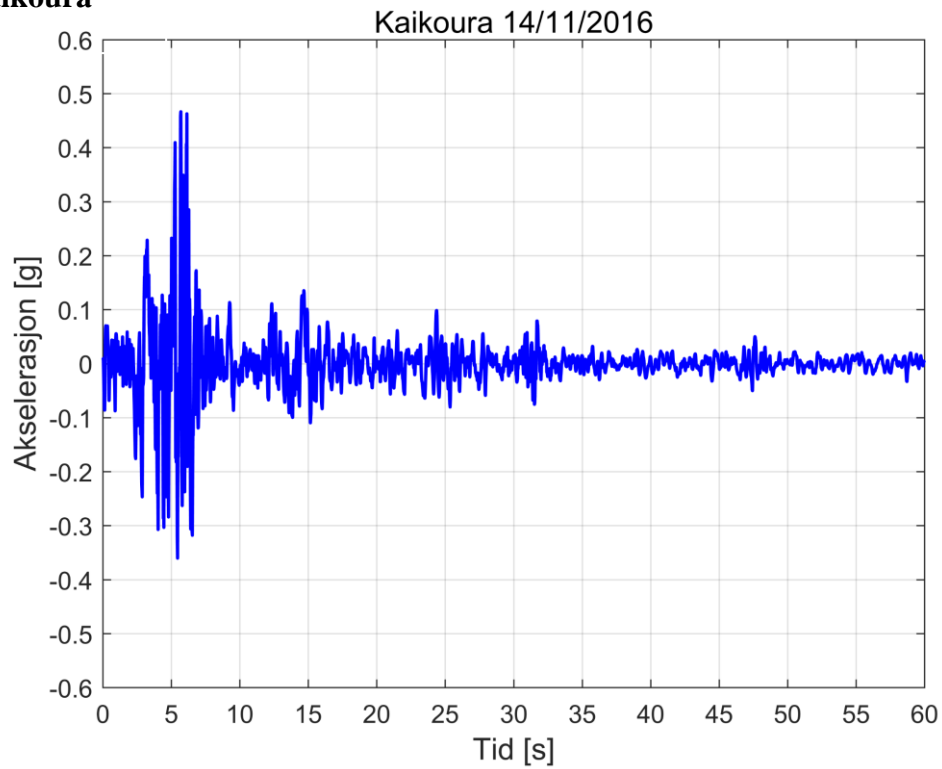
Innlagte parametre for link 25.

Verdiene som er lagt inn i linkene er vist i tabellen på neste side.

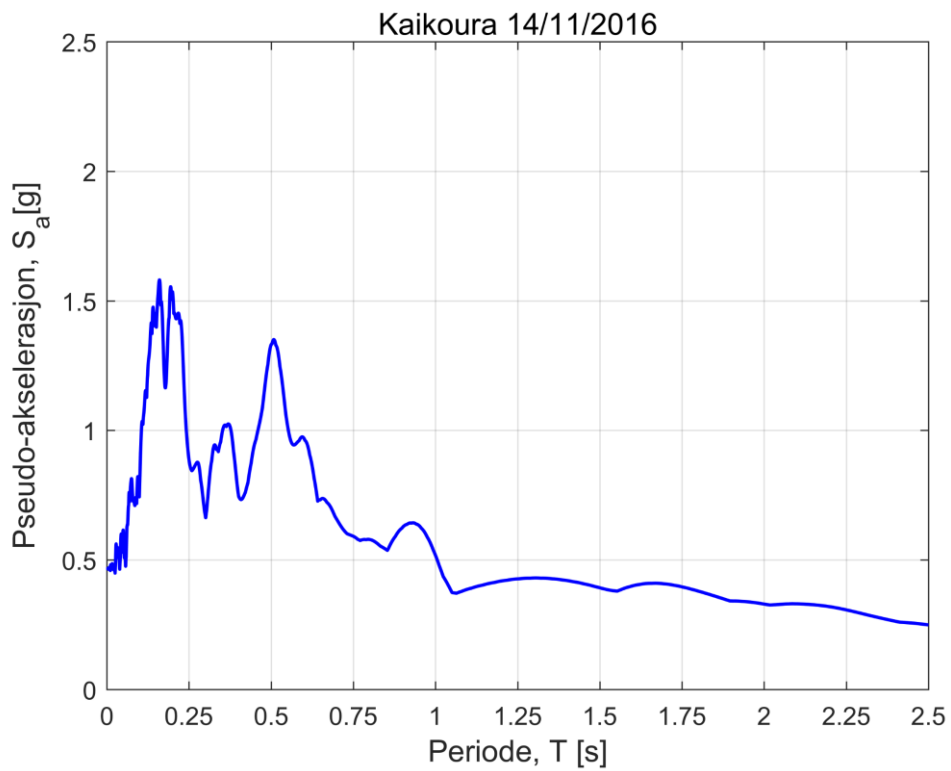
Dobbel forbindelse 30		Dobbel forbindelse 25	
<i>Rotasjon</i>	<i>Moment</i>	<i>Rotasjon</i>	<i>Moment</i>
-0,09518691	-418,224998	-0,14782787	-237,66151
-0,0513054	-360,100281	-0,08141736	-208,741104
-0,03510642	-328,210968	-0,03611996	-178,387283
-0,02155846	-278,939819	-0,02344326	-160,87085
-0,015736	-236,4	-0,01557	-134,2
-0,01072071	-181,839523	-0,01078564	-105,170799
-0,00633416	-114,327985	-0,0061537	-64,2003657
0	0	0	0
0,00633416	114,327985	0,0061537	64,2003657
0,01072071	181,839523	0,01078564	105,170799
0,015736	236,4	0,01557	134,2
0,02155846	278,939819	0,02344326	160,87085
0,03510642	328,210968	0,03611996	178,387283
0,0513054	360,100281	0,08141736	208,741104
0,09518691	418,224998	0,14782787	237,66151

Vedlegg D Akselerogram og responsspektrum

e1 – Kaikoura

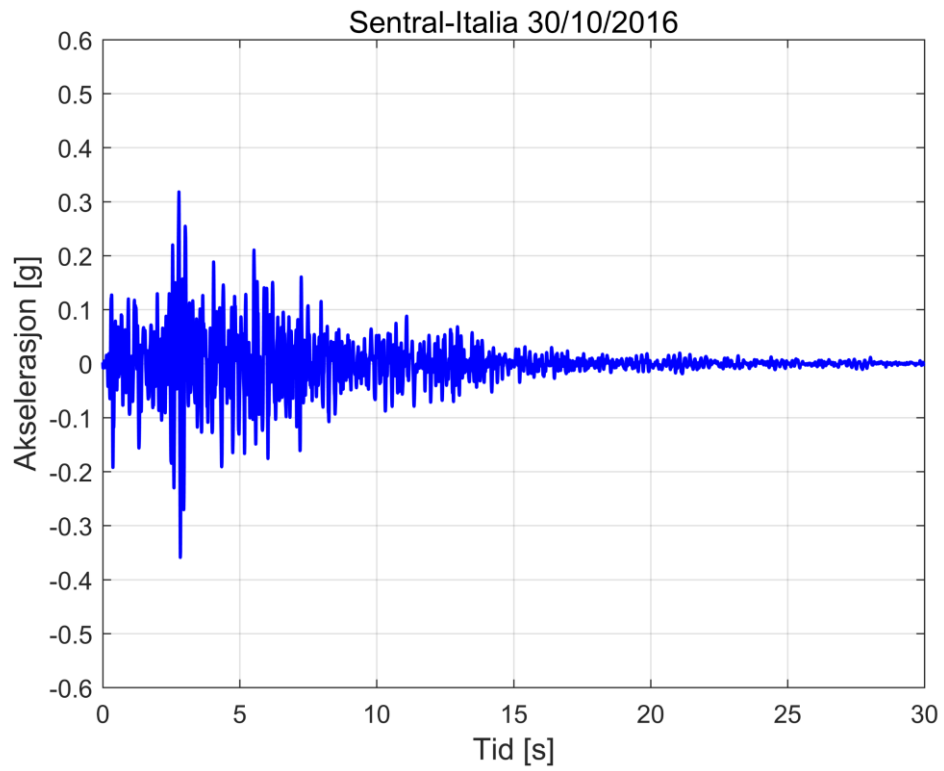


Akselerogram [33]

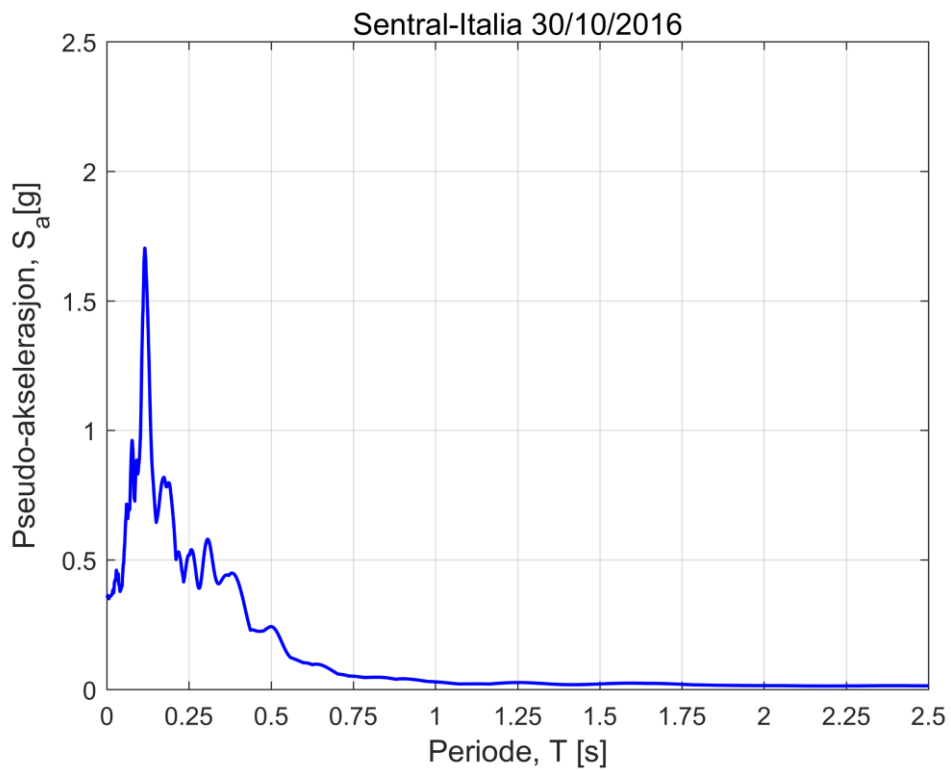


Responsspektrum [33]

e2 – Sentral-Italia

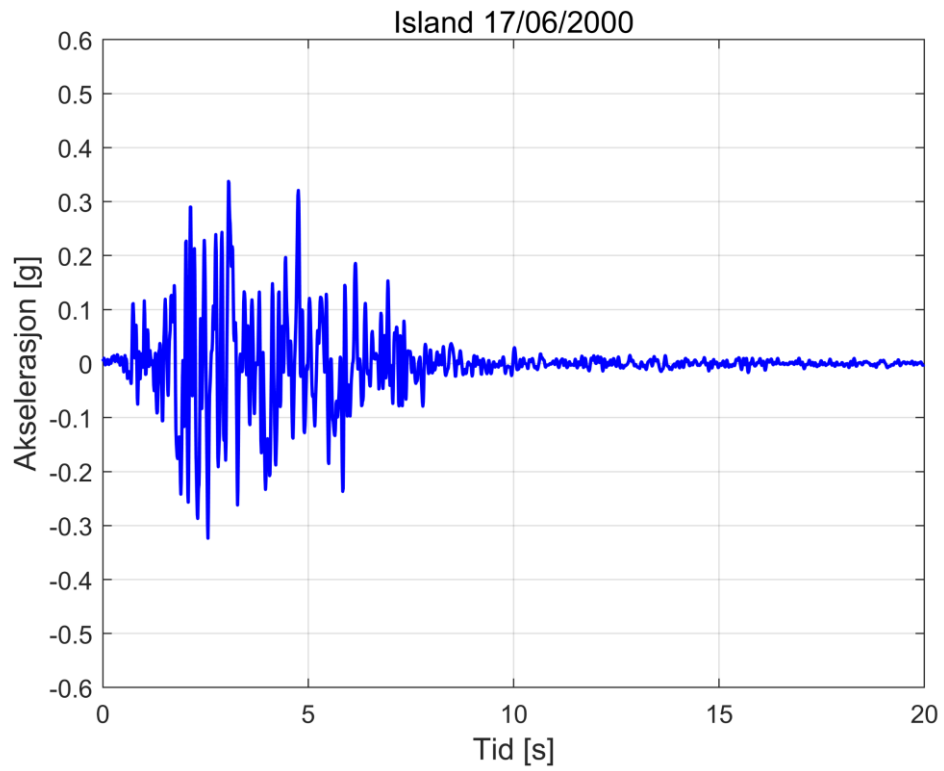


Akselerogram [34]

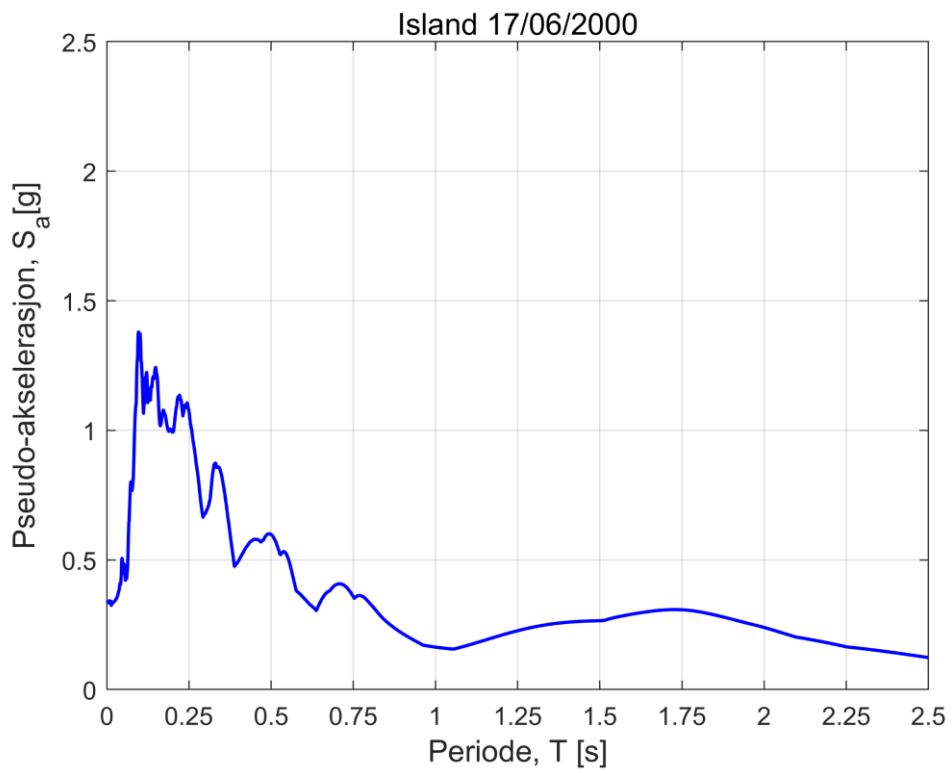


Responsspektrum [34]

e3 – Sør-Island

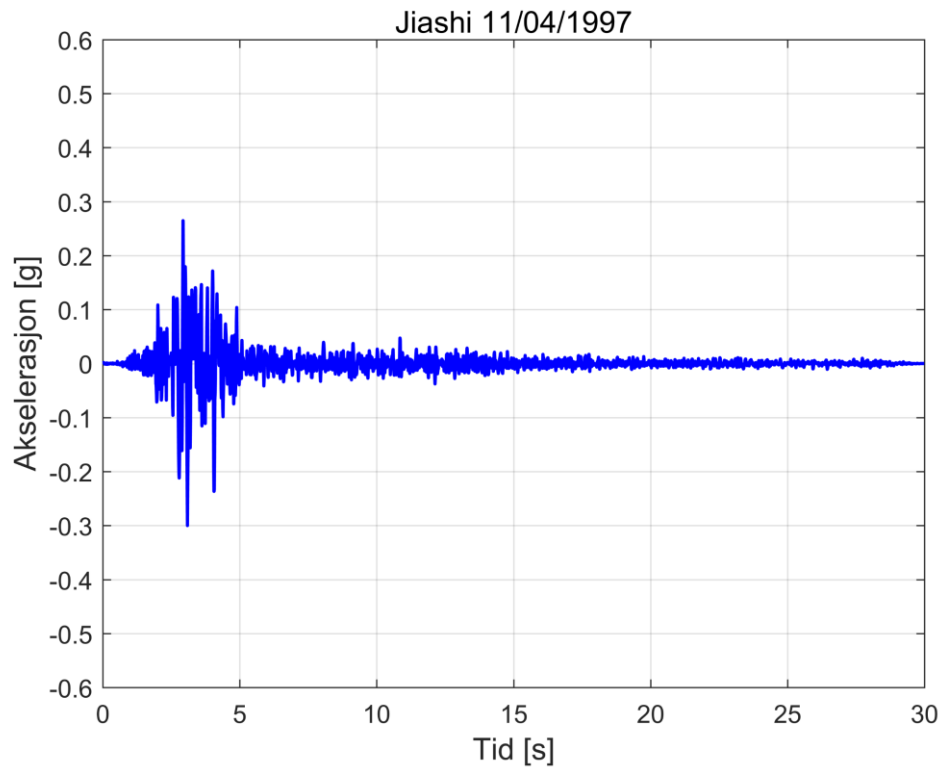


Akselerogram [24]

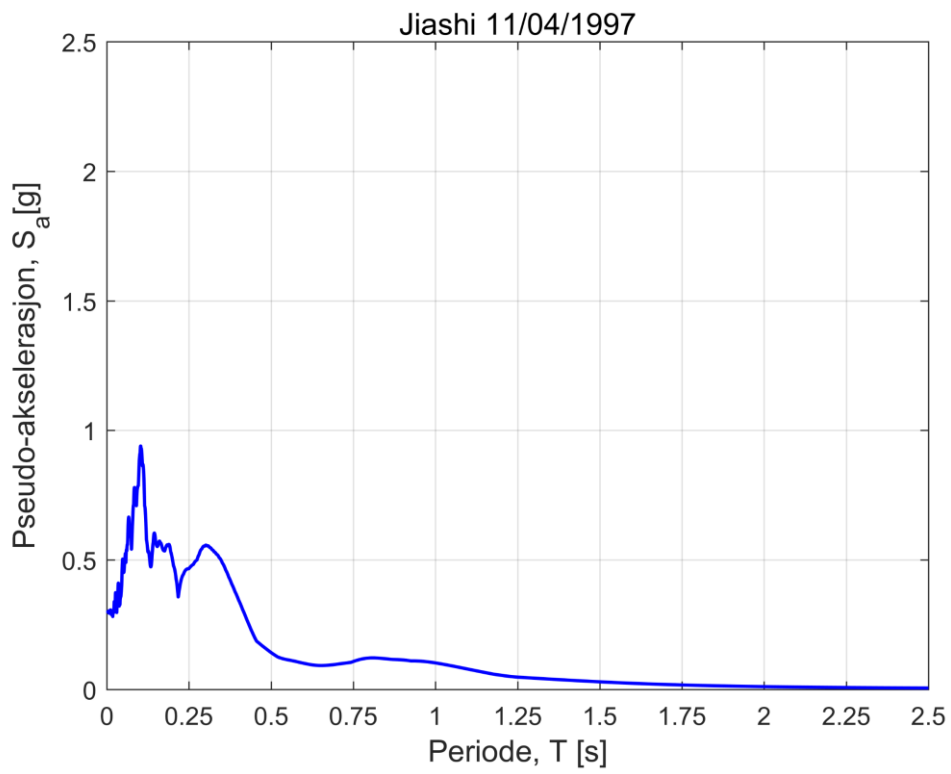


Responsspektrum [24]

e4 – Jiashi

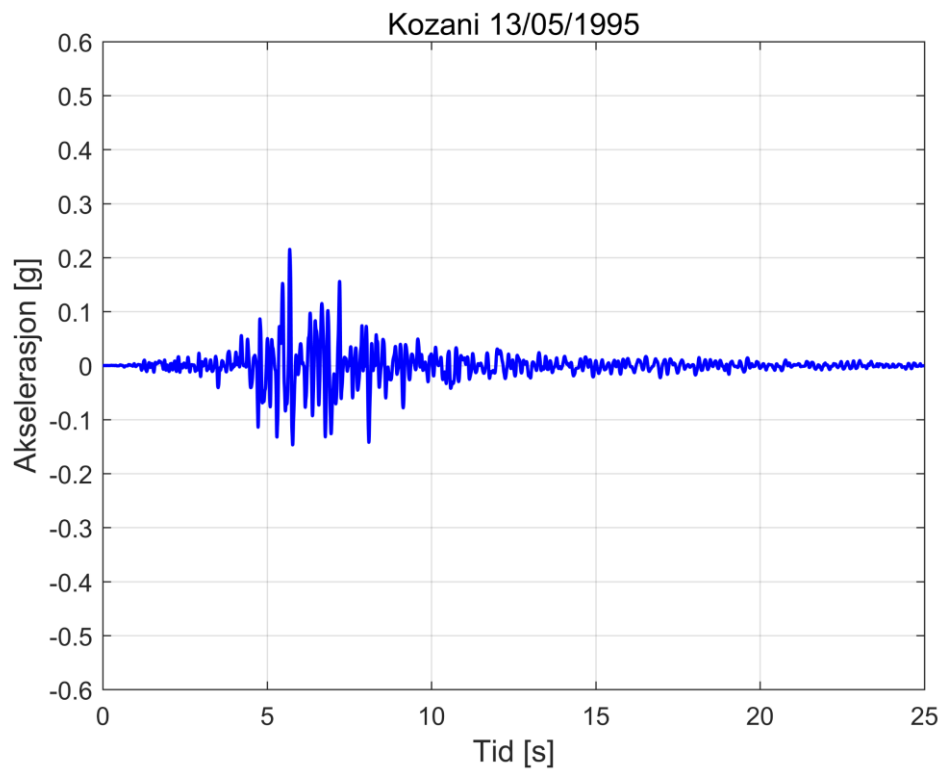


Akselerogram [35]

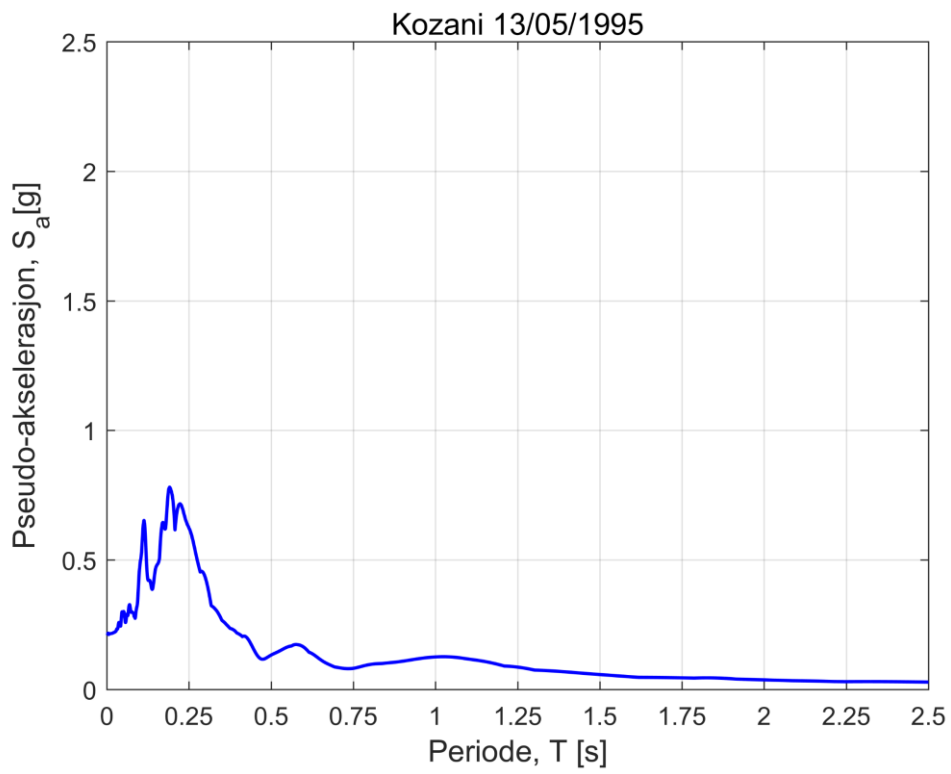


Responsspektrum [35]

e5 – Kozani

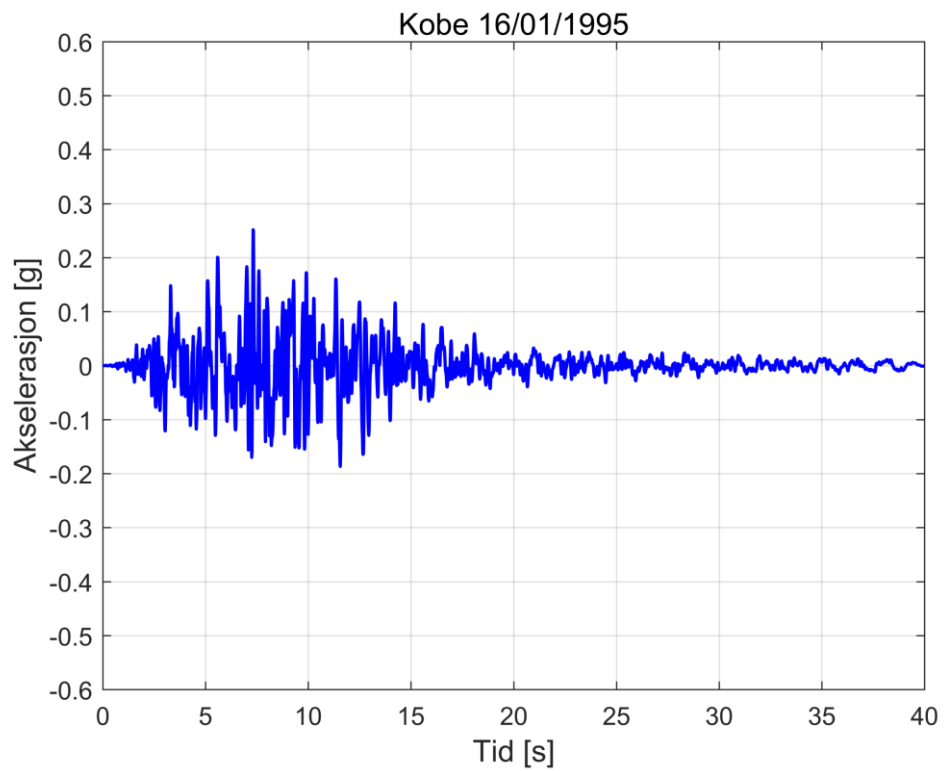


Akselerogram [36]

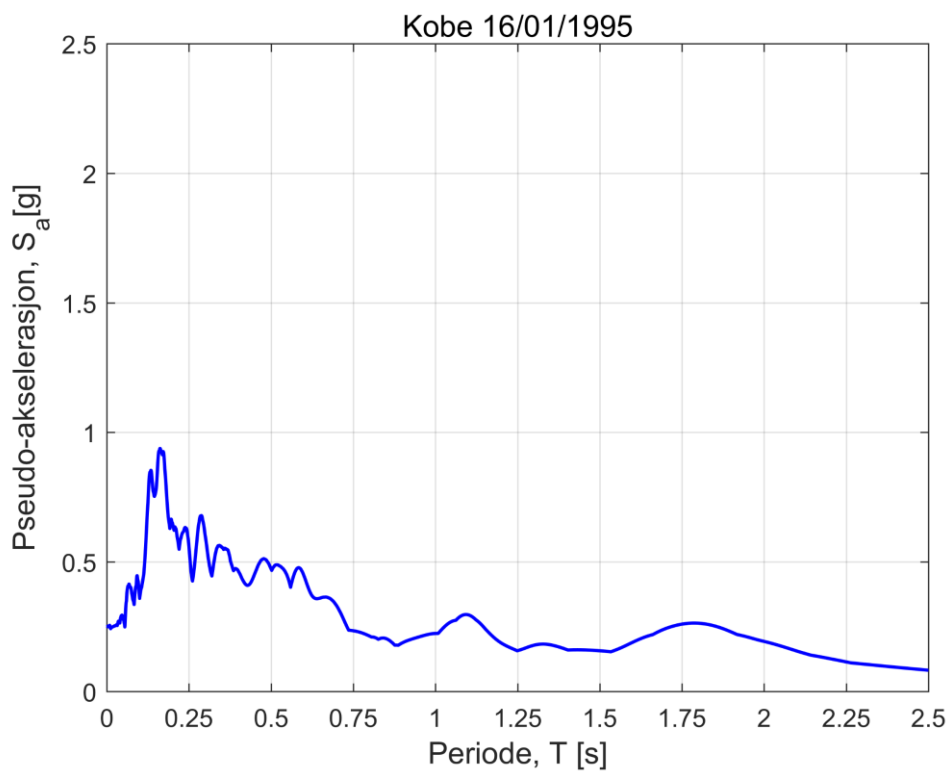


Responsspektrum [36]

e6 – Kobe

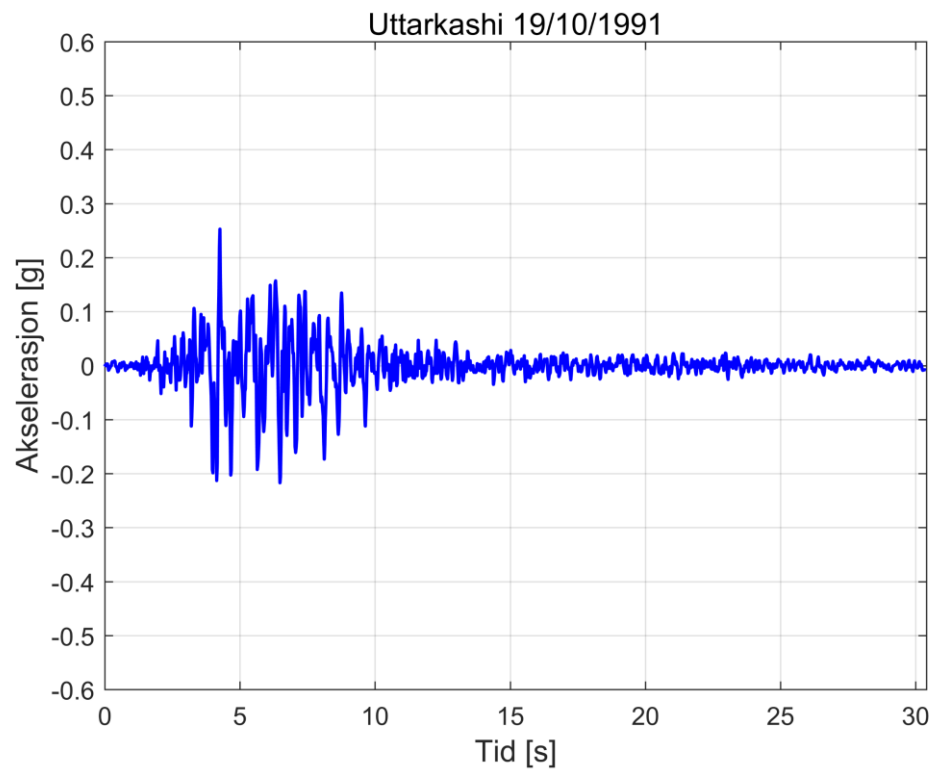


Akselerogram [37]

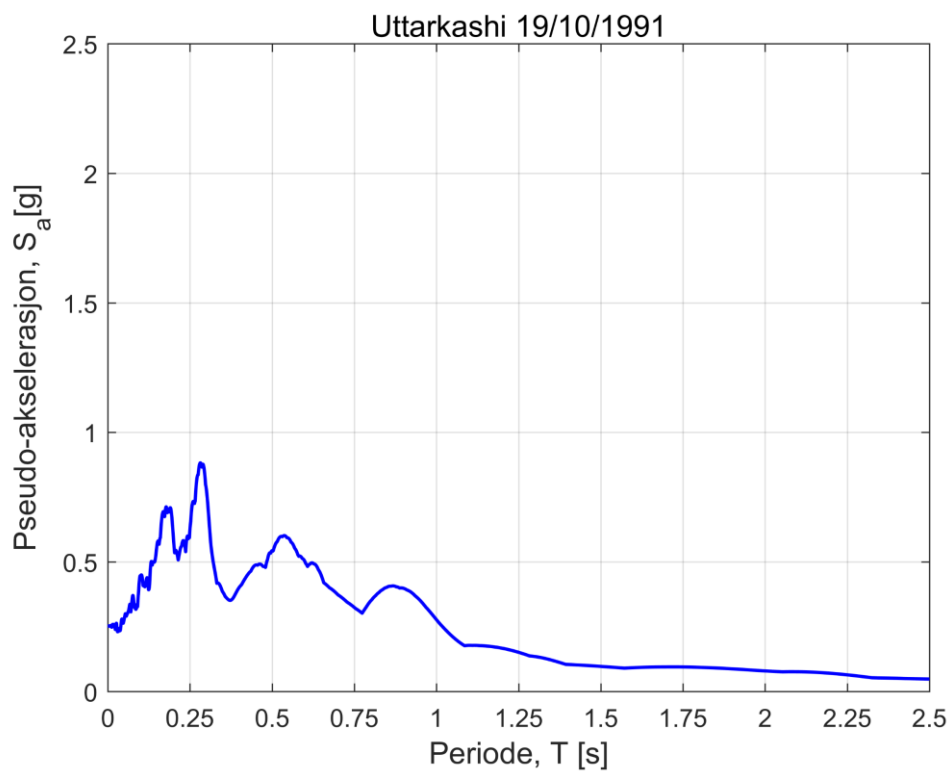


Responsspektrum [37]

e7 – Uttarkashi

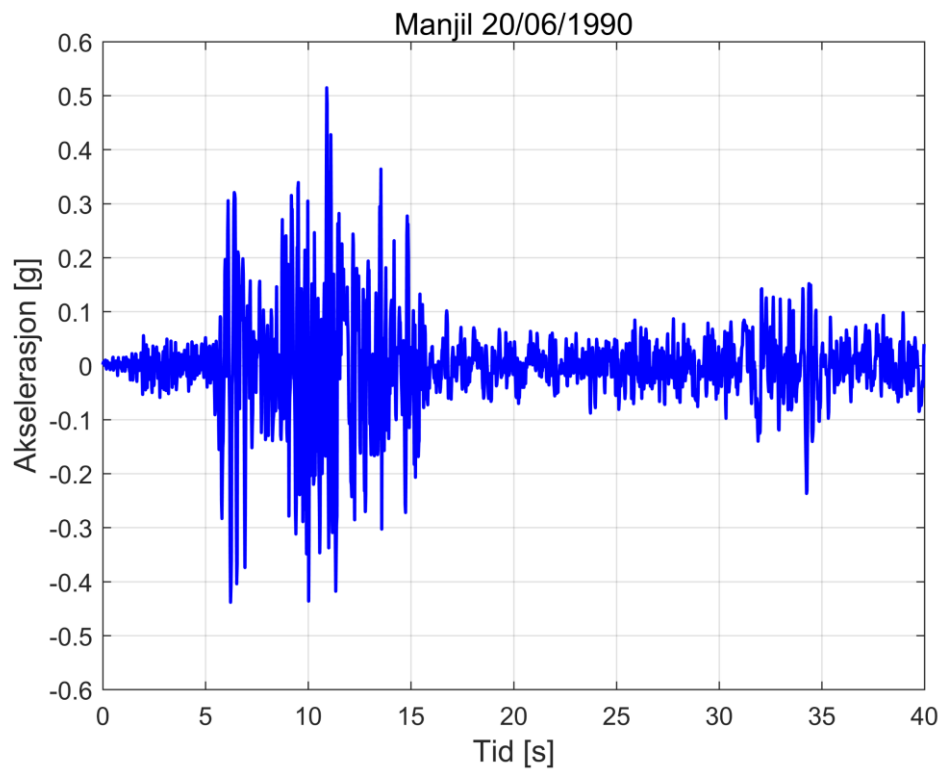


Akselerogram [38]

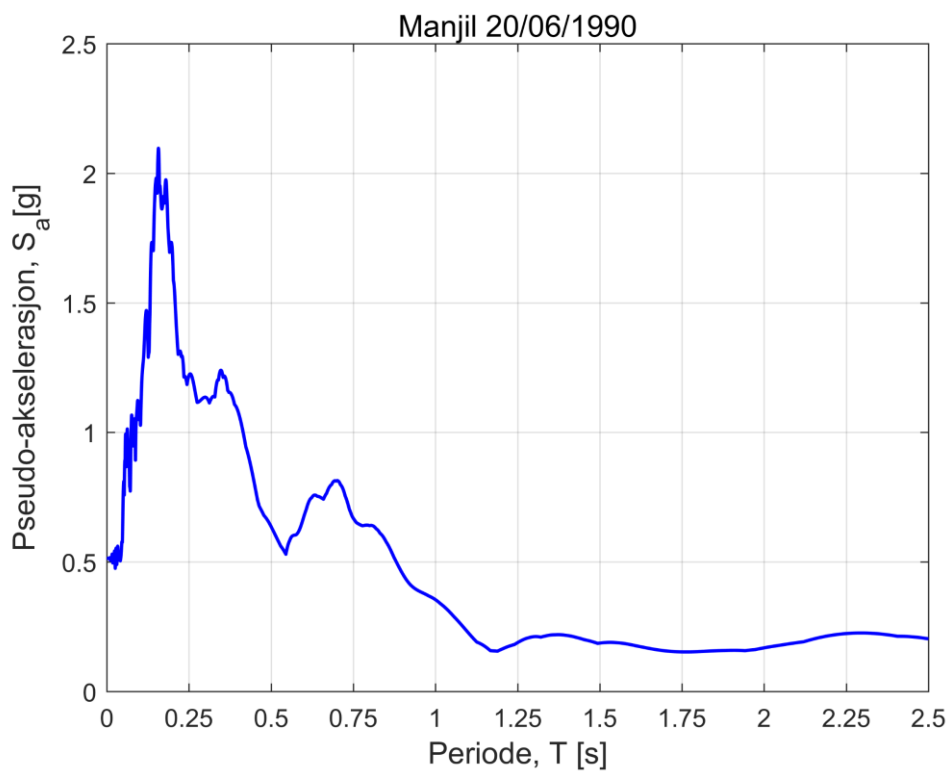


Responsspektrum [38]

e8 – Manjil

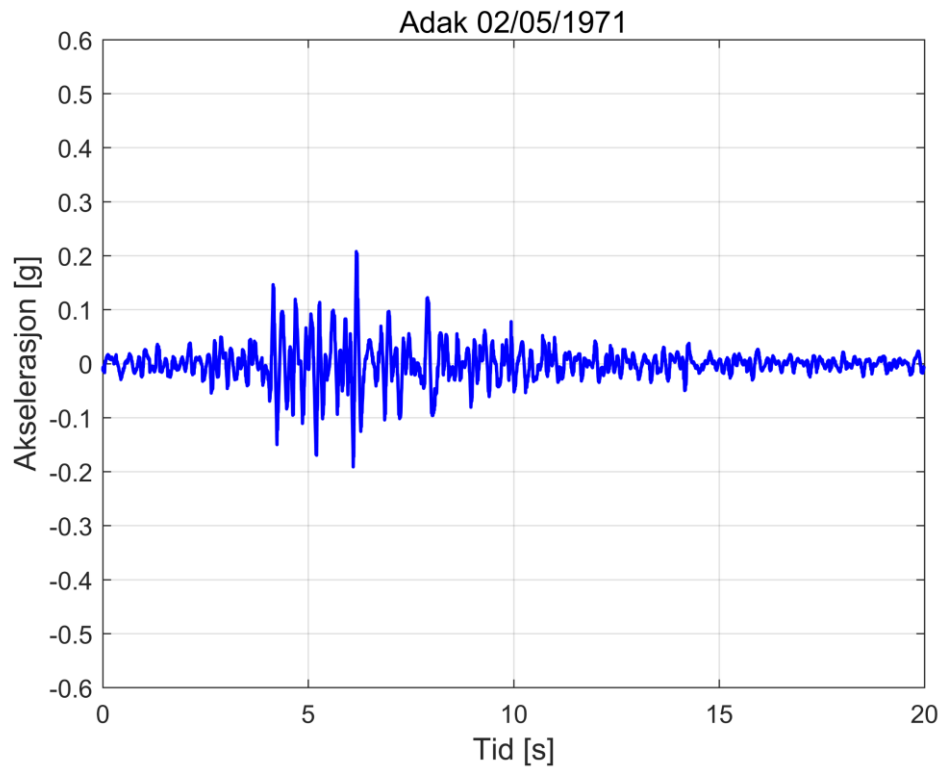


Akselerogram [39]

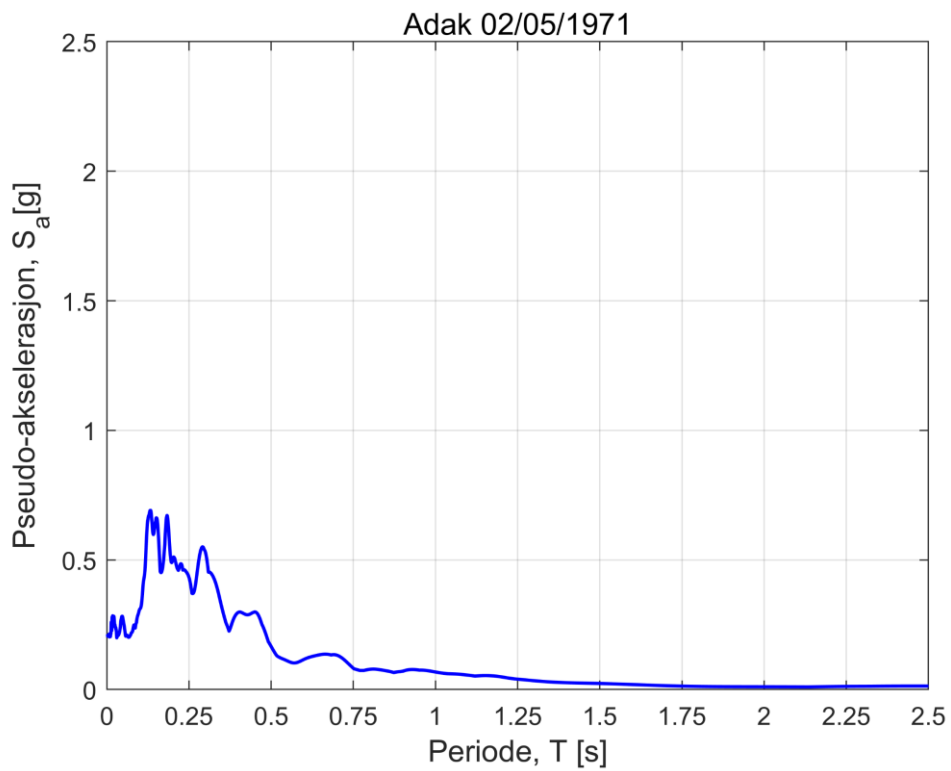


Responsspektrum [39]

e9 – Adak

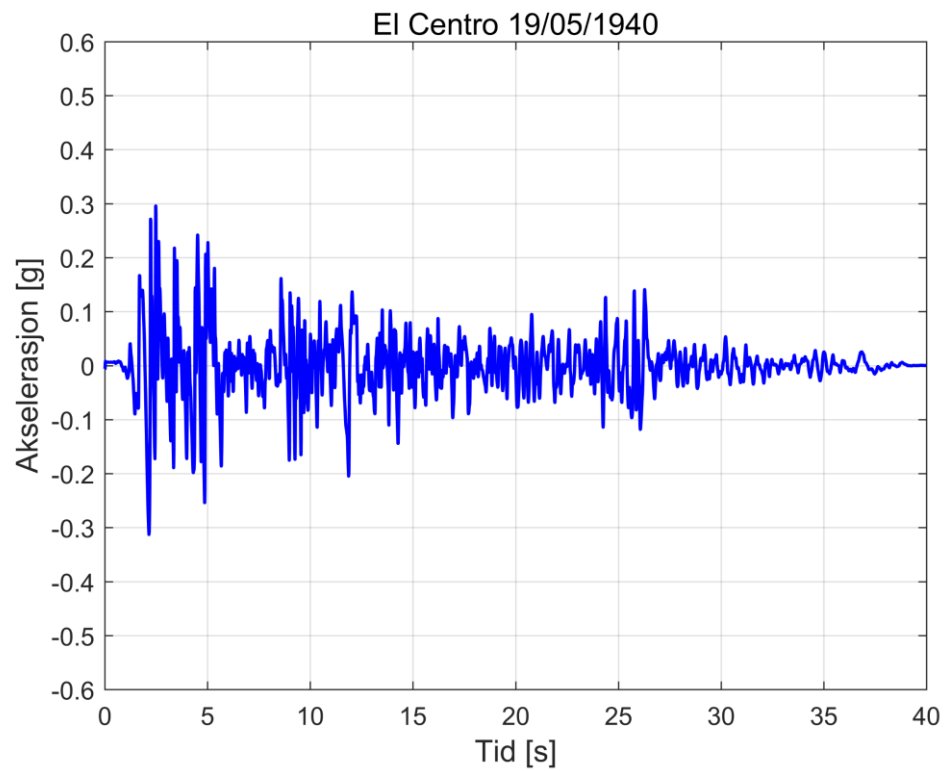


Akselerogram [40]

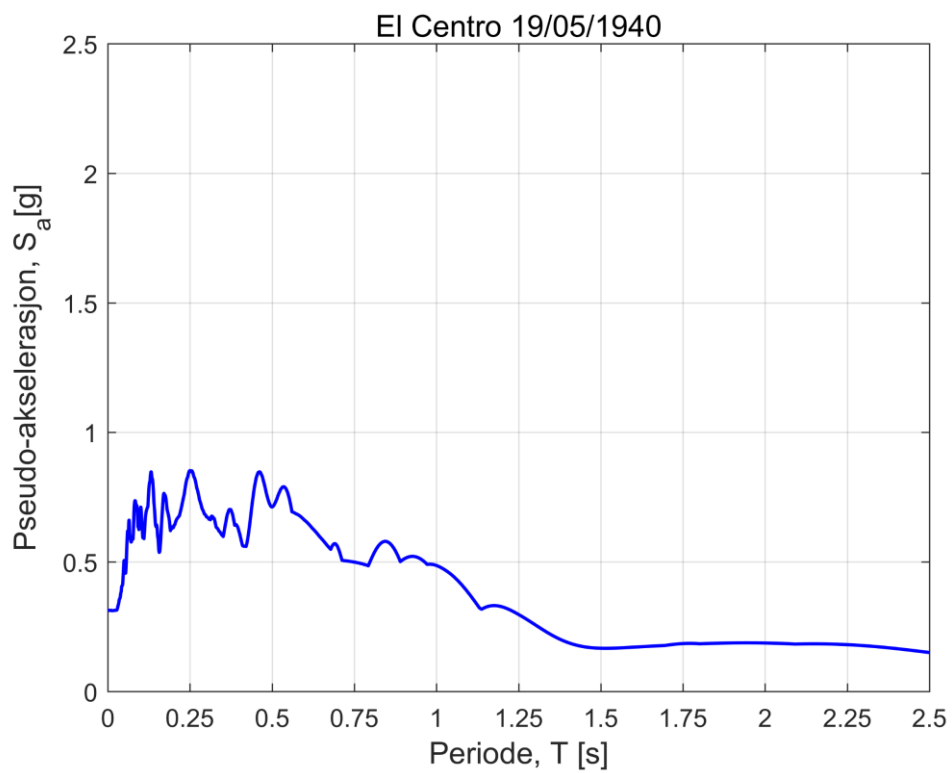


Responsspektrum [40]

e10 – El Centro

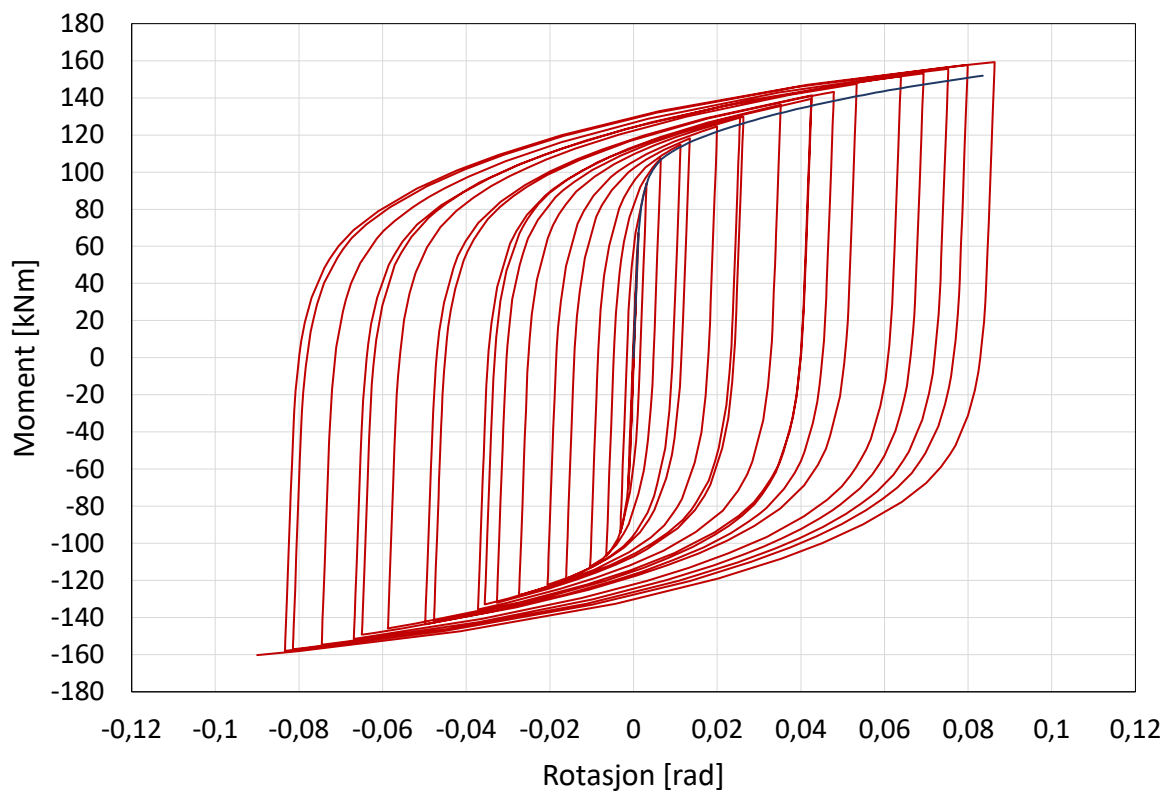


Akselerogram [41]

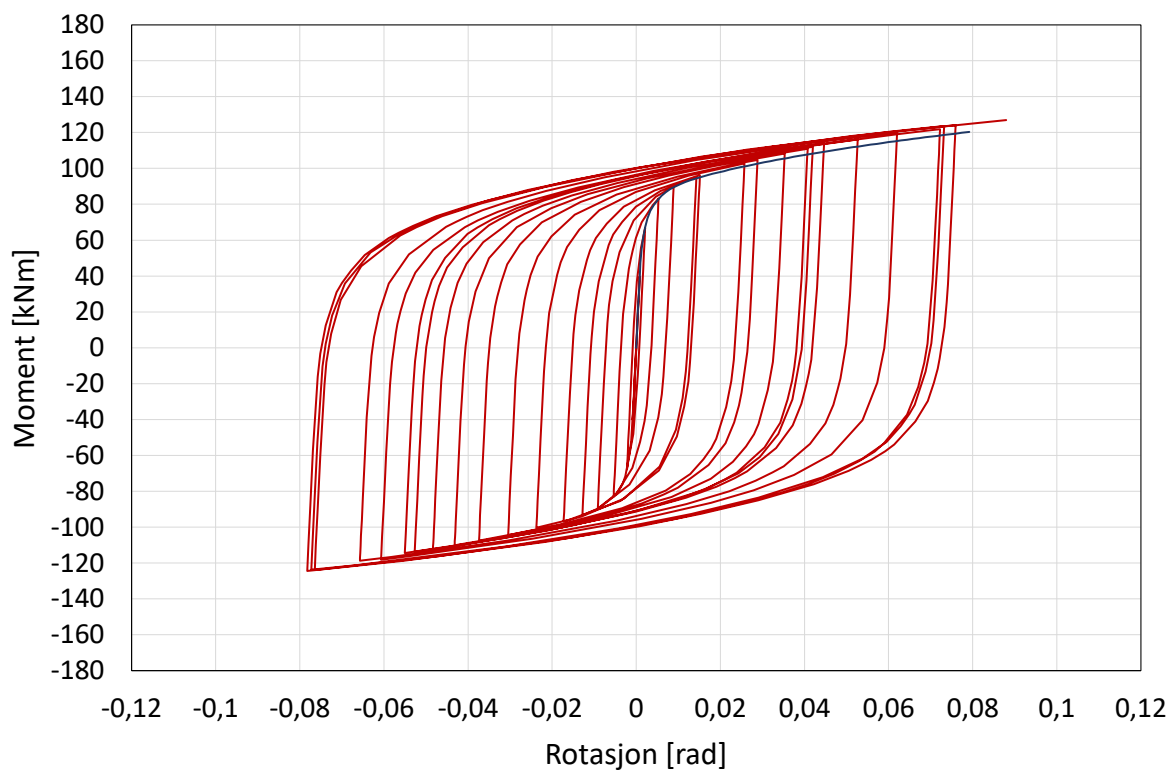


Responsspektrum [41]

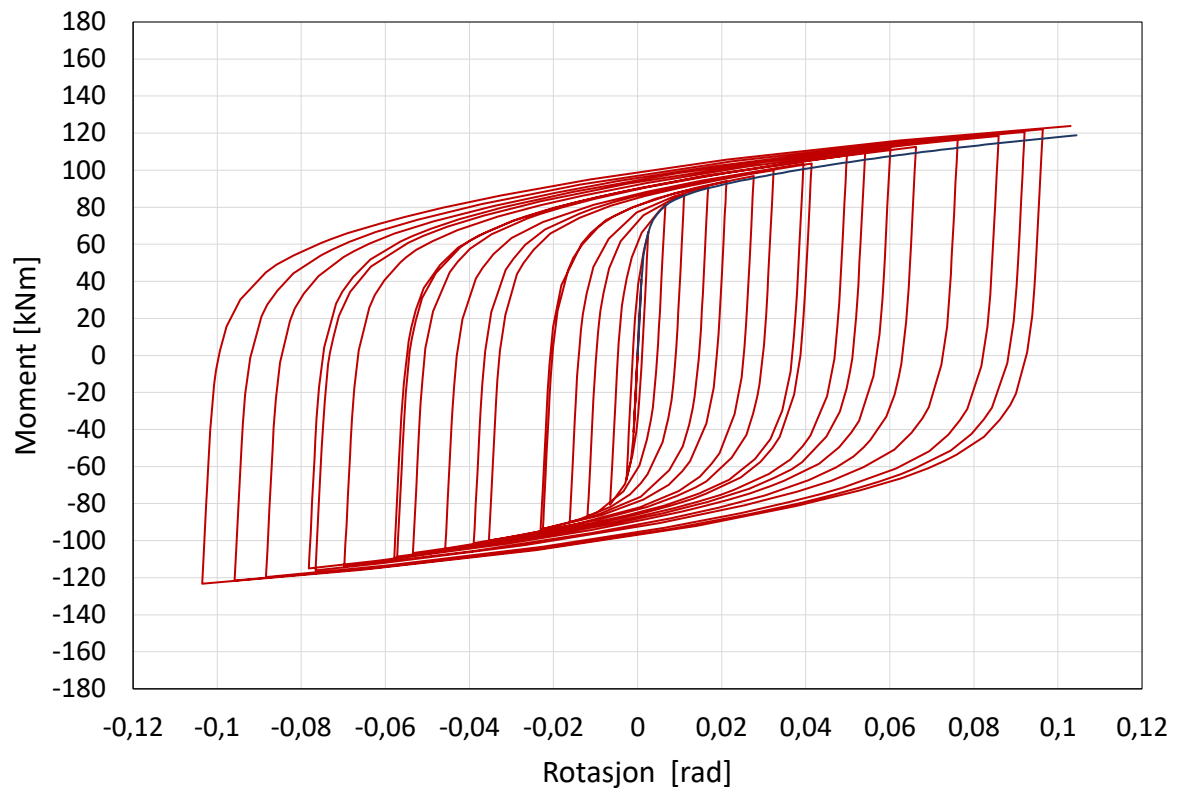
Vedlegg E Resultater fra syklisk analyse



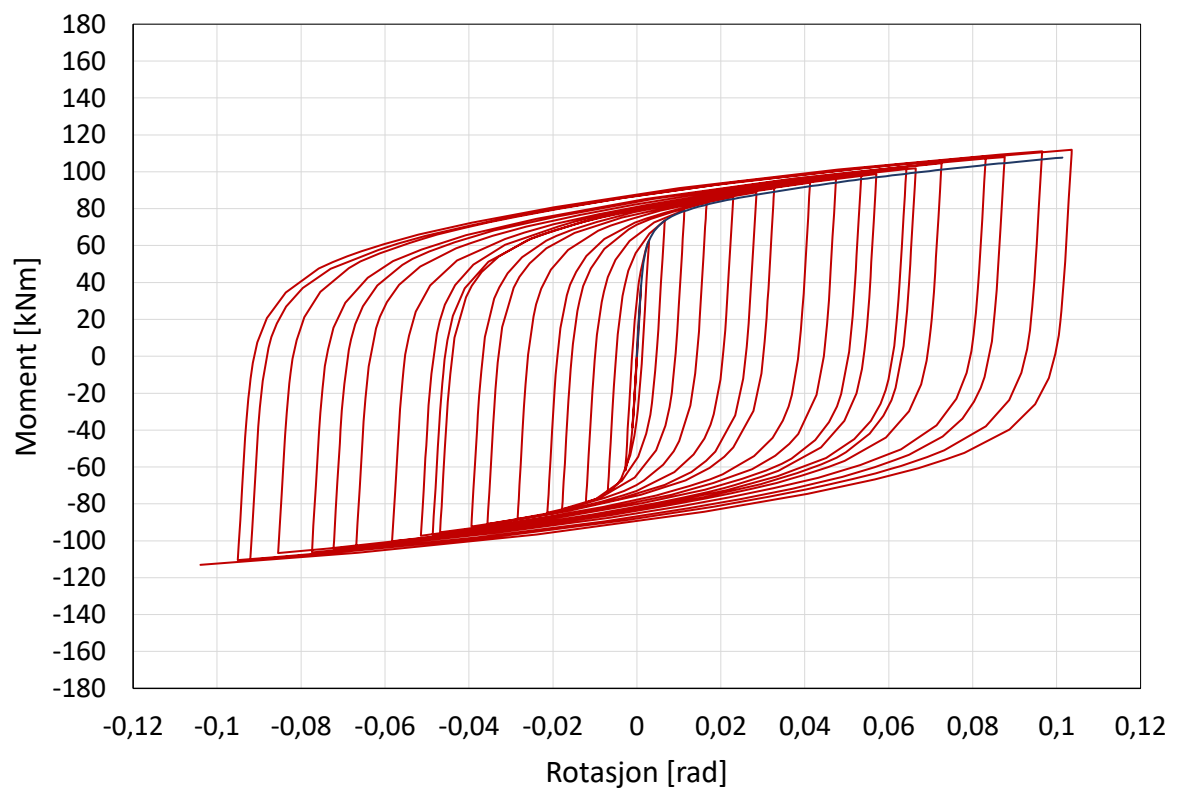
Hysteretisk graf fra analyse av Forbindelse 21



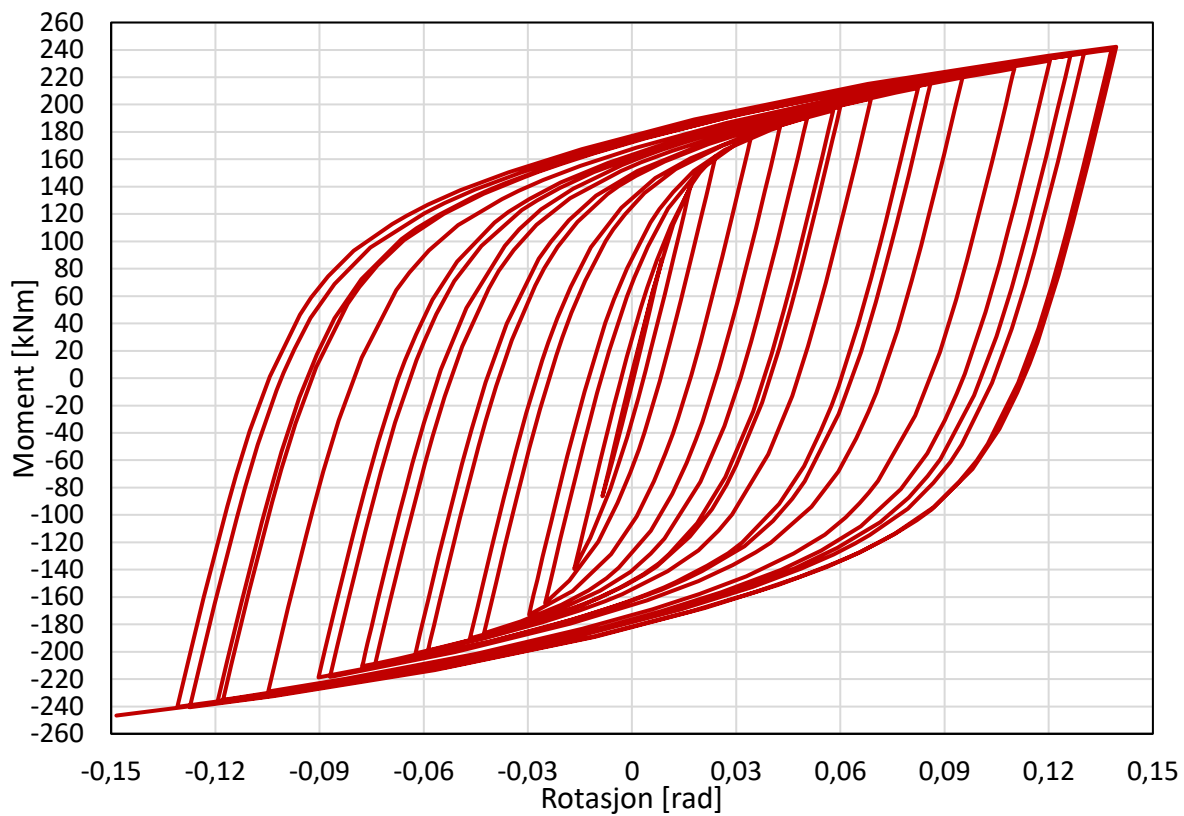
Hysteretisk kurve fra analyse av Forbindelse 24



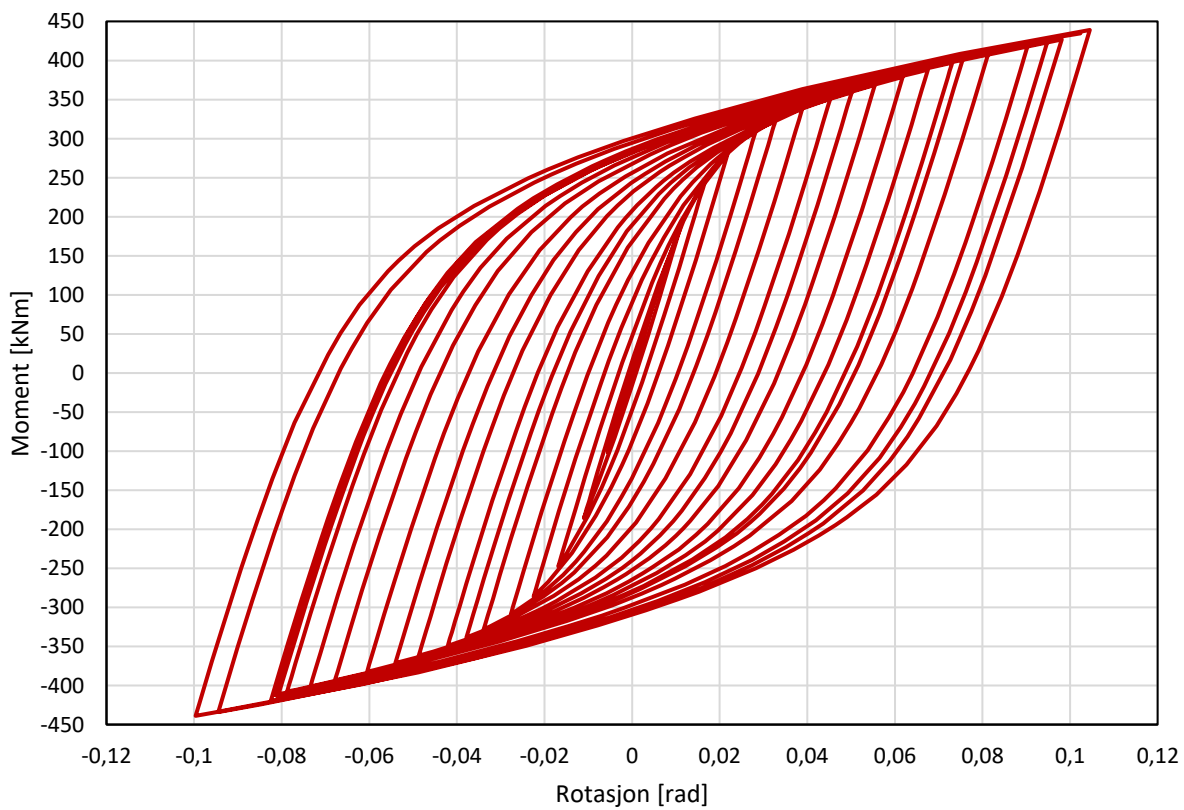
Hysteretisk kurve fra analyse av Forbindelse 25



Hysteretisk kurve fra analyse av Forbindelse 26



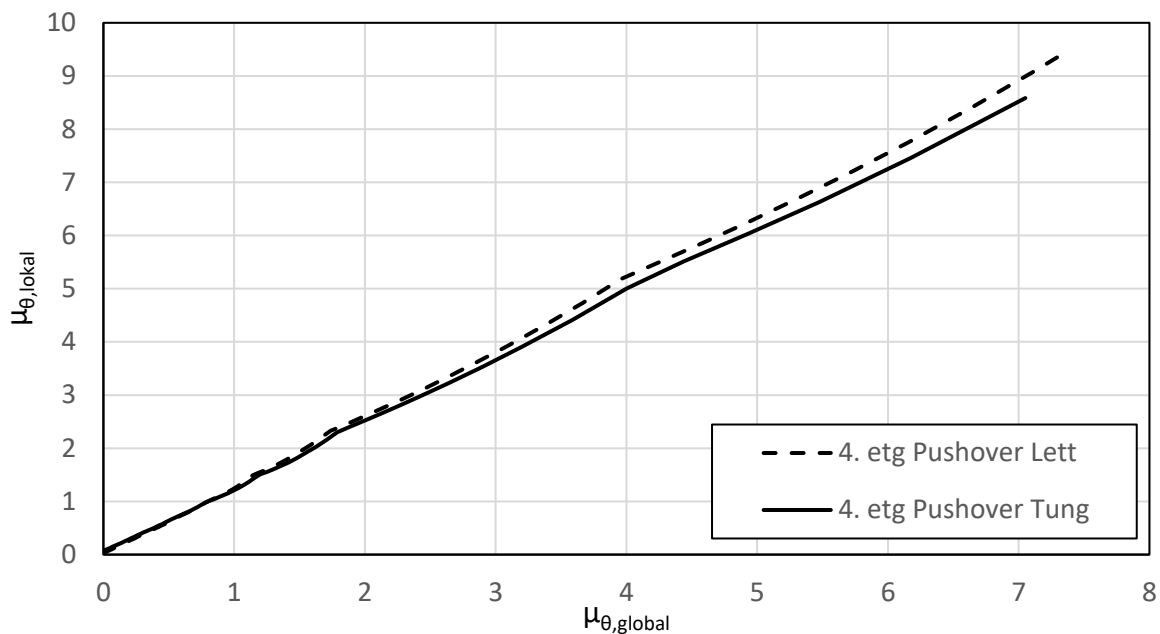
Hysteretisk kurve fra analyse av Dobbel forbindelse 25 med stivhet i gjengestag.



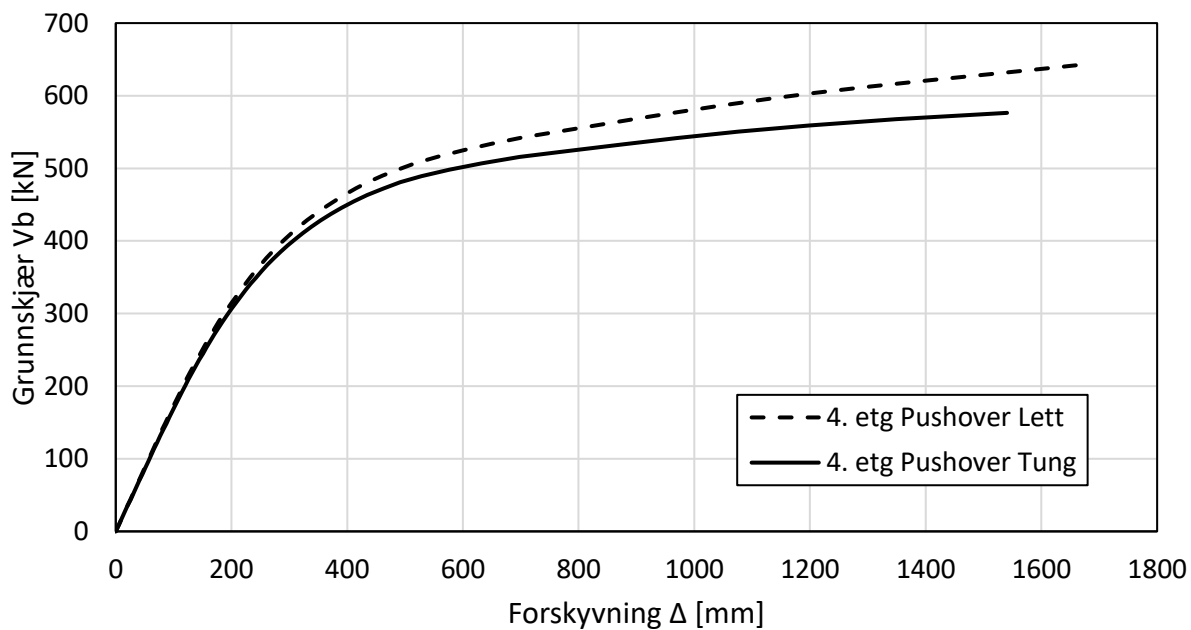
Hysteretisk kurve fra analyse av Dobbel forbindelse 30 med stivhet i gjengestag.

Vedlegg F Resultater pushoveranalyse

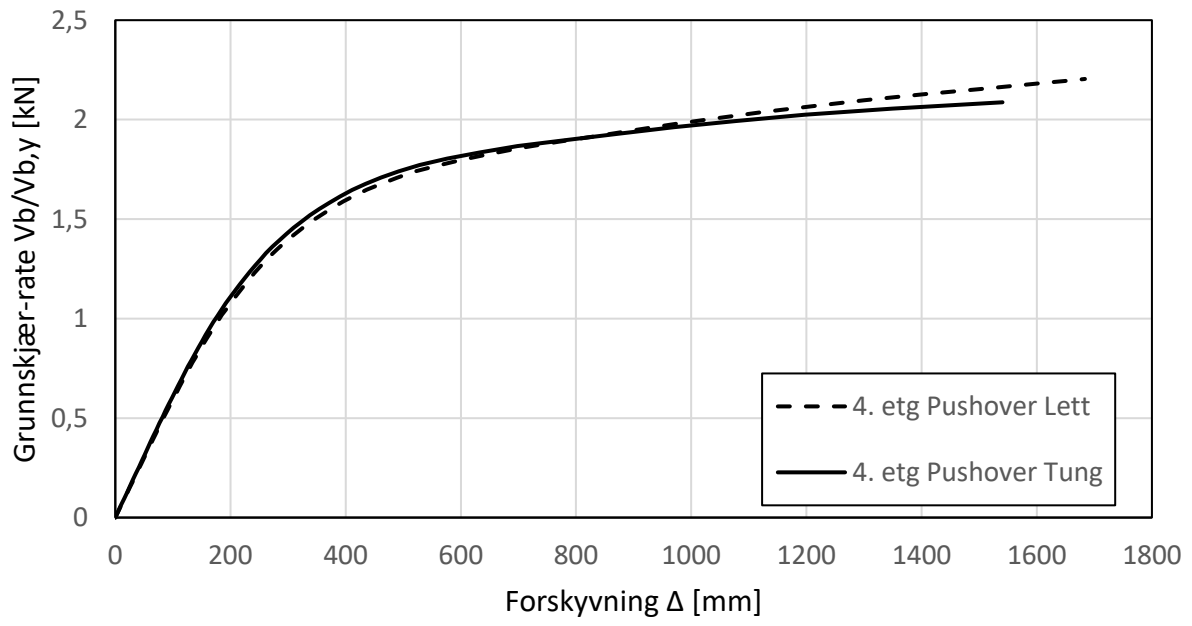
4 etg. ramme



Lokal- mot global duktilitet for 4 etg. ramme

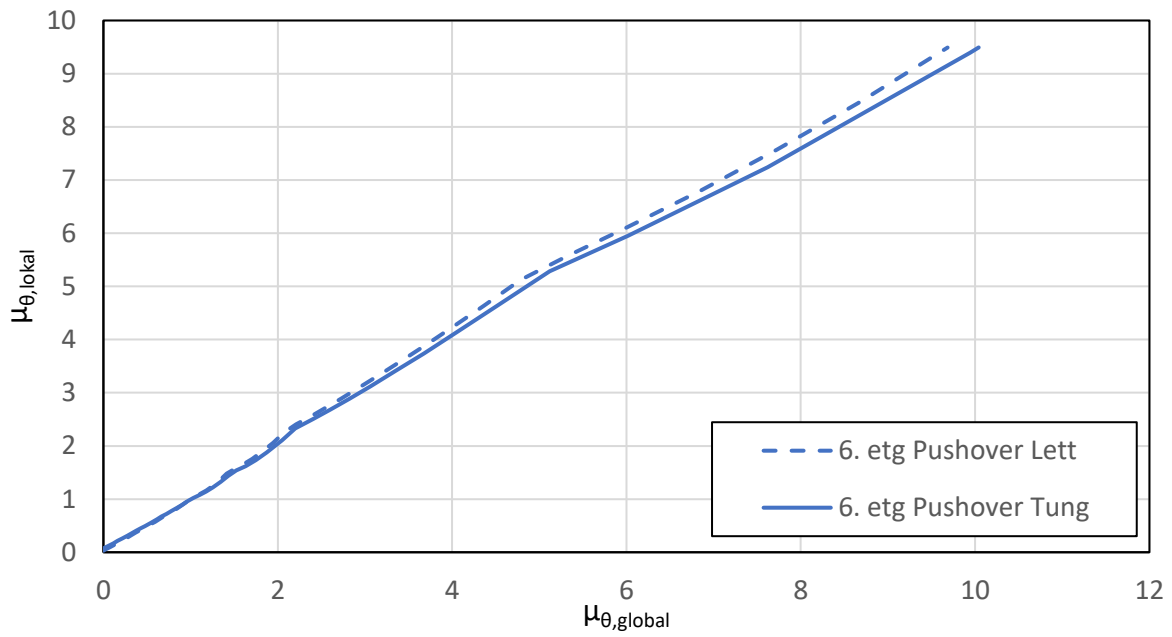


Grunnskjær mot forskyvning for 4 etg. ramme

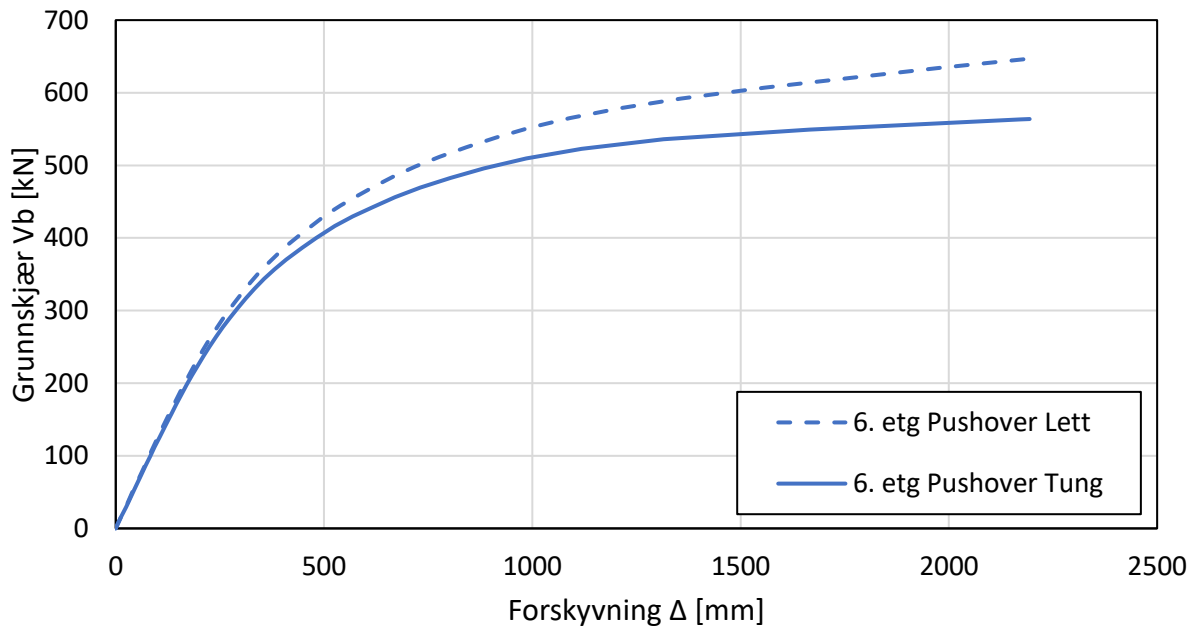


Grunnskjer-rate mot forskyvning for 4 etg. ramme

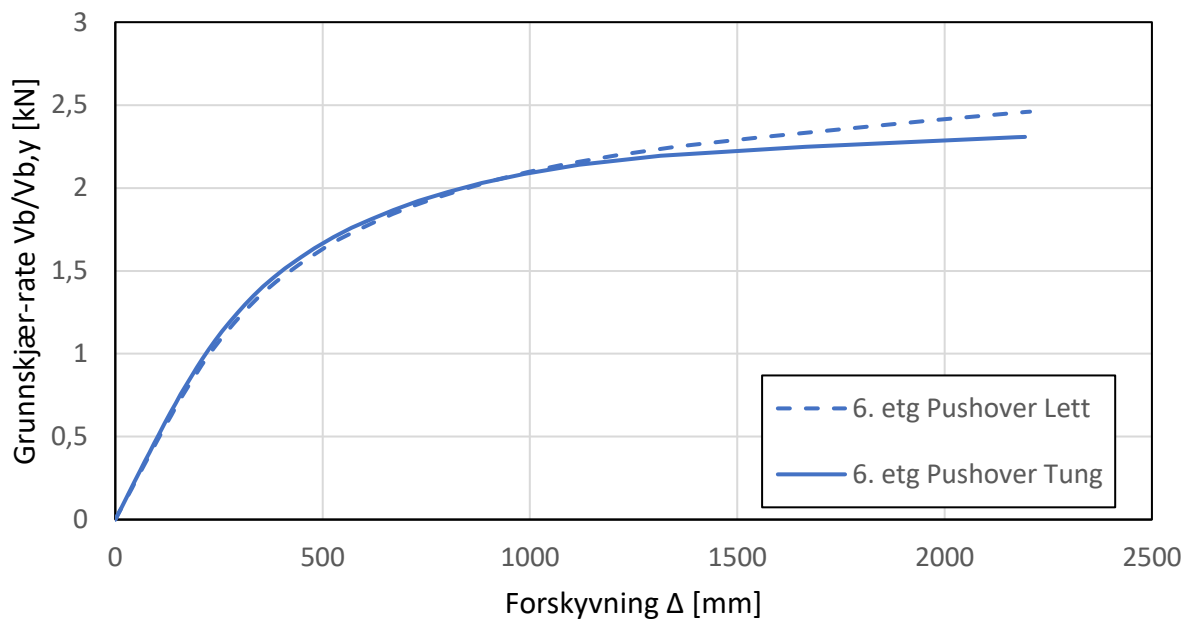
6 etg. ramme



Lokal- mot global duktilitet for 6 etg. ramme

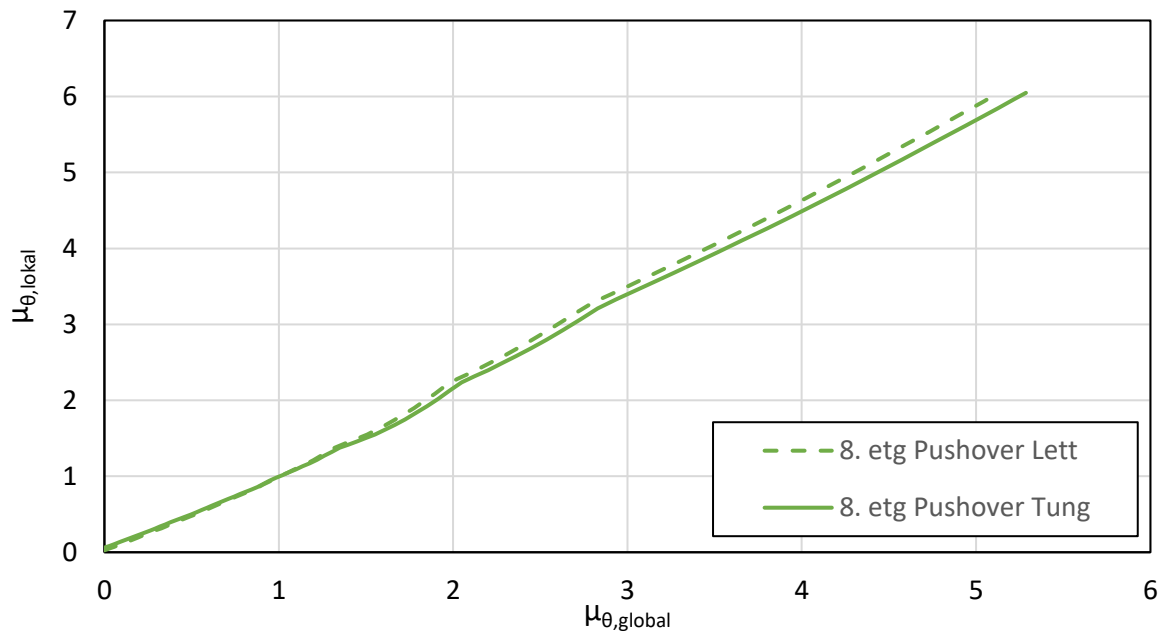


Grunnskjaer mot forskyvning for 6 etg. ramme

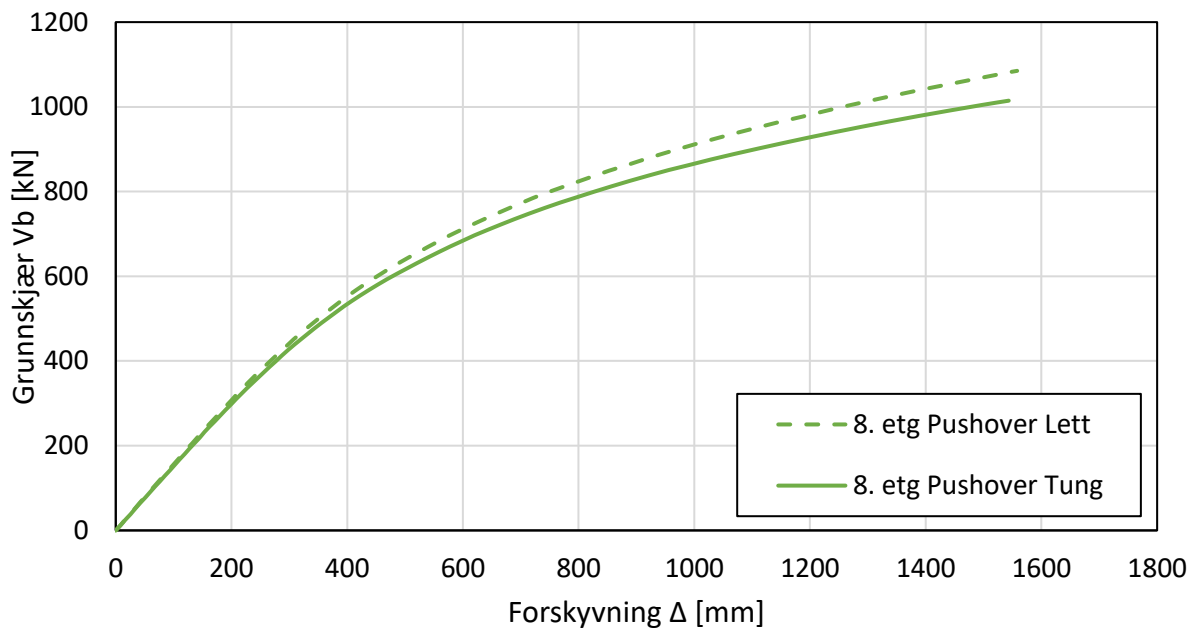


Grunnskjær-rate mot forskyvning for 6 etg. ramme

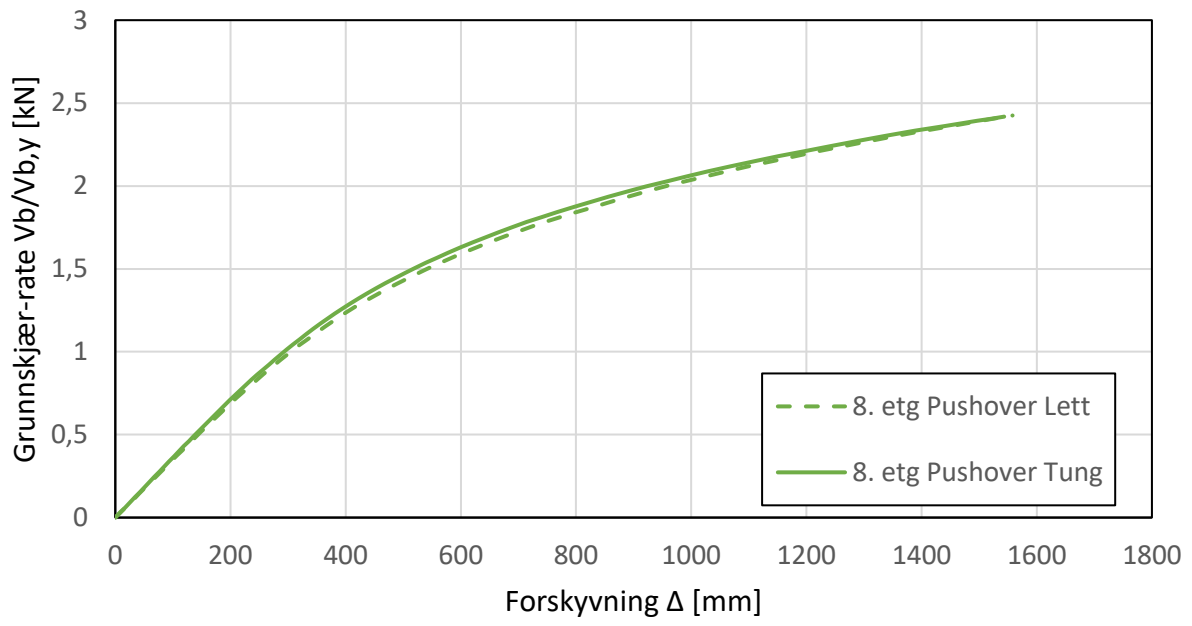
8 etg. ramme



Lokal- mot global duktilitet for 8 etg. ramme

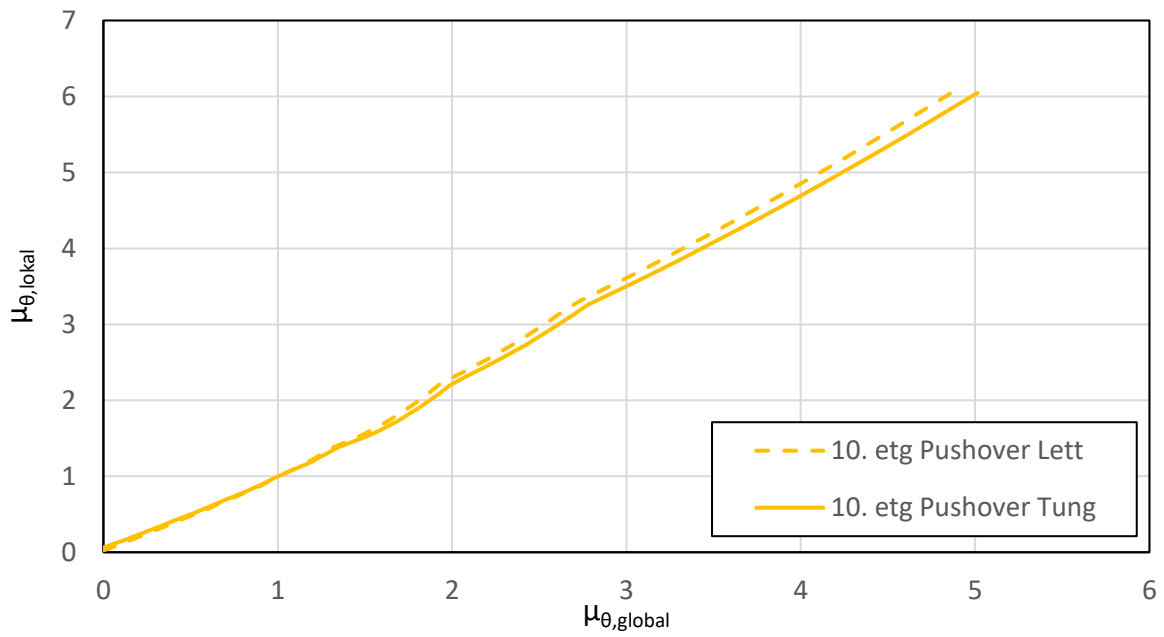


Grunnskjær mot forskyvning for 8 etg. ramme

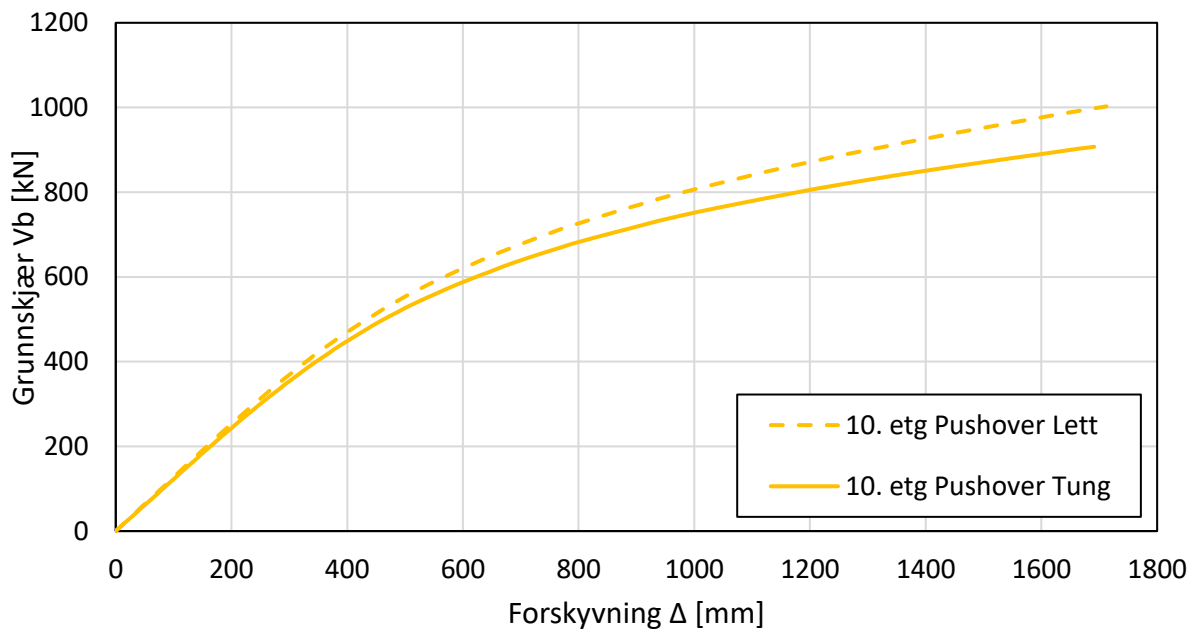


Grunnskjær-rate mot forskyvning for 8 etg. ramme

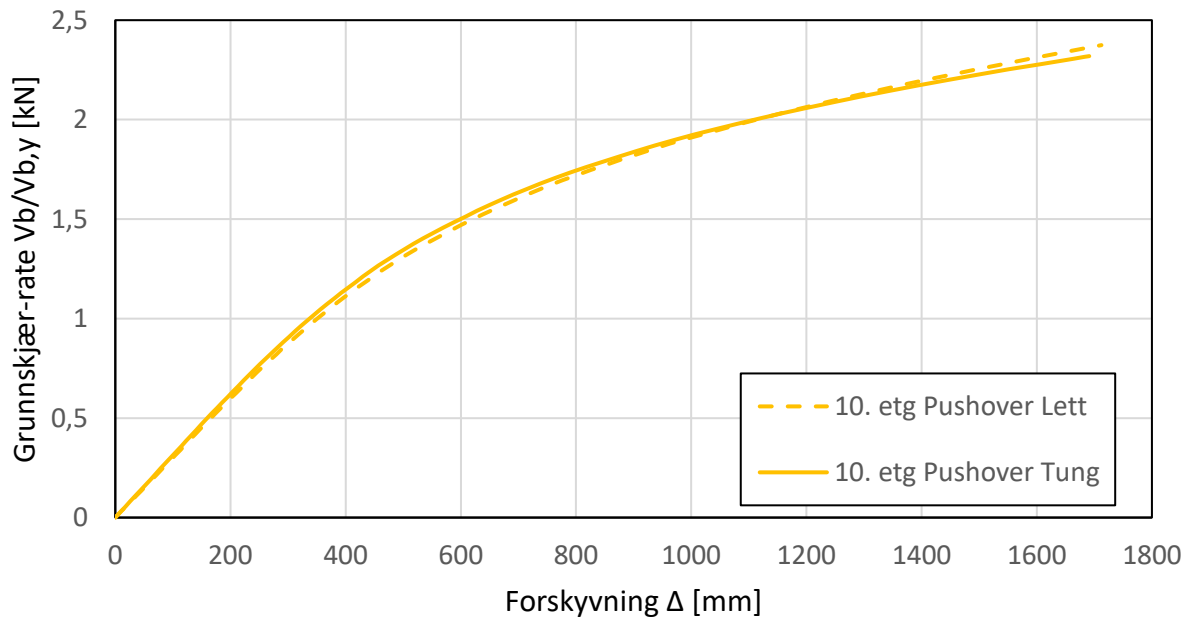
10 etg. ramme



Lokal- mot global duktilitet for 10 etg. ramme



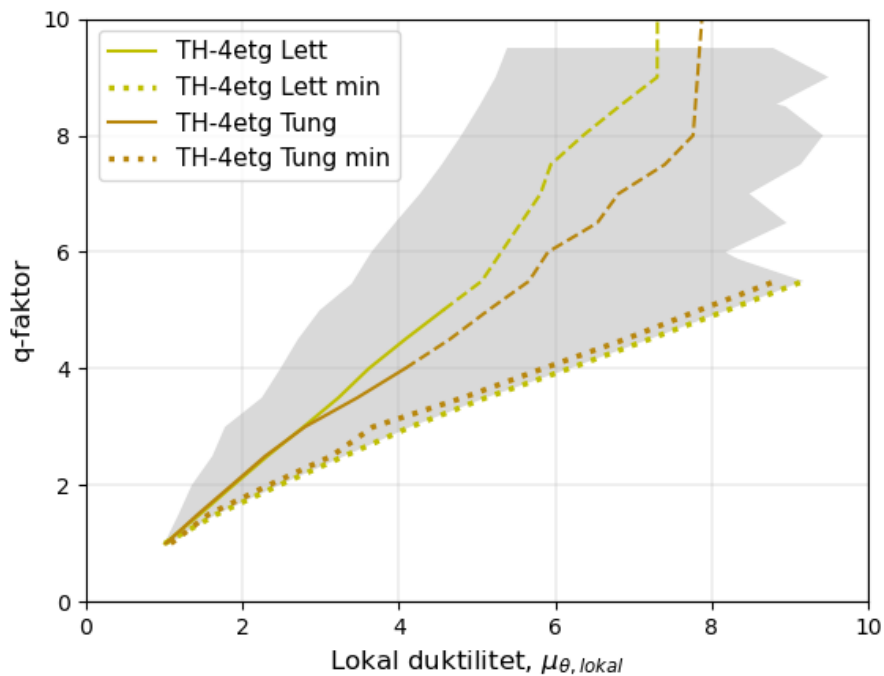
Grunnskjer mot forskyvning for 10 etg. ramme



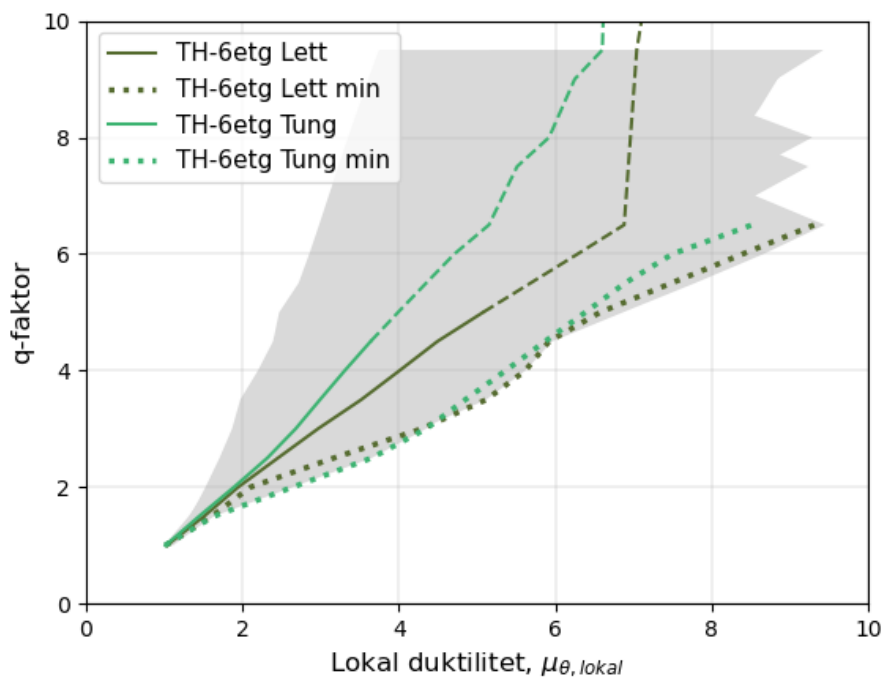
Grunnskjær-rate mot forskyvning for 10 etg. ramme

Vedlegg G Resultater tidshistorieanalyse

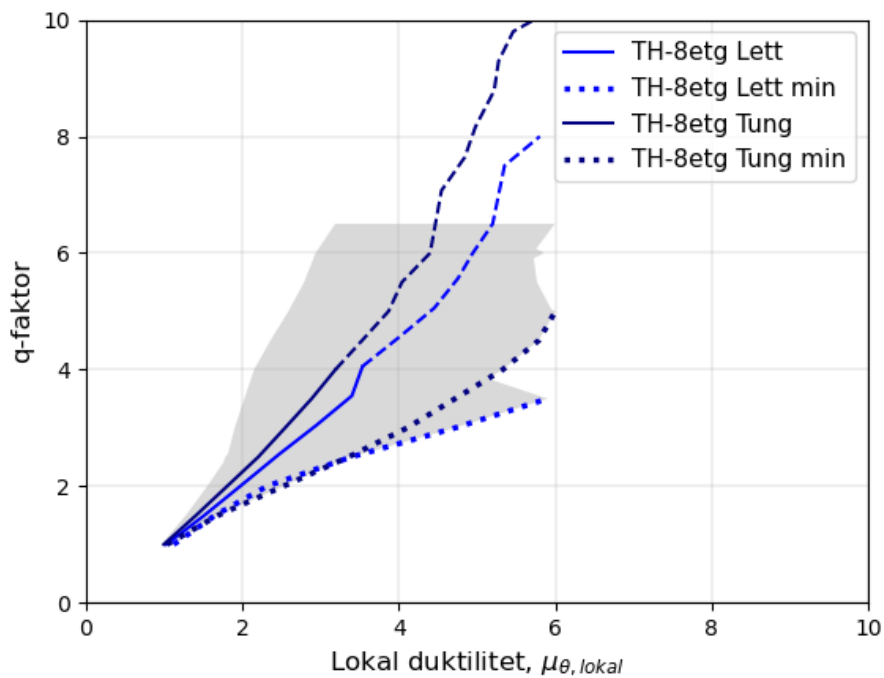
1. Lokal Duktilitet mot q-faktor for hver etasje



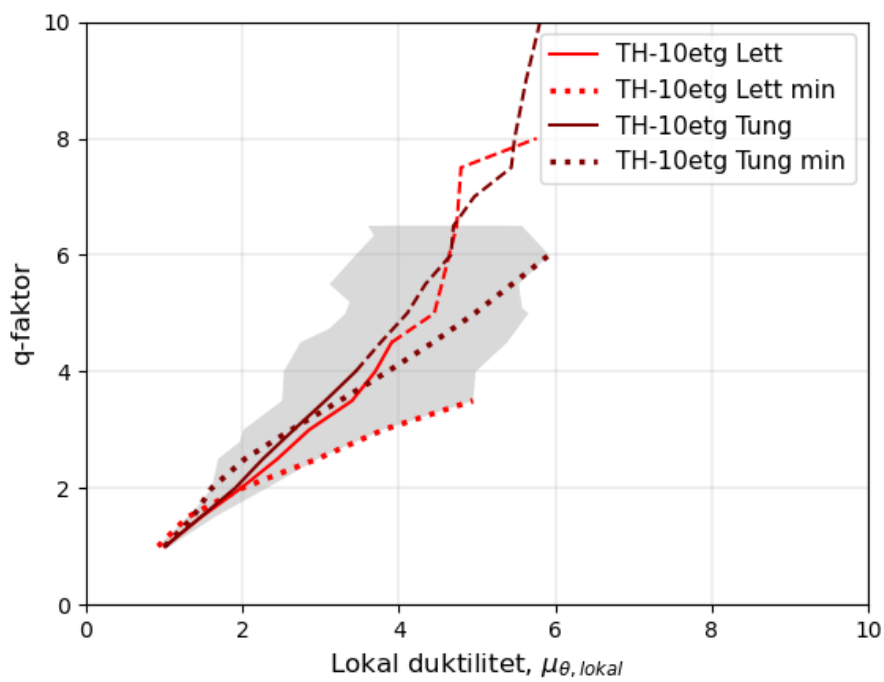
Lokal duktilitet mot q-faktor for 4 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.



Lokal duktilitet mot q-faktor for 6 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

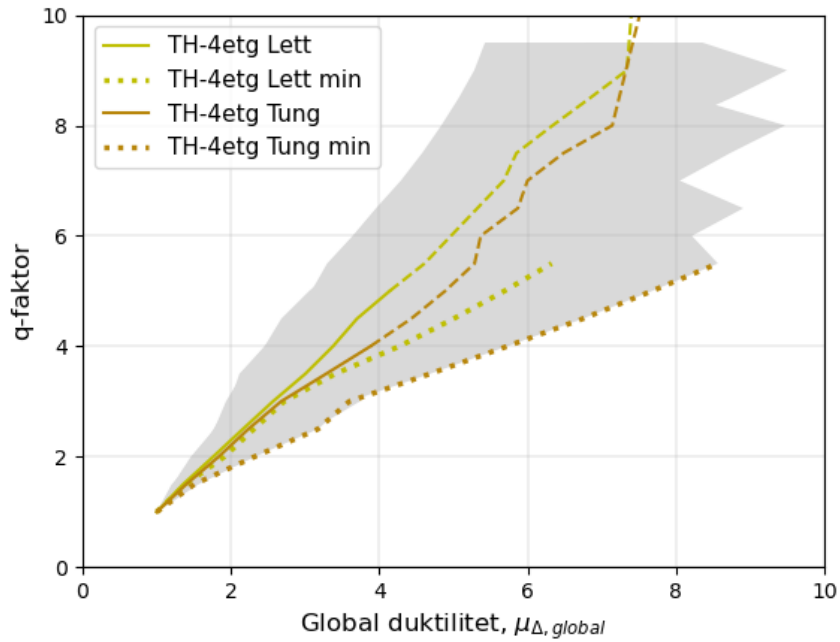


Lokal duktilitet mot q -faktor for 8 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

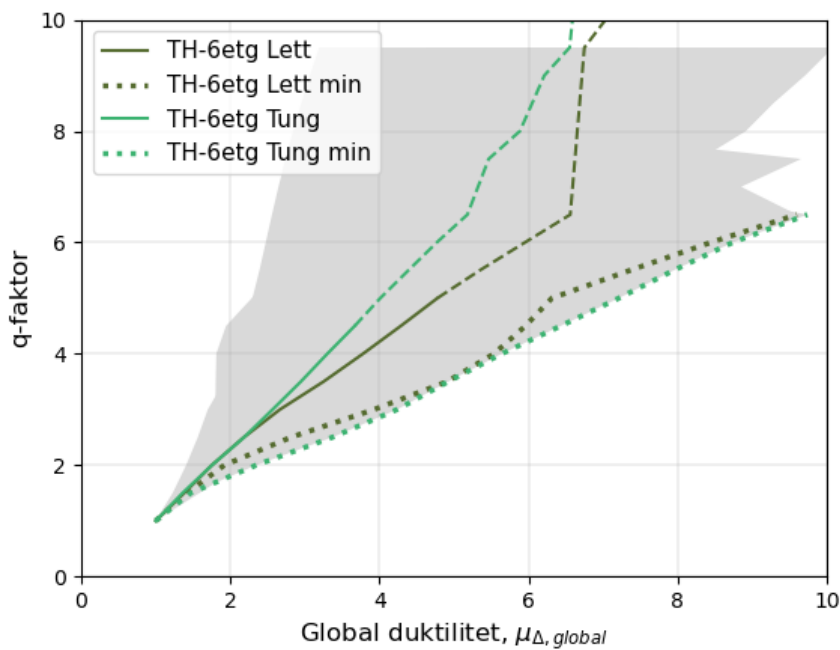


Lokal duktilitet mot q -faktor for 10 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

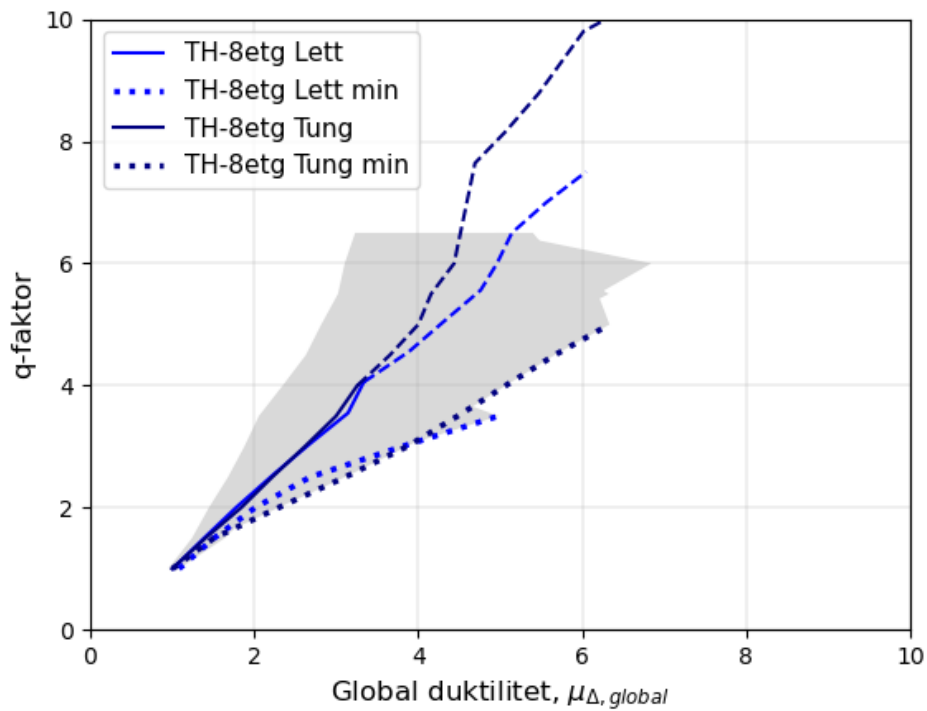
2. Global Duktilitet mot q-faktor for hver etasje



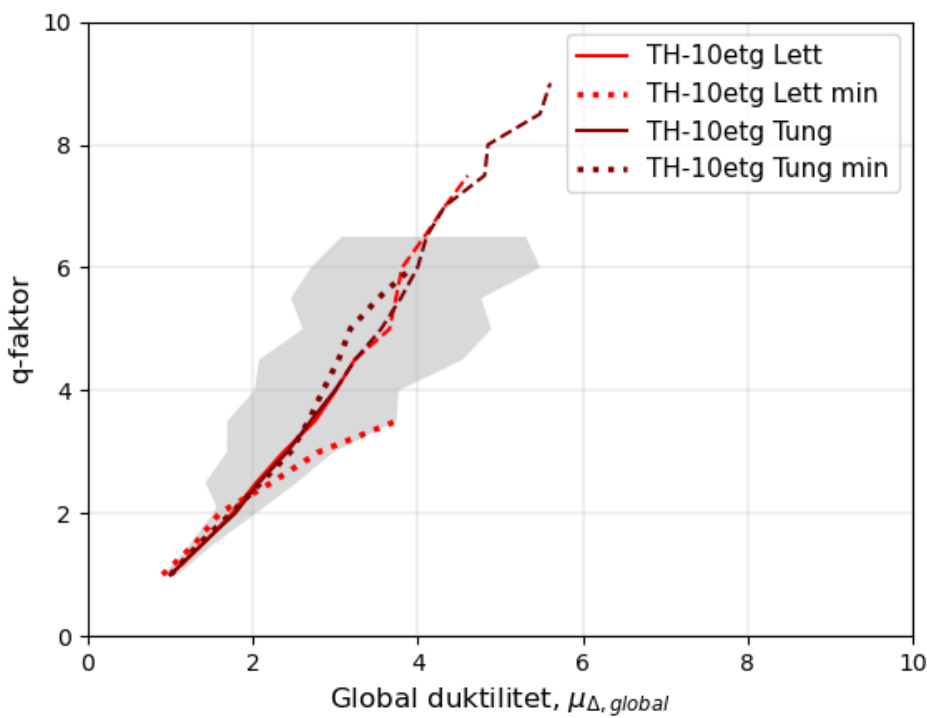
Global duktilitet mot q -faktor for 4 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.



Global duktilitet mot q -faktor for 6 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

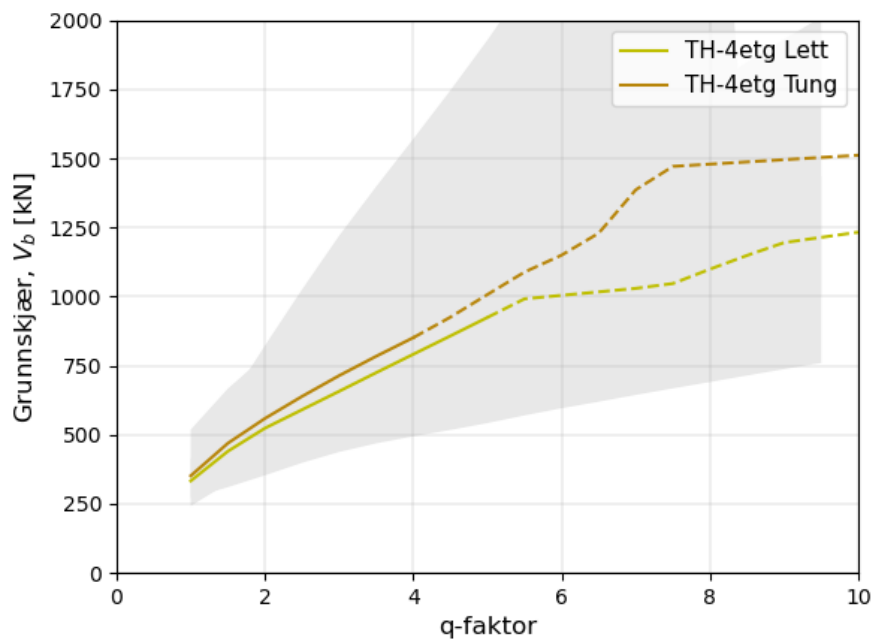


Global duktilitet mot q-faktor for 8 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

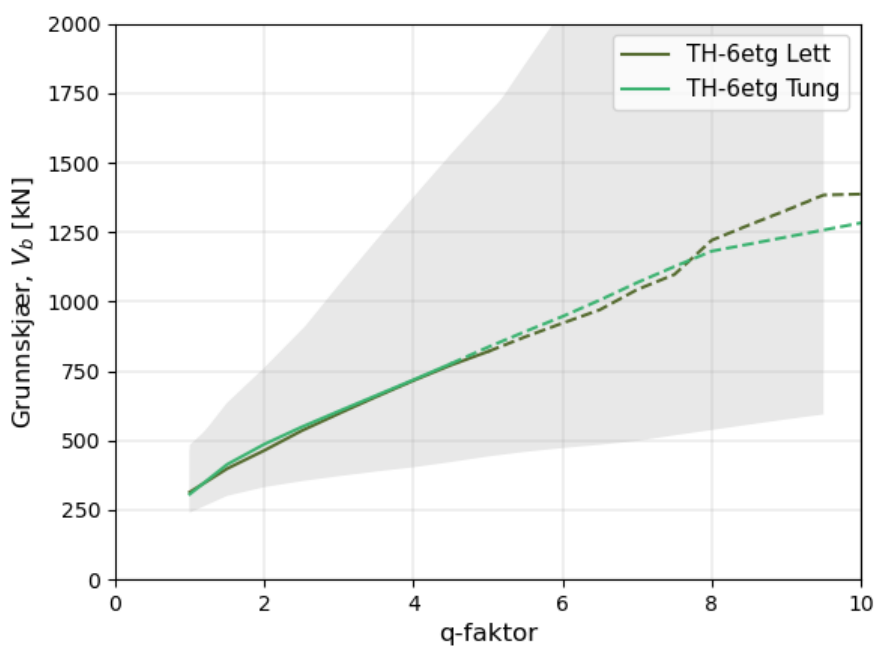


Global duktilitet mot q-faktor for 10 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

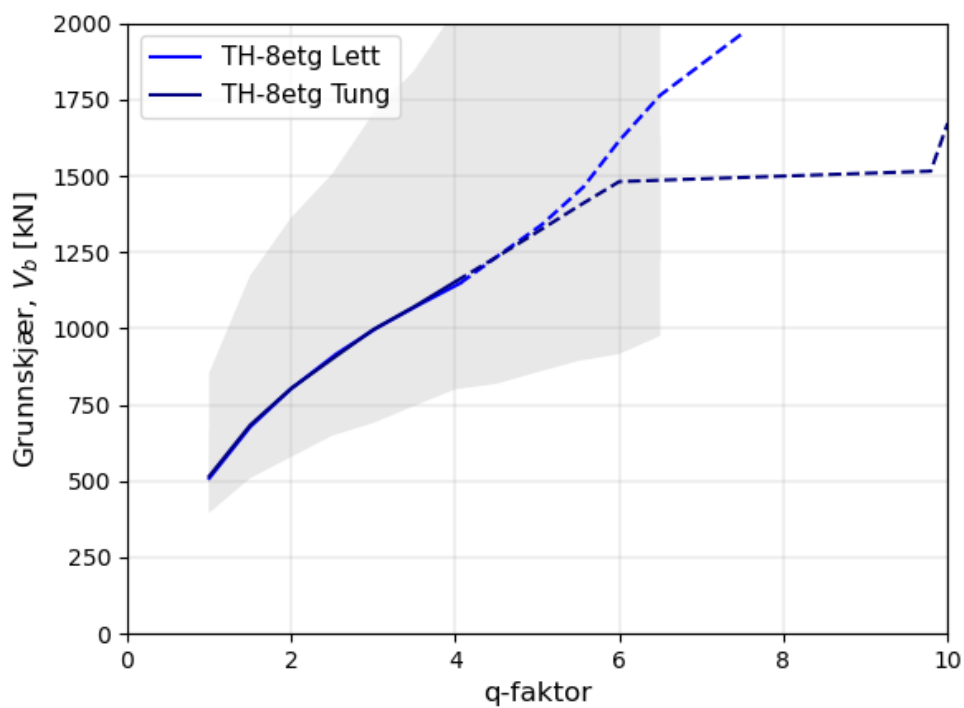
3. q-faktor mot Grunnskjær for hver etasje



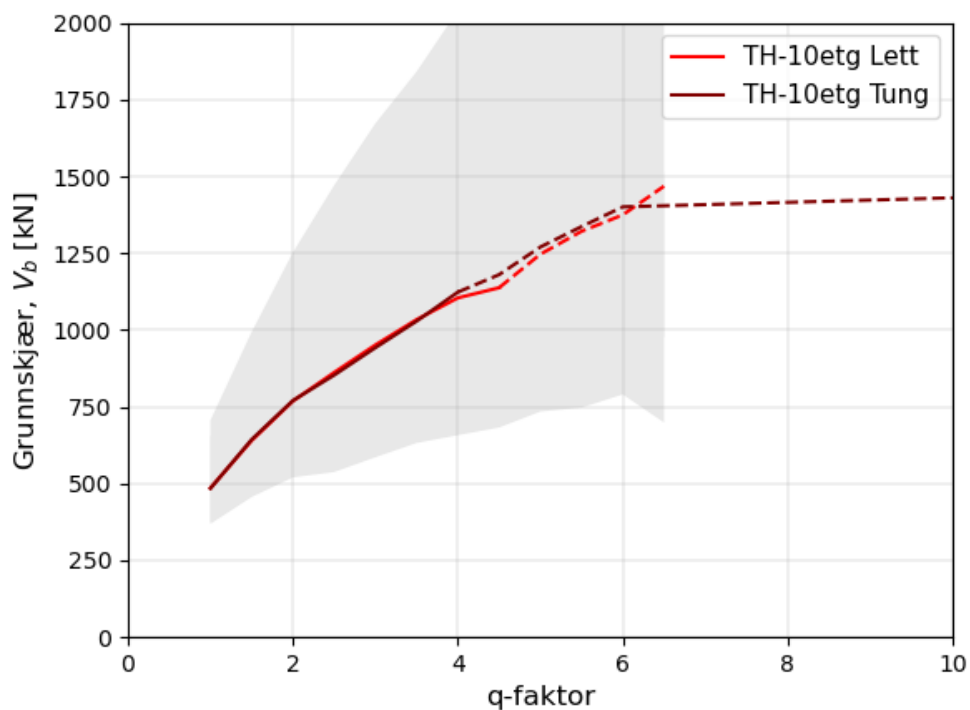
q-faktor mot grunnskjær for 4 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.



q-faktor mot grunnskjær for 6 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

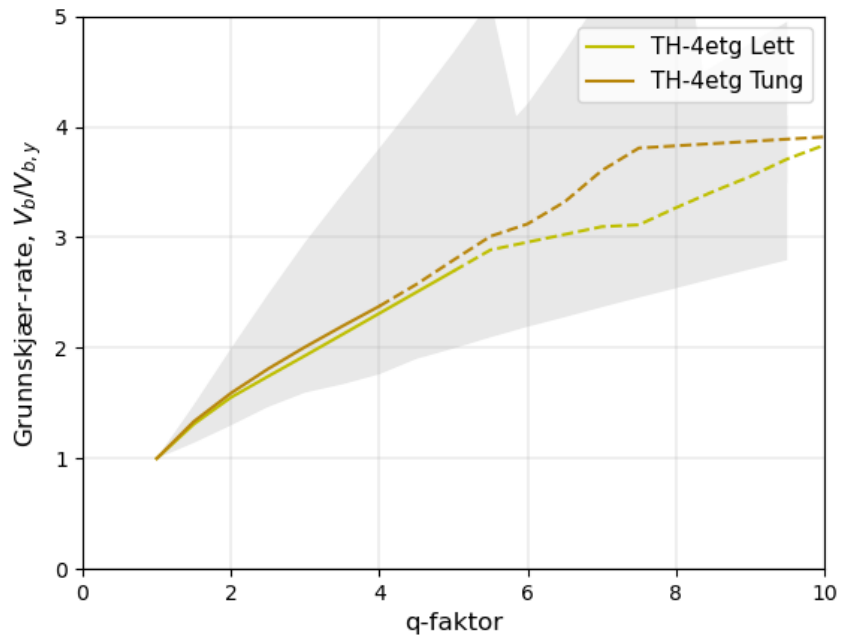


q-faktor mot grunnskjær for 8 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

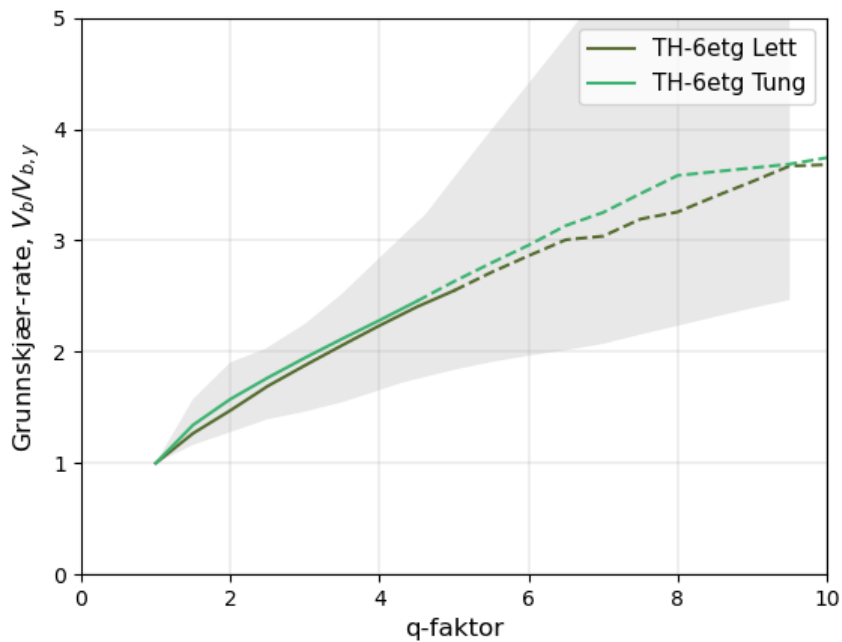


q-faktor mot grunnskjær for 10 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

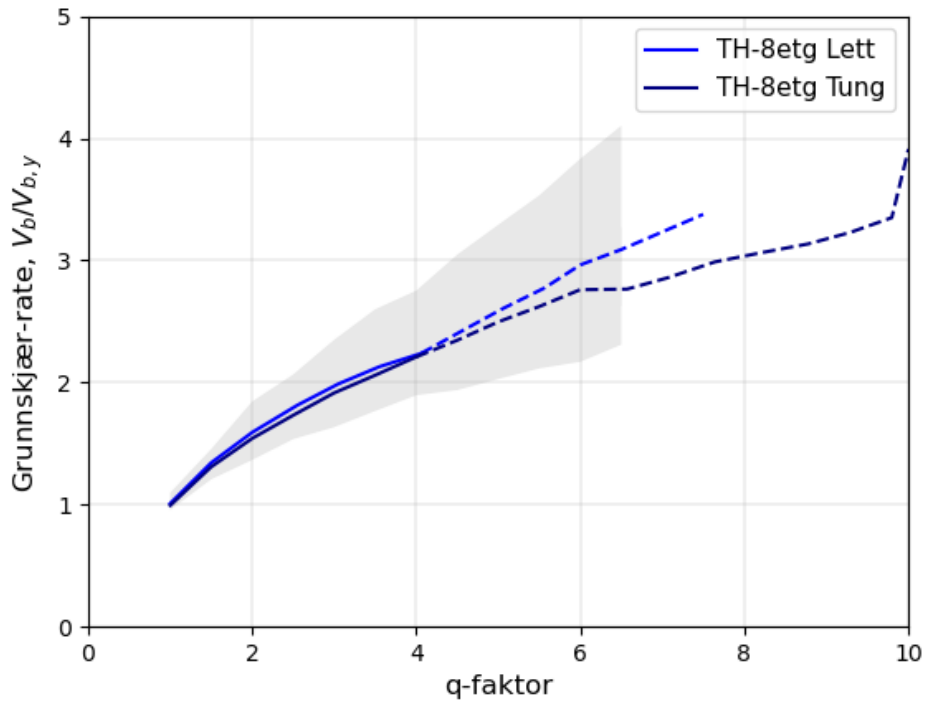
4. q-faktor mot Grunnskjær-rate for hver etasje



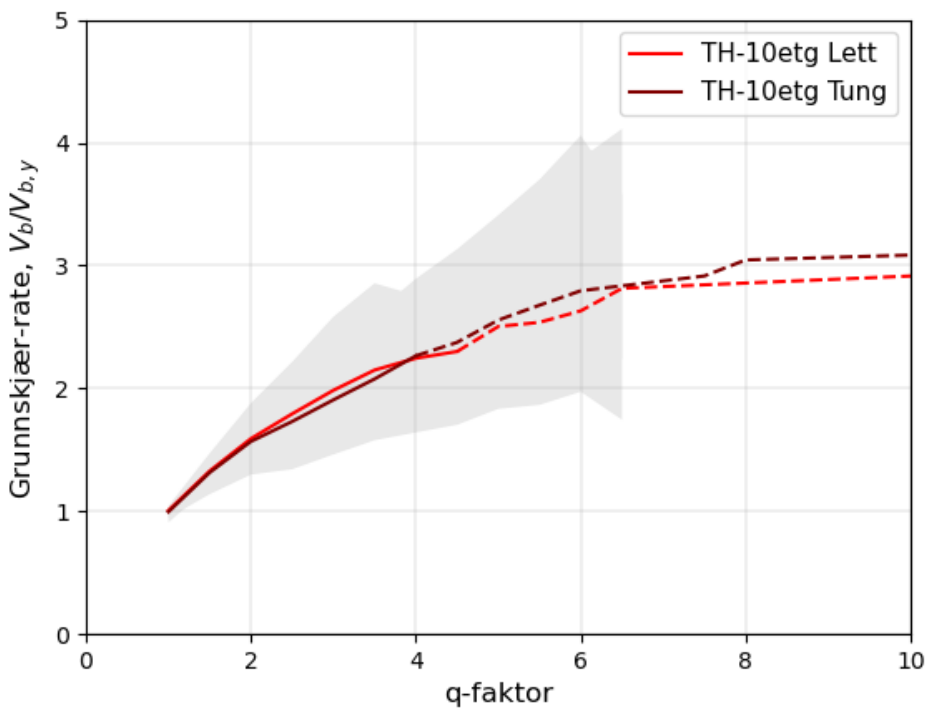
q-faktor mot grunnskjær-rate for 4 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.



q-faktor mot grunnskjær-rate for 6 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

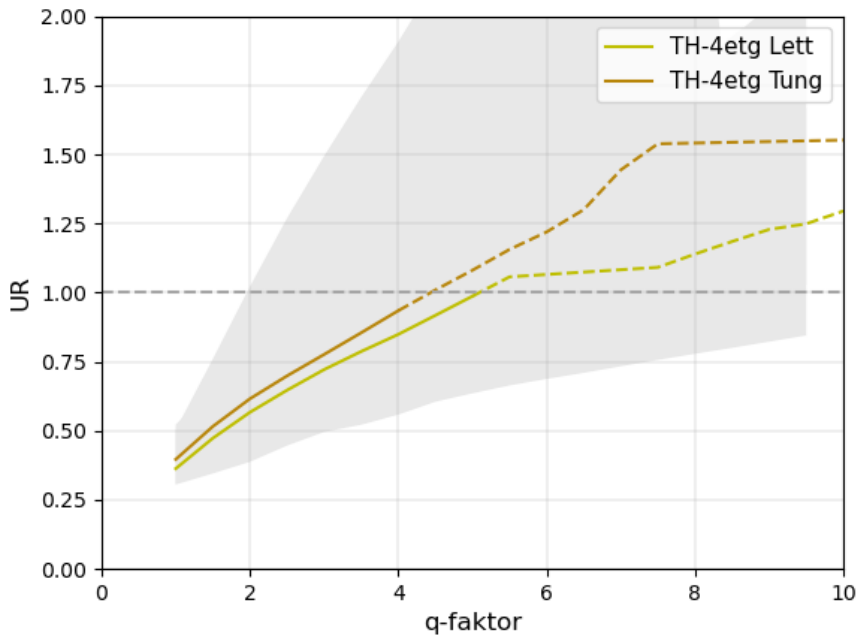


q-faktor mot grunnskjær-rate for 8 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

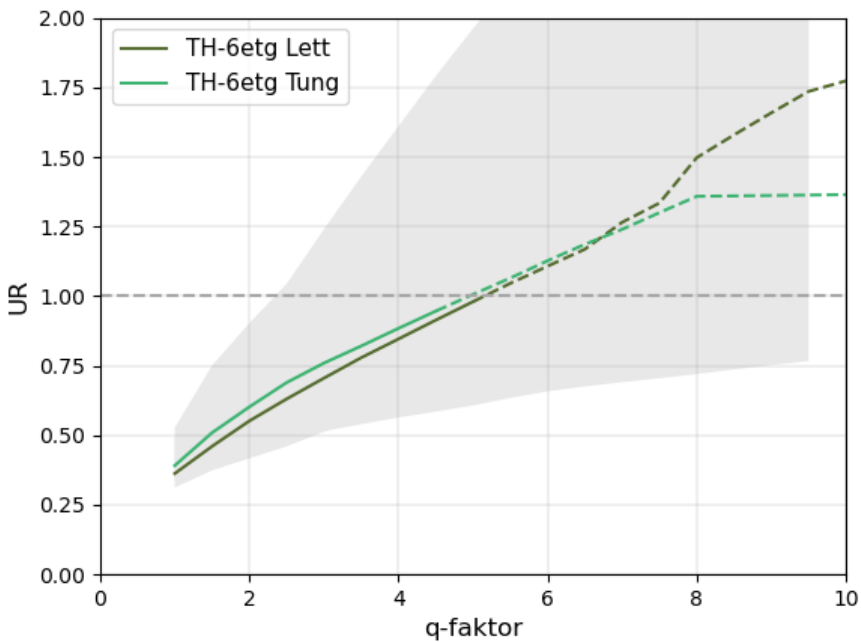


q-faktor mot grunnskjær-rate for 10 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

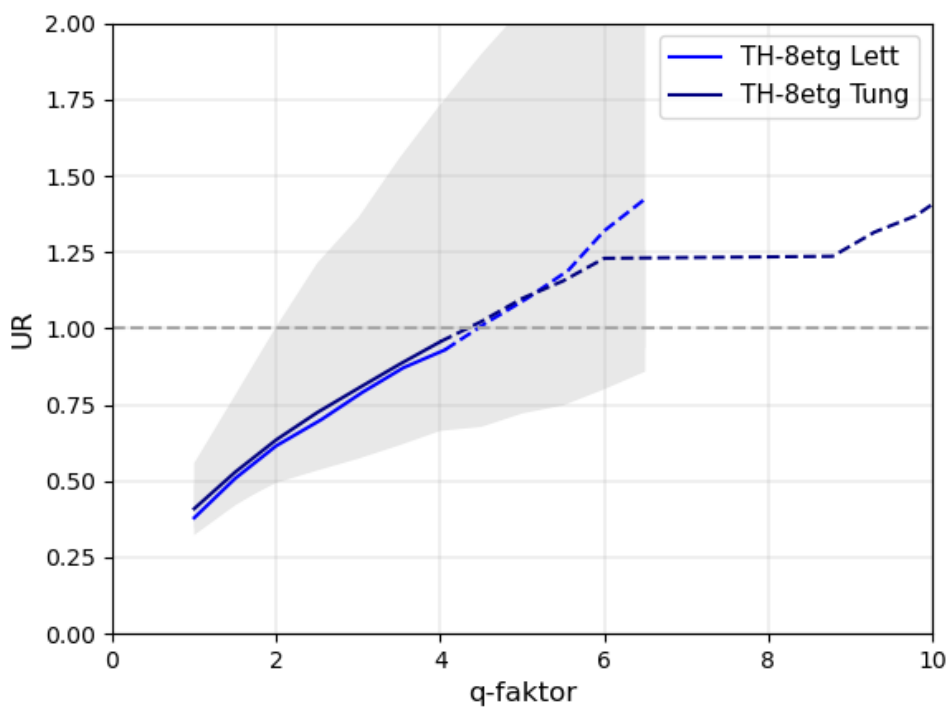
5. q-faktor mot utnyttelsesgrad for hver etasje



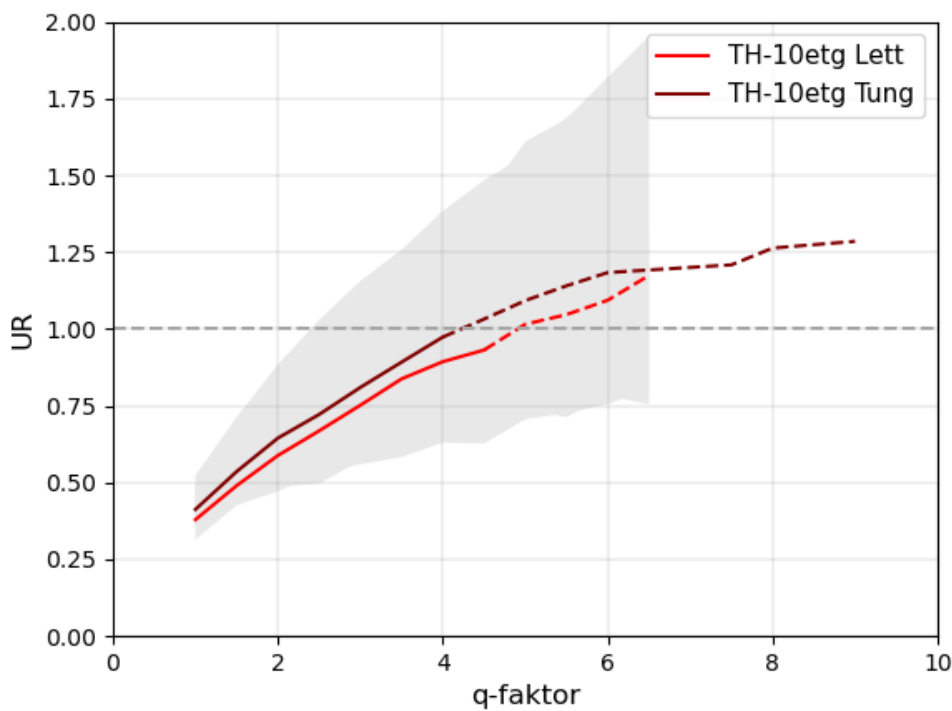
q-faktor mot utnyttelsesgrad for 4 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.



q-faktor mot utnyttelsesgrad for 6 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

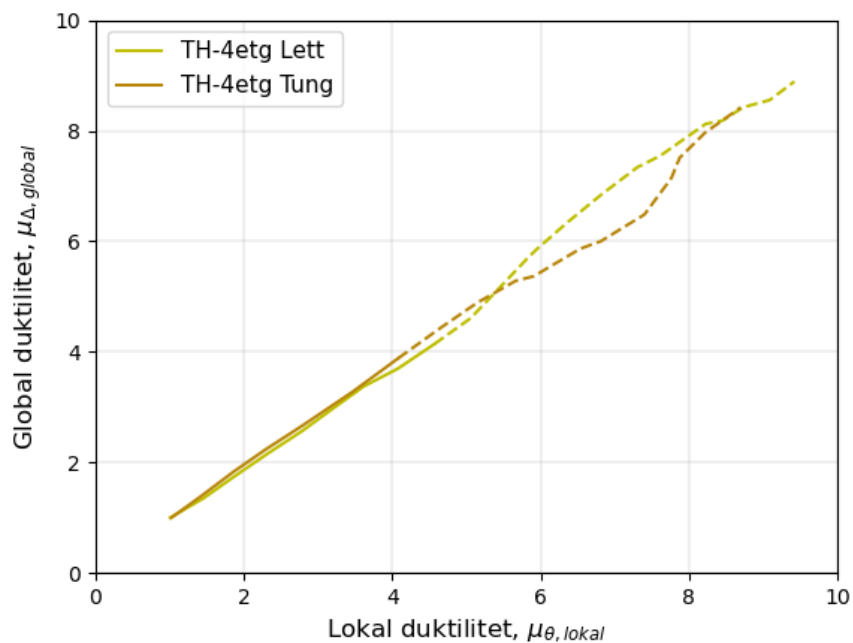


q-faktor mot utnyttelsesgrad for 8 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

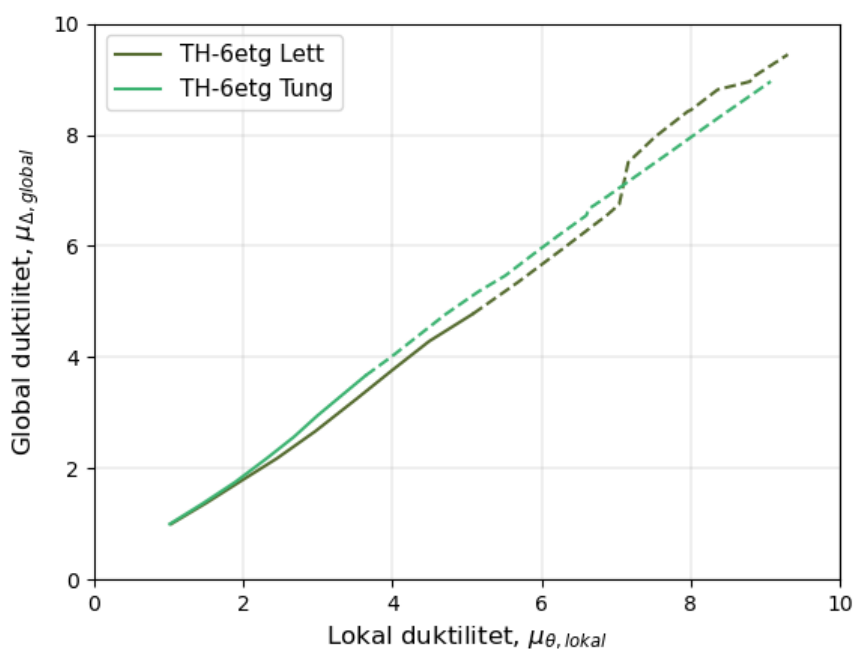


q-faktor mot utnyttelsesgrad for 10 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

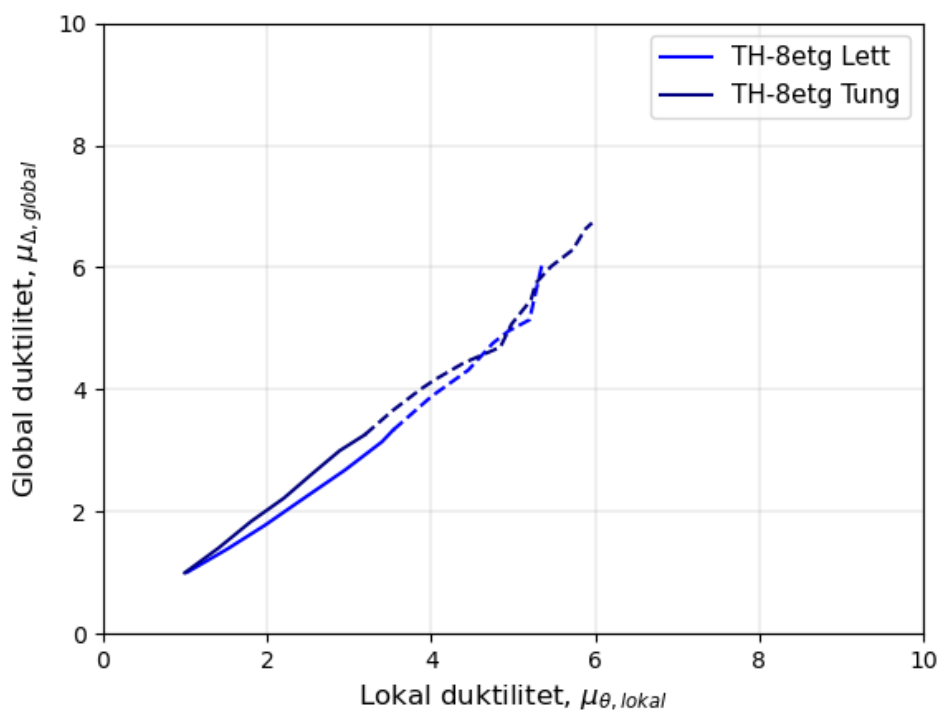
6. Lokal mot global duktilitet for hver etasje



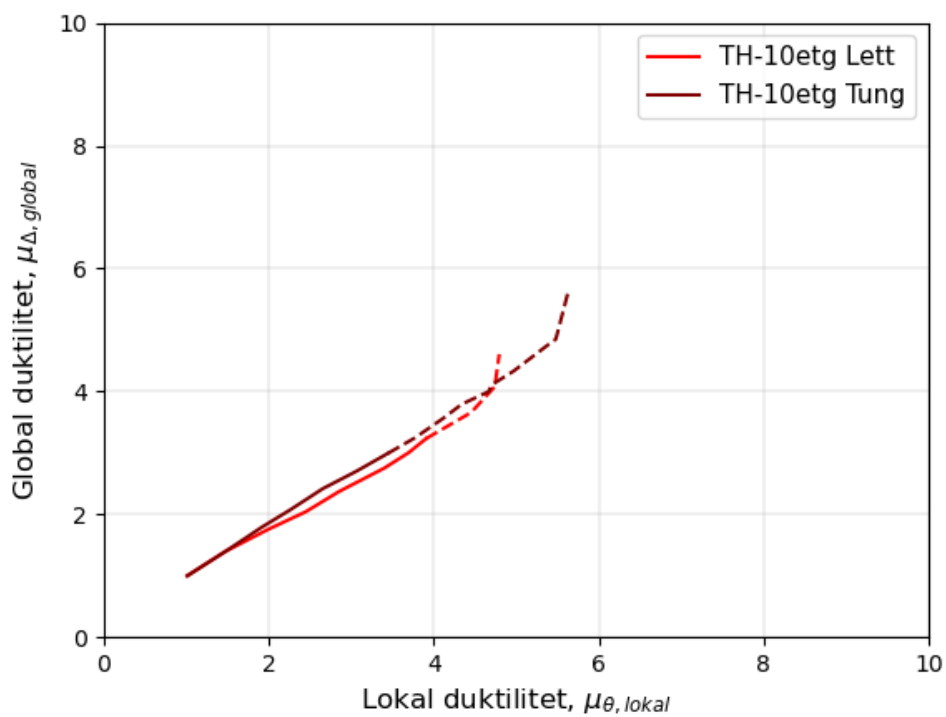
Lokal mot global duktilitet for 4 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.



Lokal mot global duktilitet for 6 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

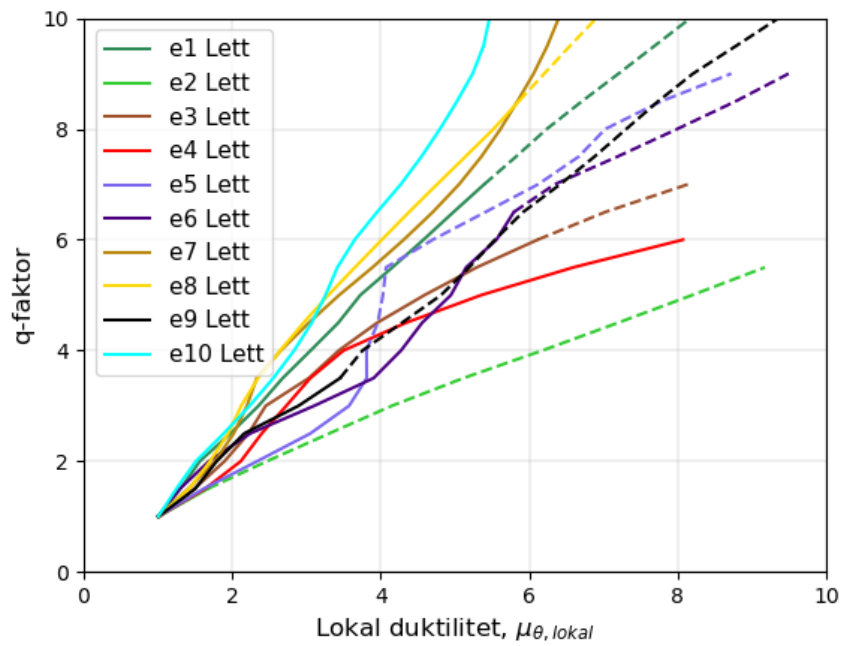


Lokal mot global duktilitet for 8 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

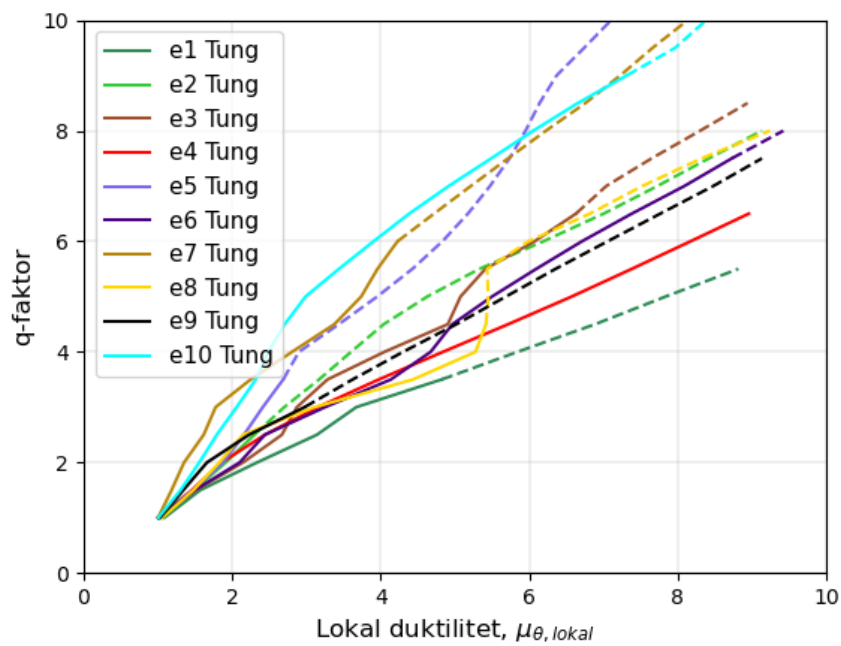


Lokal mot global duktilitet for 10 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon.

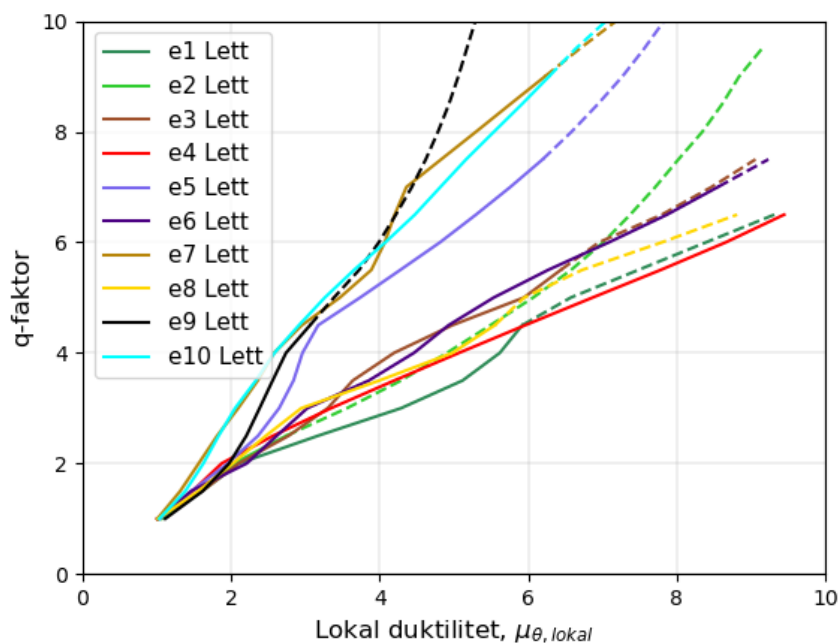
7. Lokal Duktilitet mot q-faktor for hver etasje med alle jordskjelv for lett og tung lastkombinasjon.



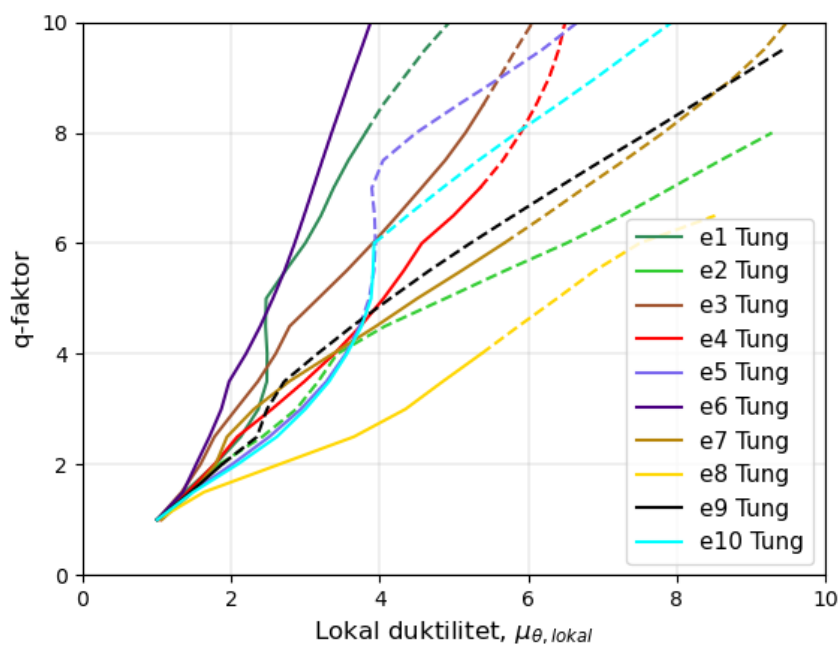
Lokal duktilitet mot q-faktor for 4 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



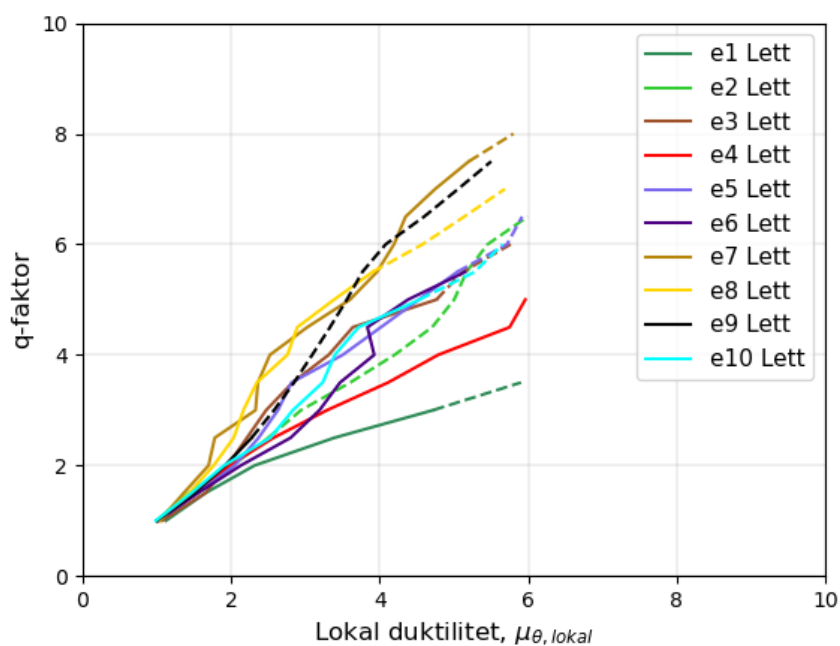
Lokal duktilitet mot q-faktor for 4 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.



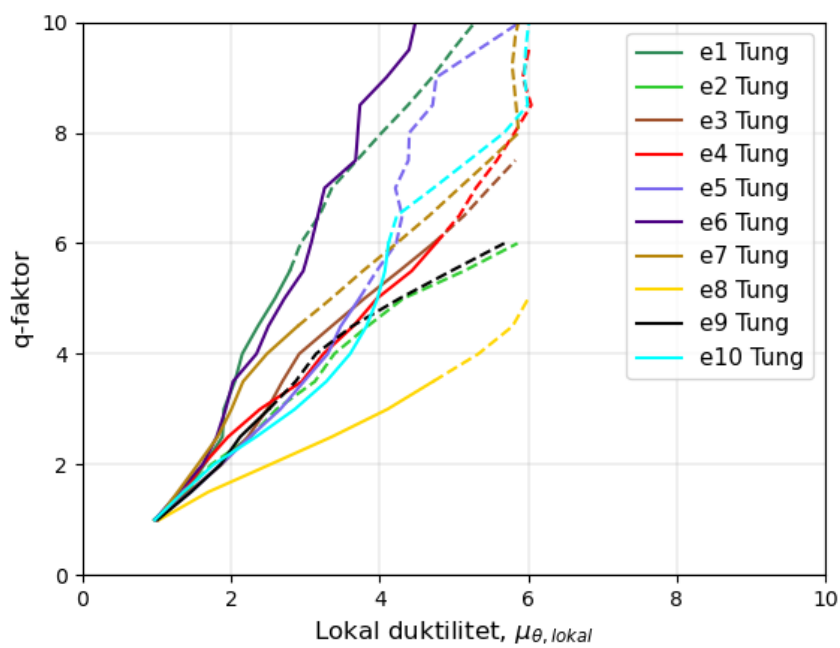
Lokal duktilitet mot q-faktor for 6 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



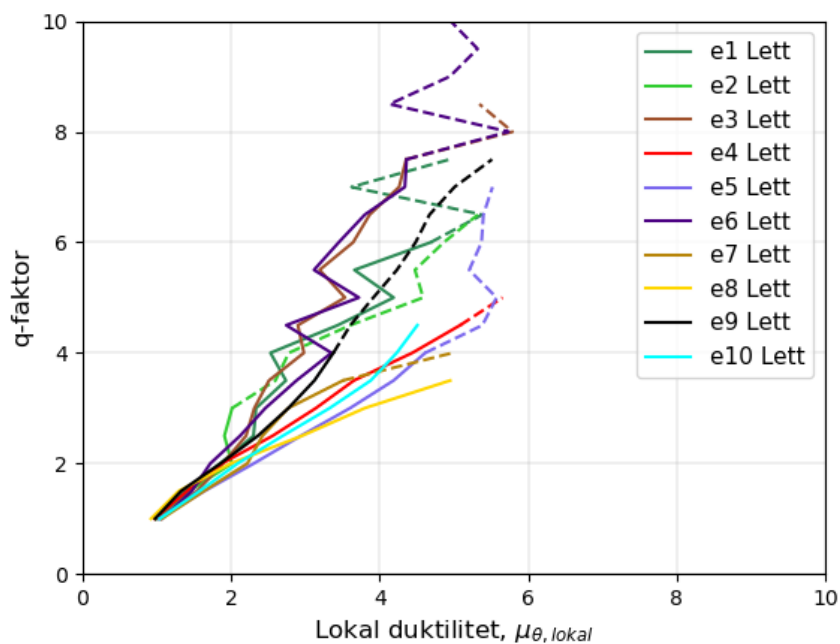
Lokal duktilitet mot q-faktor for 6 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.



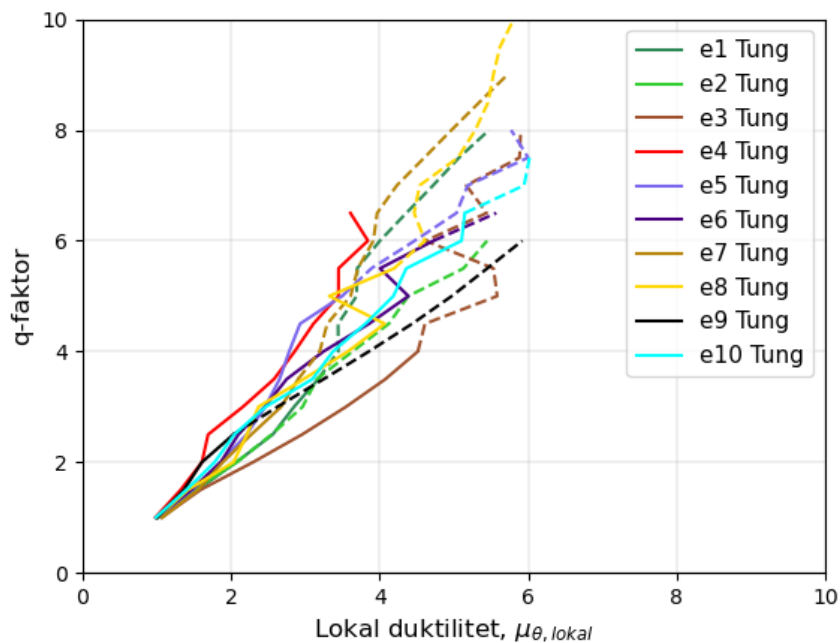
Lokal duktilitet mot q-faktor for 8 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



Lokal duktilitet mot q-faktor for 8 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.

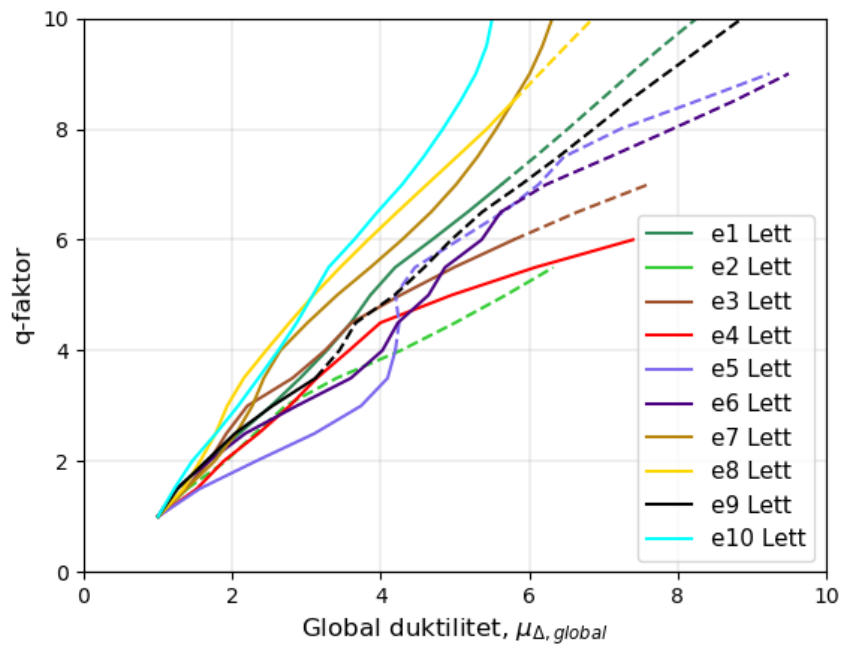


Lokal duktilitet mot q-faktor for 10 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.

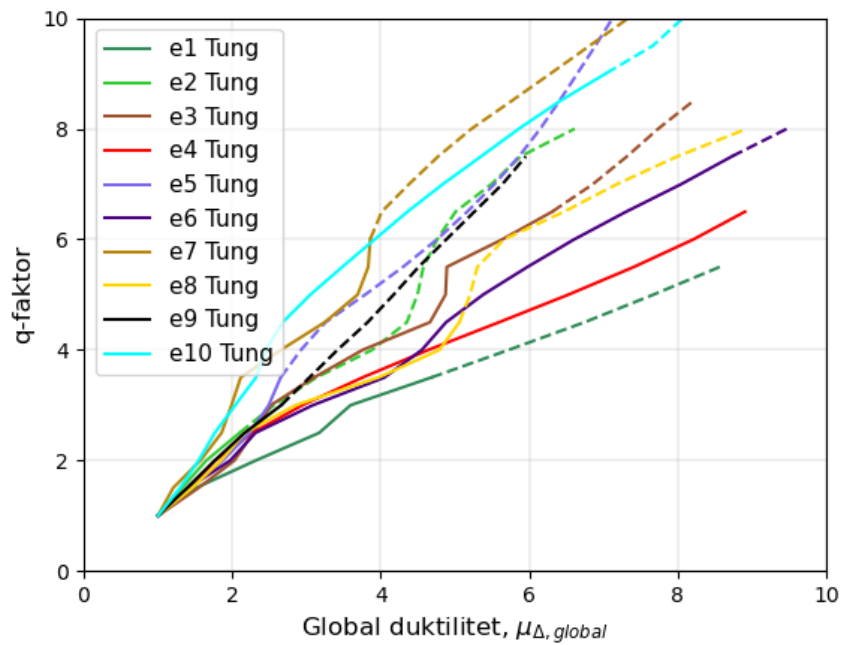


Lokal duktilitet mot q-faktor for 10 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.

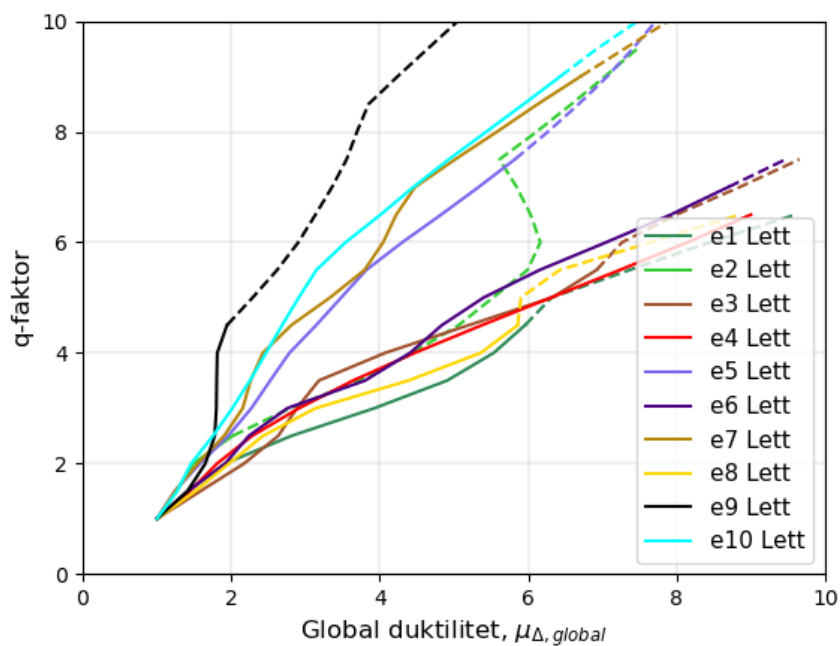
8. Global Duktilitet mot q-faktor for hver etasje med alle jordskjelv for lett og tung lastkombinasjon.



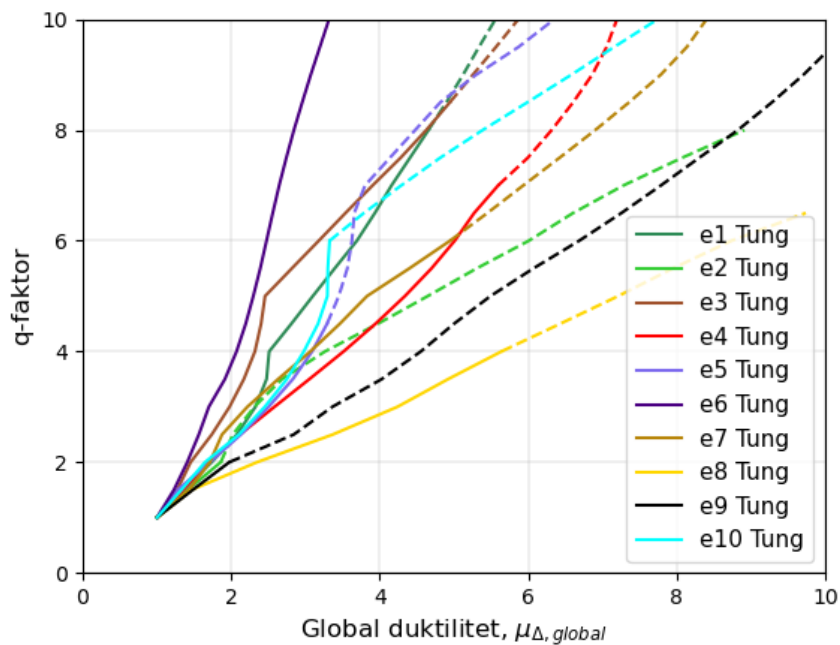
Global duktilitet mot q-faktor for 4 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



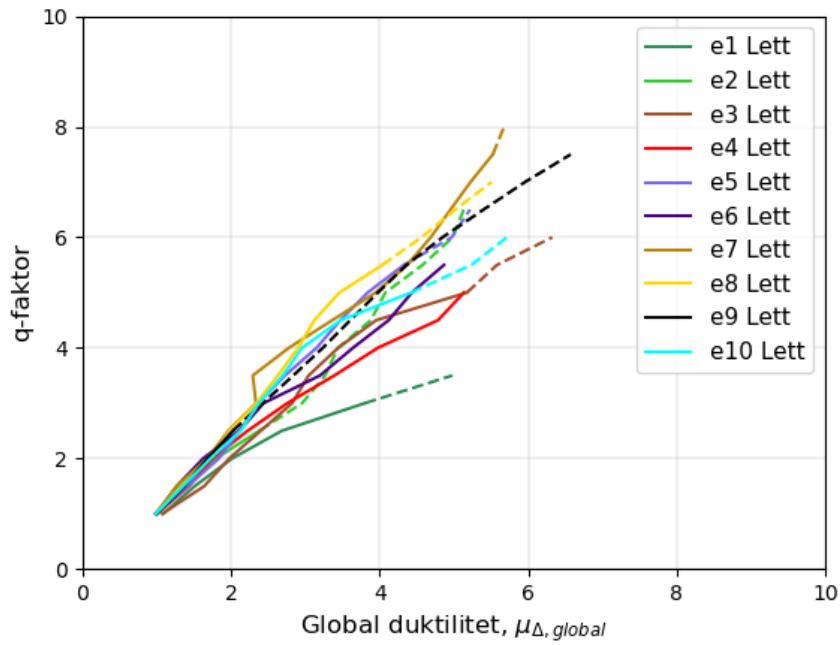
Global duktilitet mot q-faktor for 4 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.



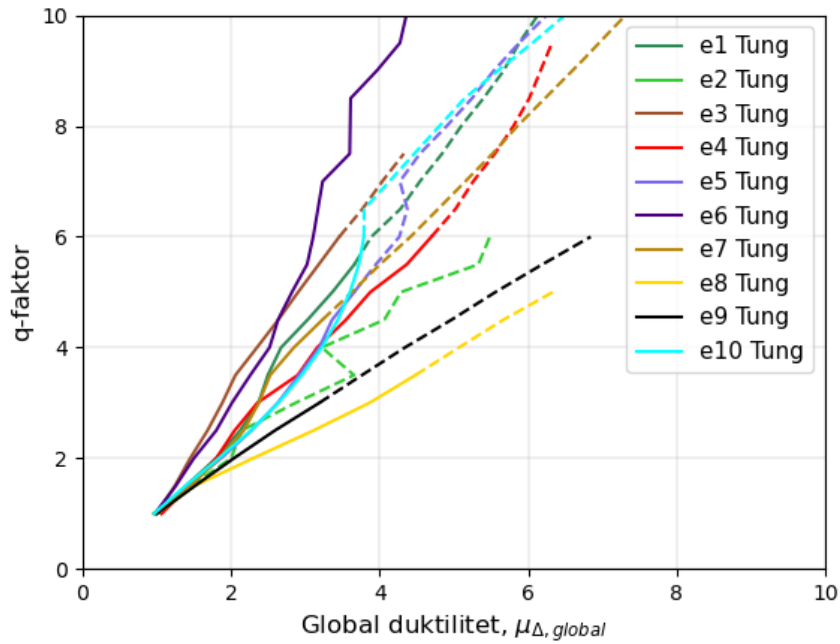
Global duktilitet mot q-faktor for 6 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



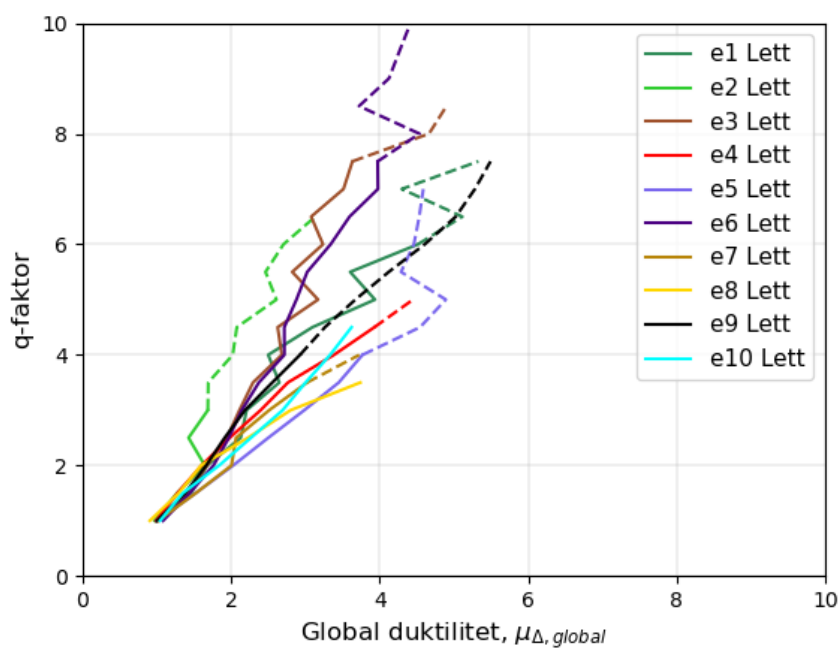
Global duktilitet mot q-faktor for 6 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.



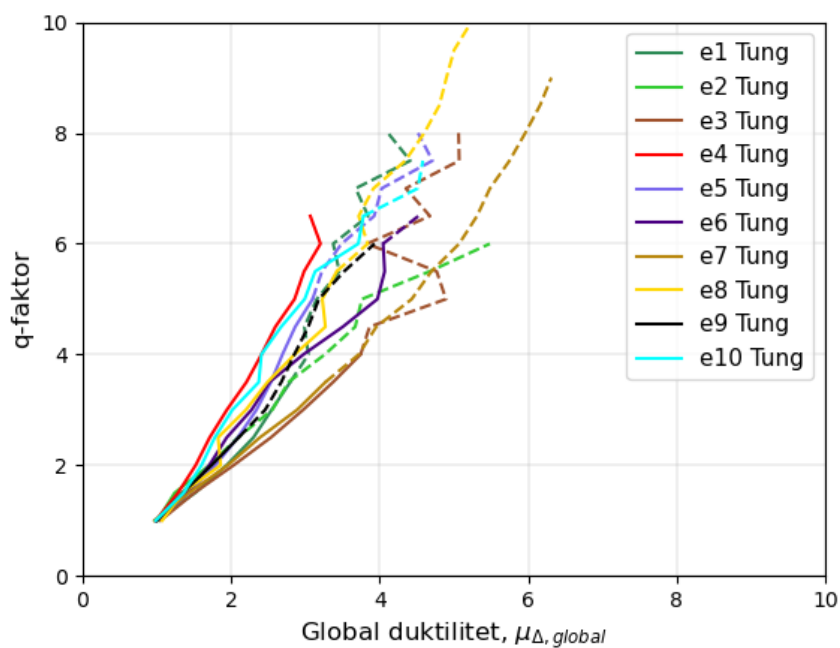
Global duktilitet mot q-faktor for 8 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



Global duktilitet mot q-faktor for 8 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.

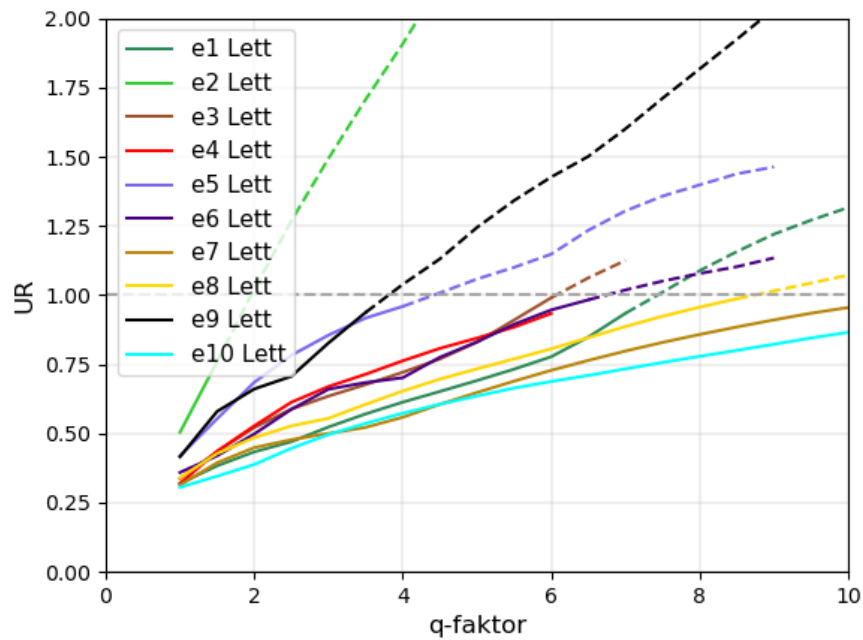


Global duktilitet mot q-faktor for 10 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.

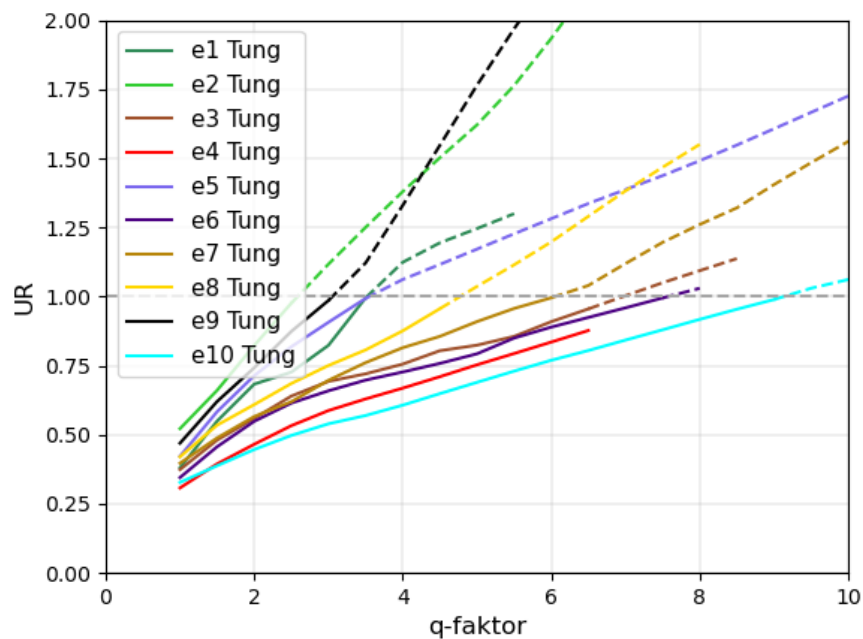


Global duktilitet mot q-faktor for 10 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.

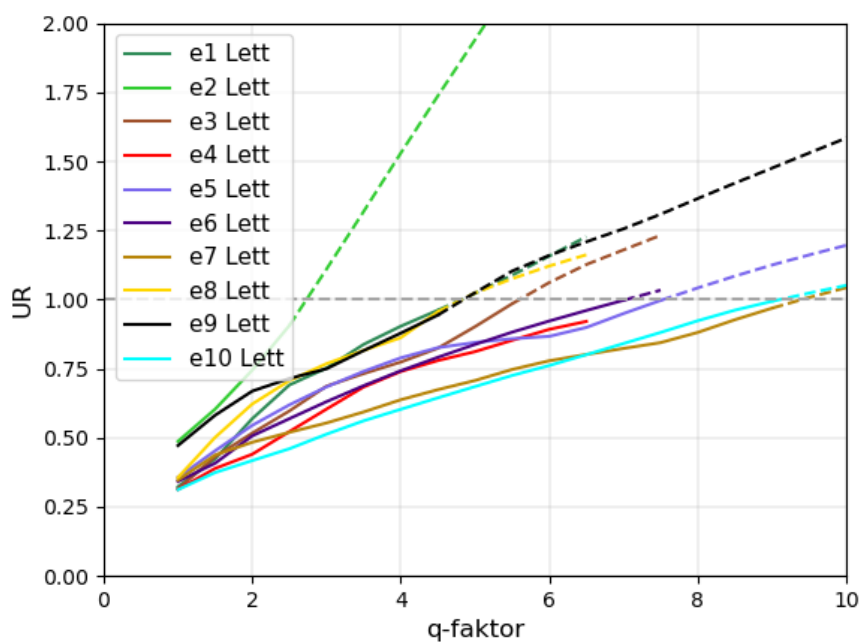
8. q-faktor mot utnyttelsesgrad for hver etasje med alle jordskjelv for lett og tung lastkombinasjon.



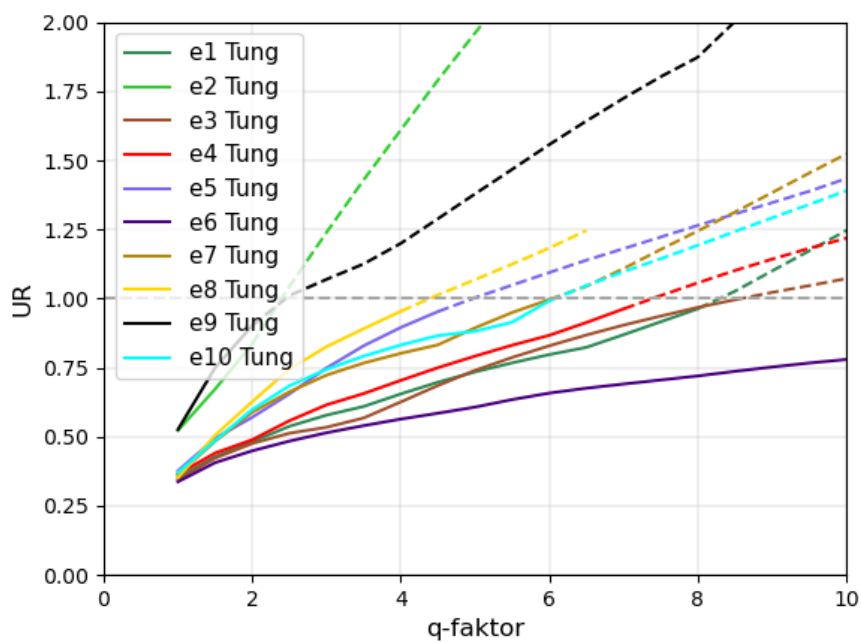
q-faktor mot utnyttelsesgrad for 4 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



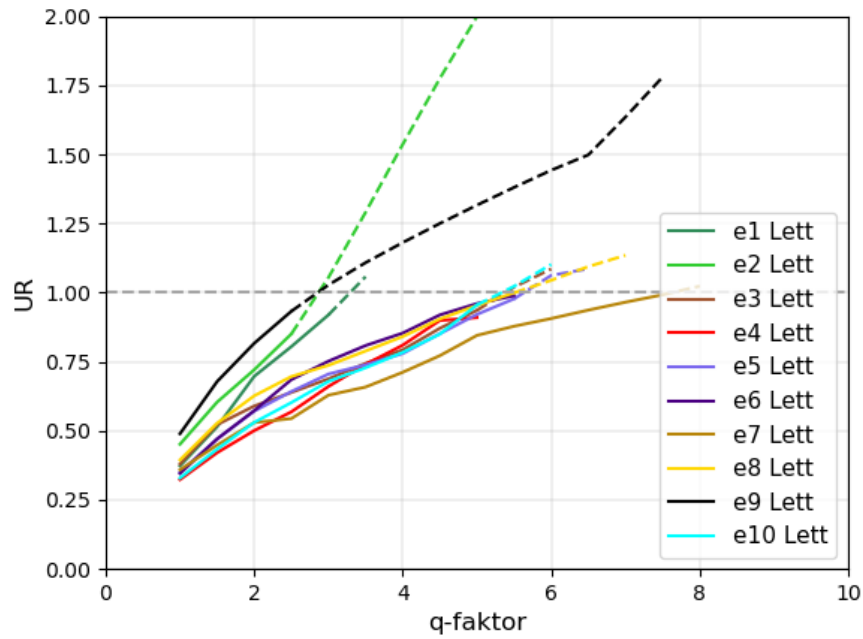
q-faktor mot utnyttelsesgrad for 4 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.



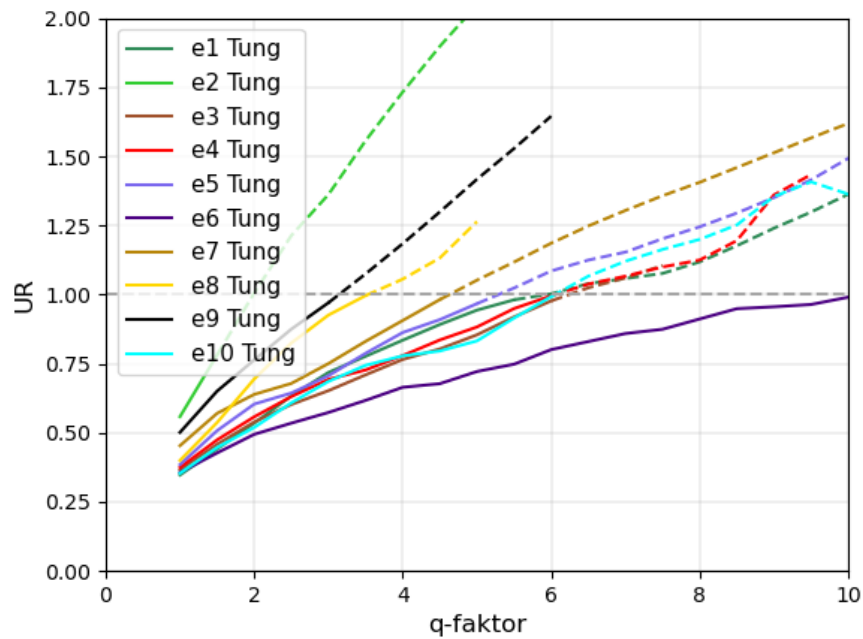
q-faktor mot utnyttelsesgrad for 6 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



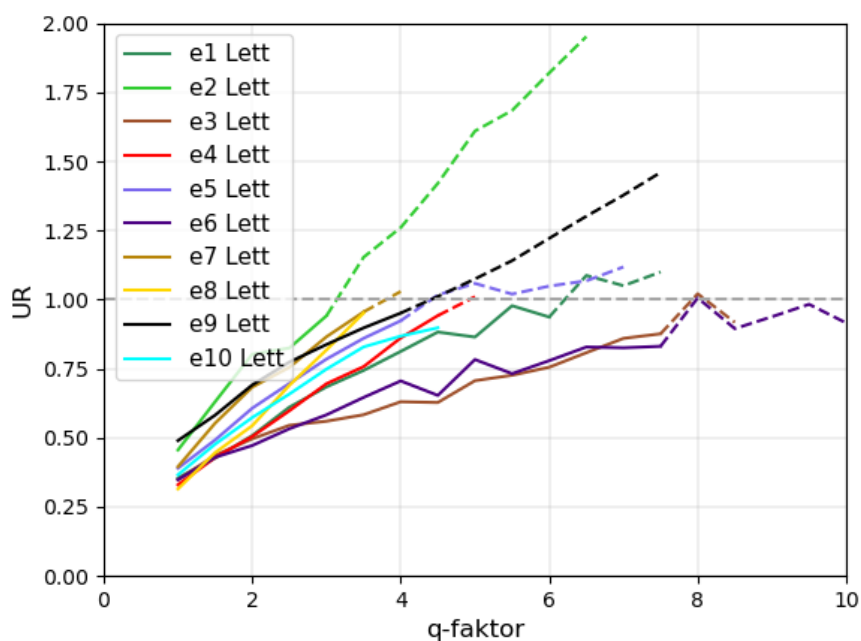
q-faktor mot utnyttelsesgrad for 6 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.



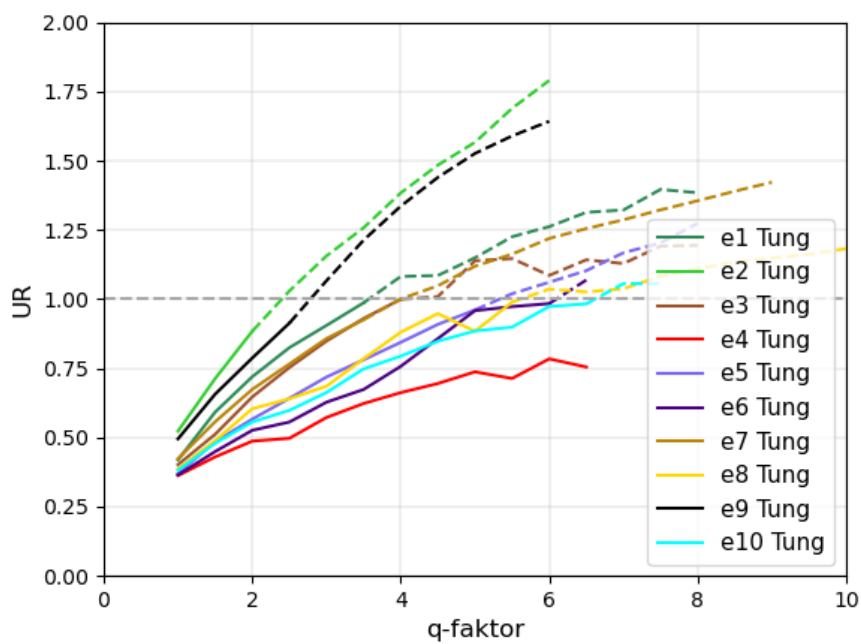
q-faktor mot utnyttelsesgrad for 8 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



q-faktor mot utnyttelsesgrad for 8 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.

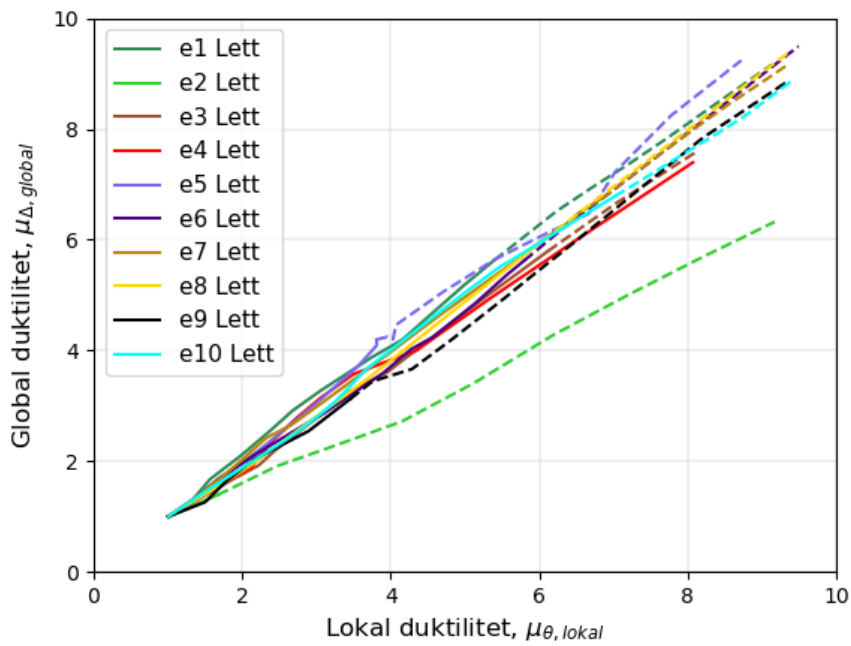


q-faktor mot utnyttelsesgrad for 10 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.

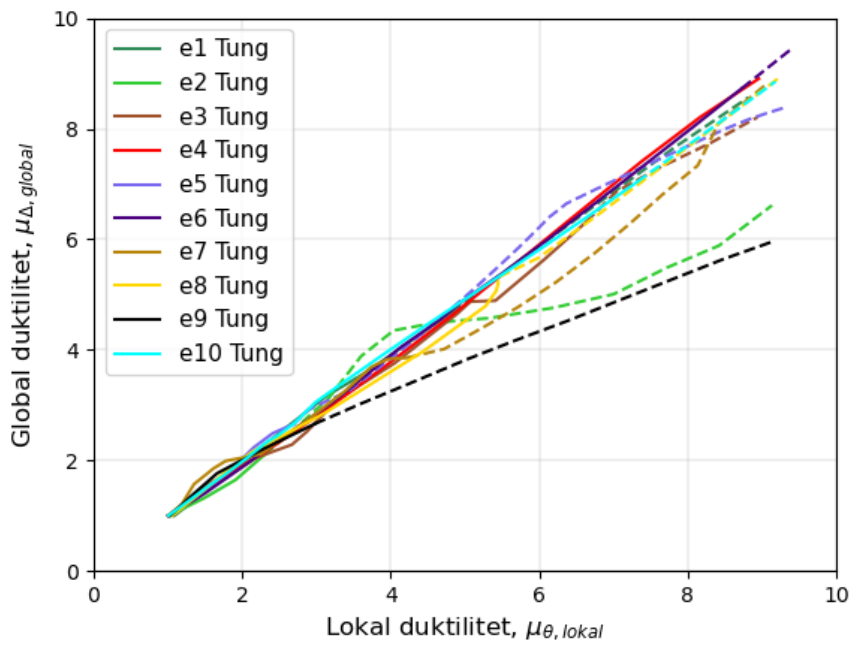


q-faktor mot utnyttelsesgrad for 10 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.

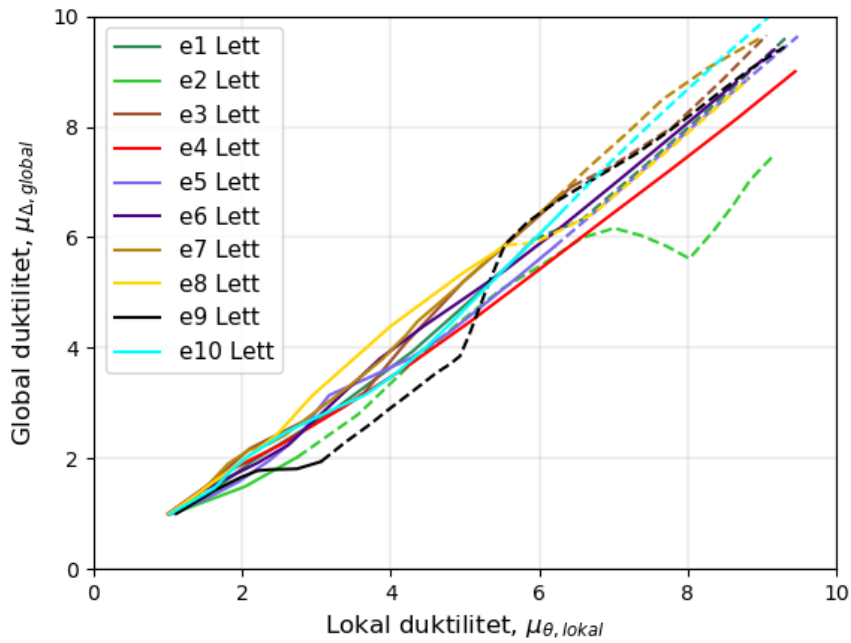
9. Lokal duktilitet mot global duktilitet for hver etasje med alle jordskjelv for lett og tung lastkombinasjon.



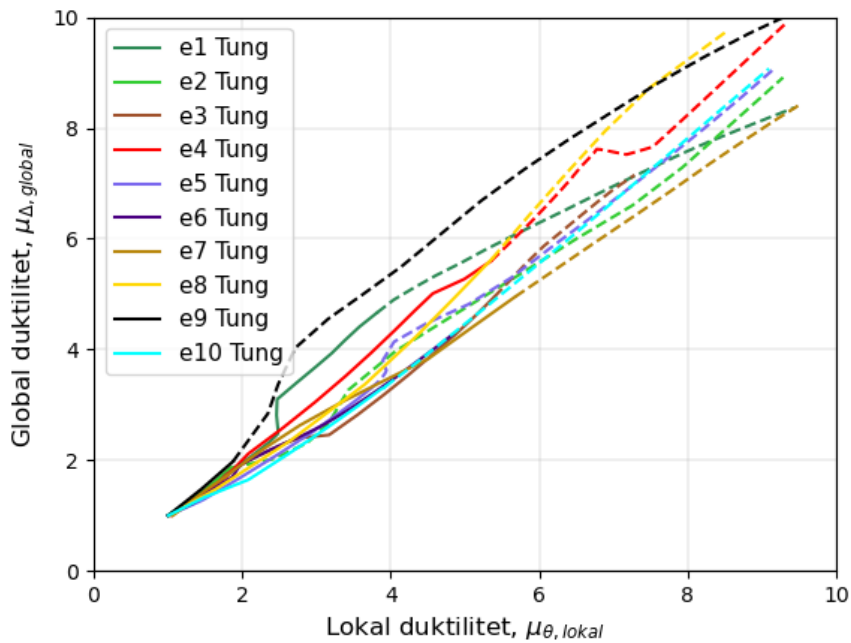
Lokal duktilitet mot global duktilitet for 4 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



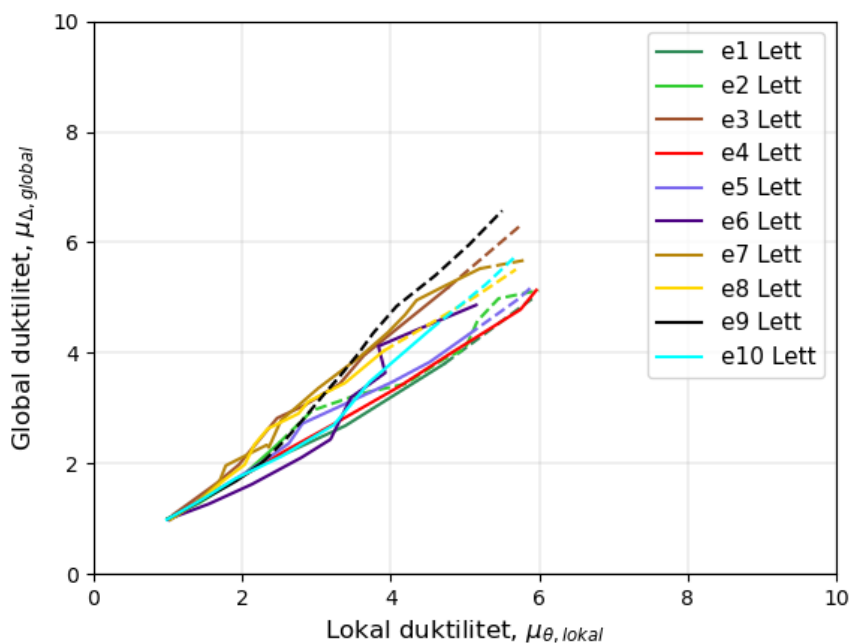
Lokal duktilitet mot global duktilitet for 4 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.



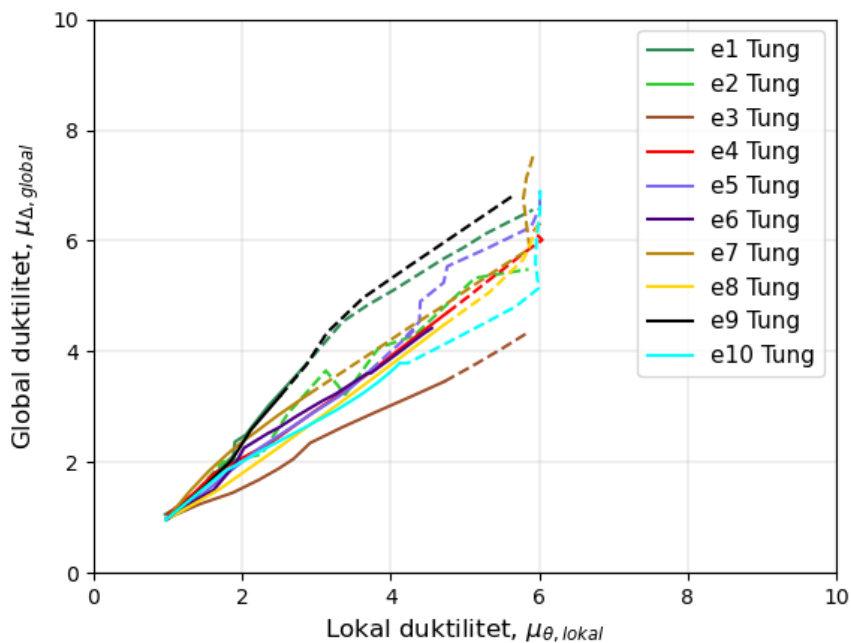
Lokal duktilitet mot global duktilitet for 6 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



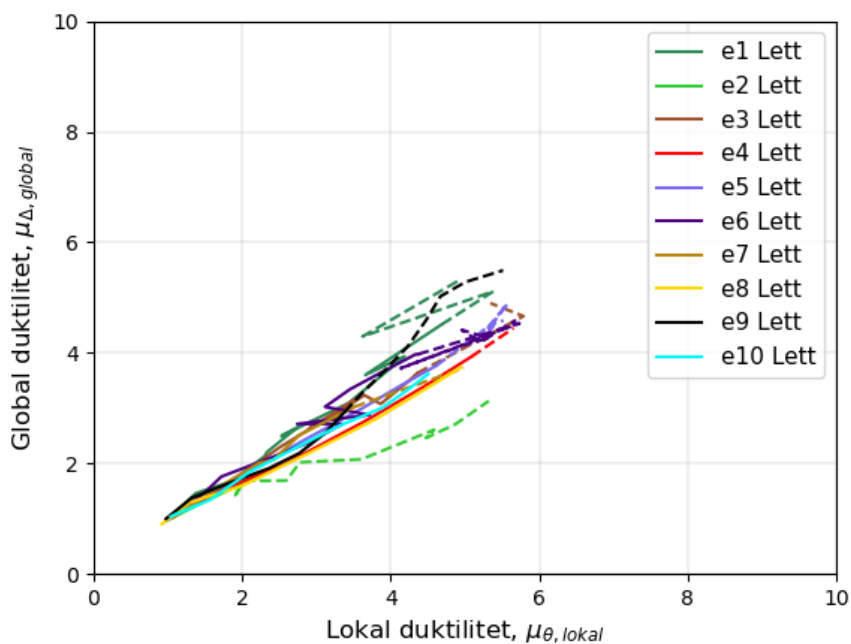
Lokal duktilitet mot global duktilitet for 6 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.



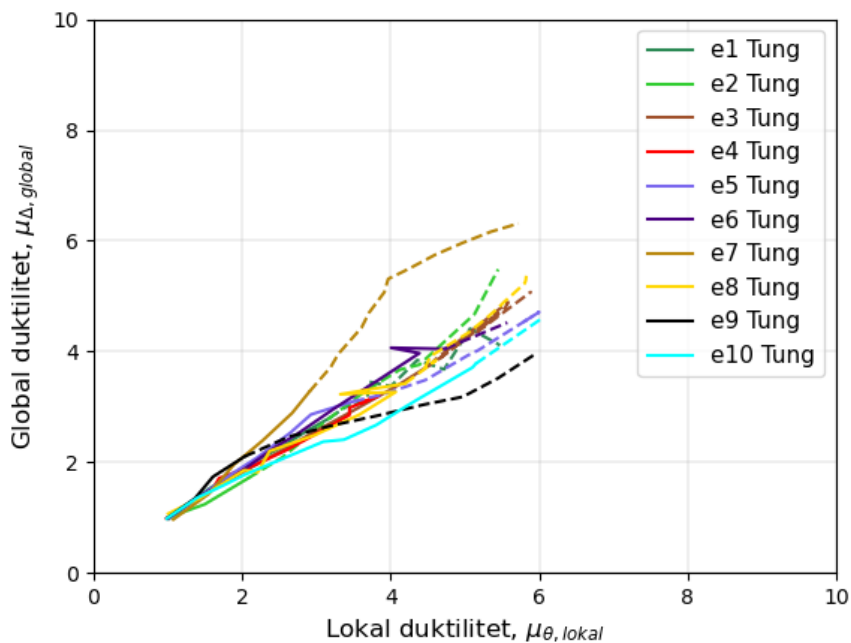
Lokal duktilitet mot global duktilitet for 8 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



Lokal duktilitet mot global duktilitet for 8 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.

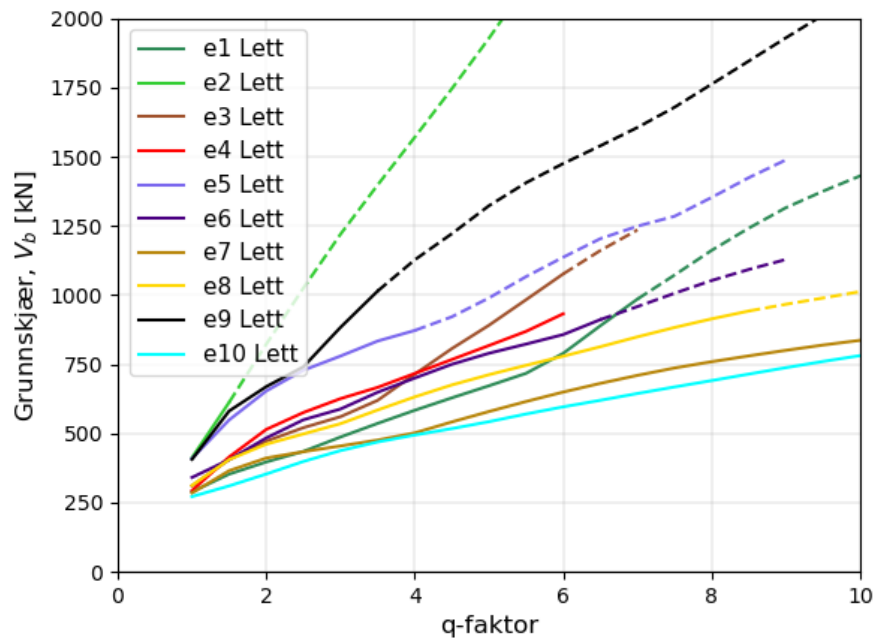


Lokal duktilitet mot global duktilitet for 10 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.

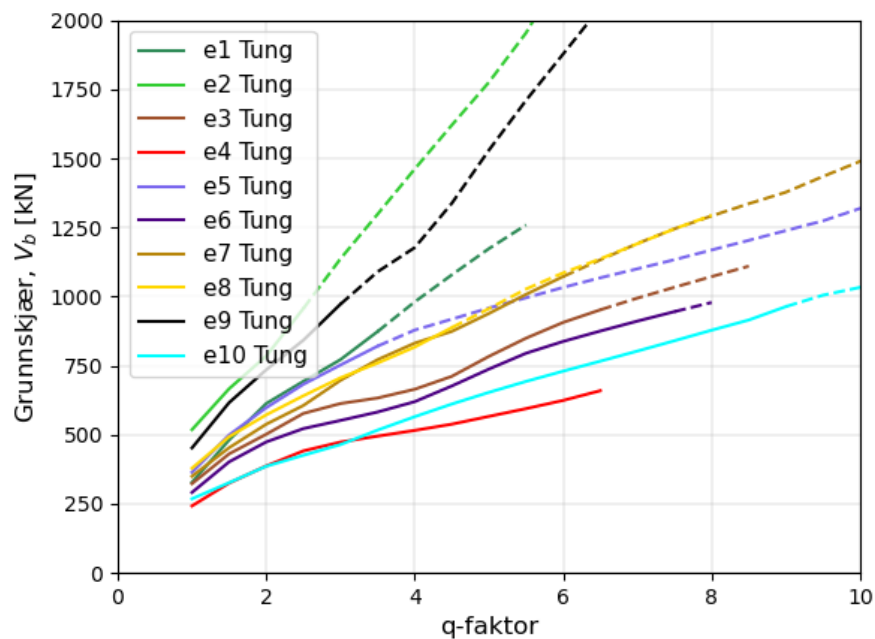


Lokal duktilitet mot global duktilitet for 10 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.

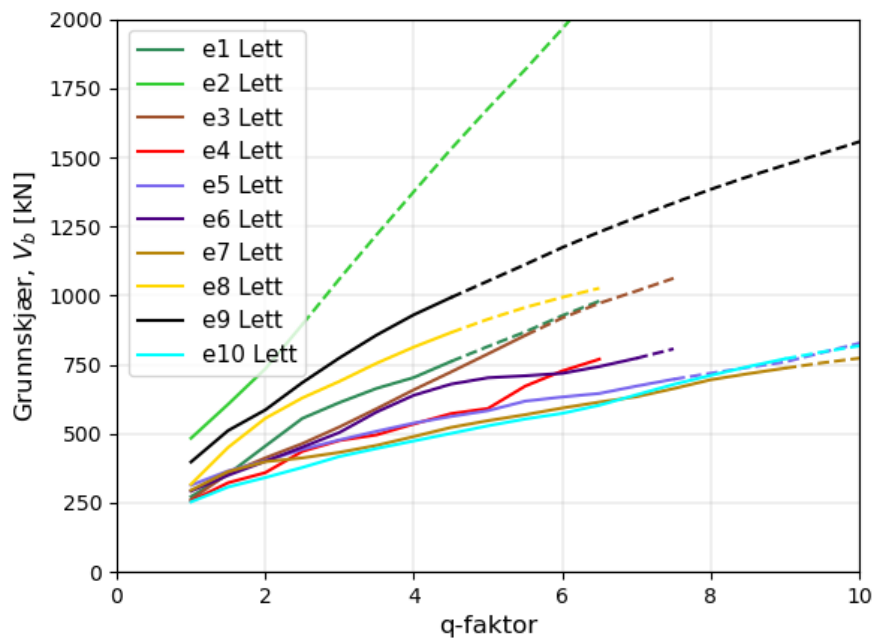
10. q-faktor mot grunnskjær for hver etasje med alle jordskjelv for lett og tung lastkombinasjon.



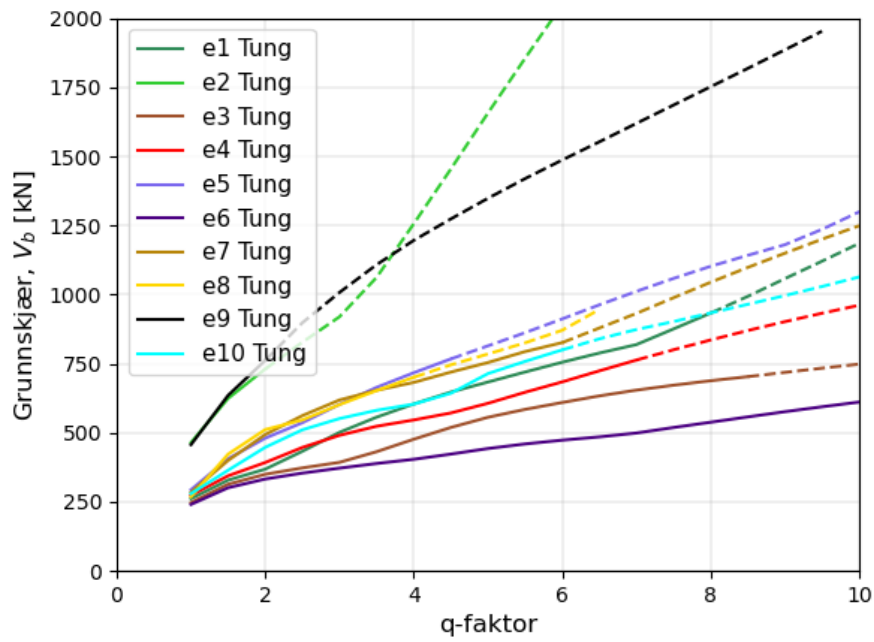
q-faktor mot grunnskjær for 4 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



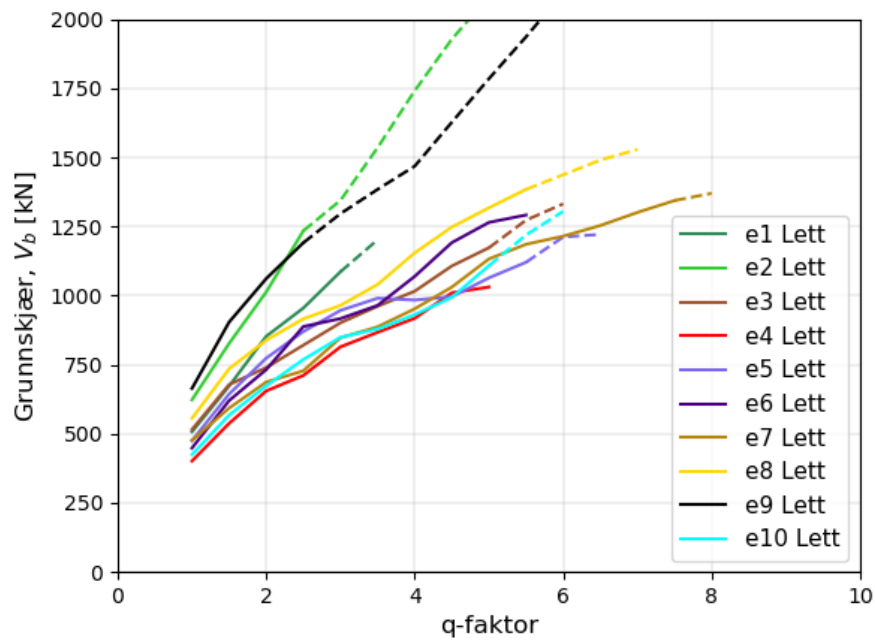
q-faktor mot grunnskjær for 4 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.



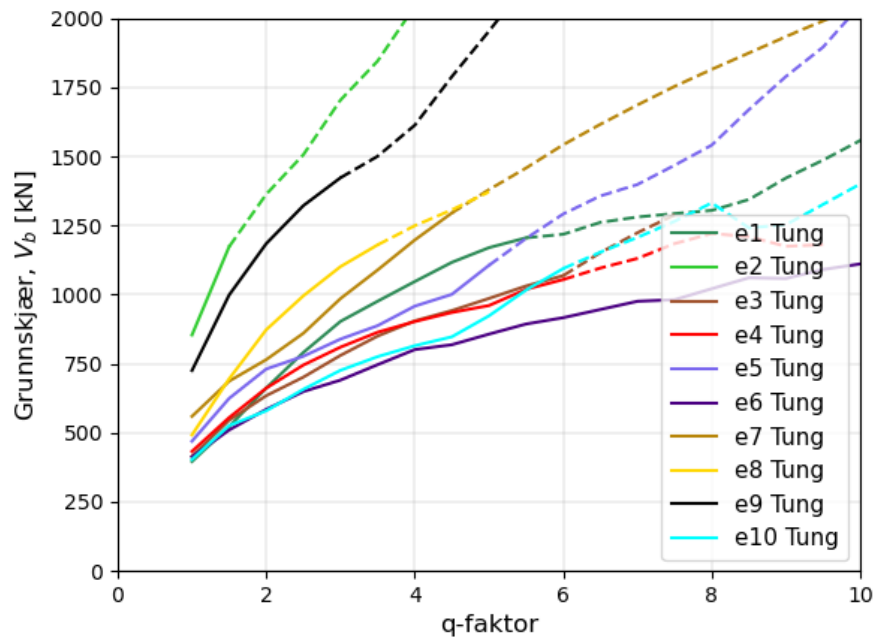
q-faktor mot grunnskjær for 6 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



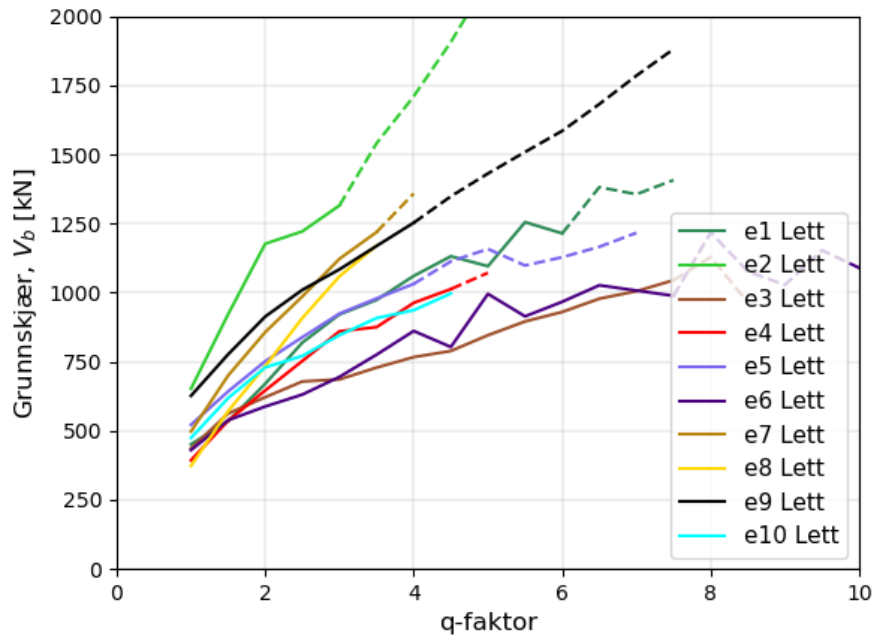
q-faktor mot grunnskjær for 6 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.



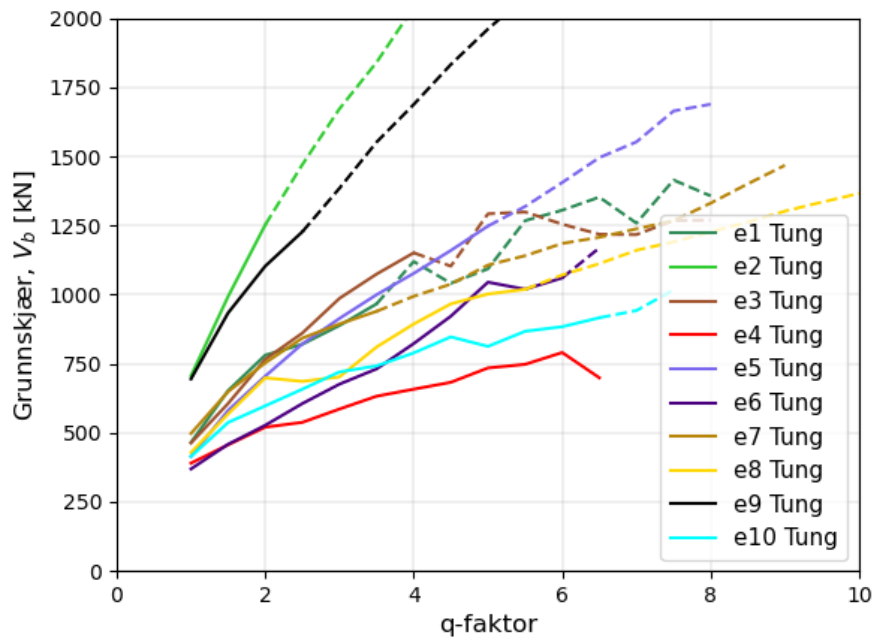
q-faktor mot grunnskjær for 8 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



q-faktor mot grunnskjær for 8 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.

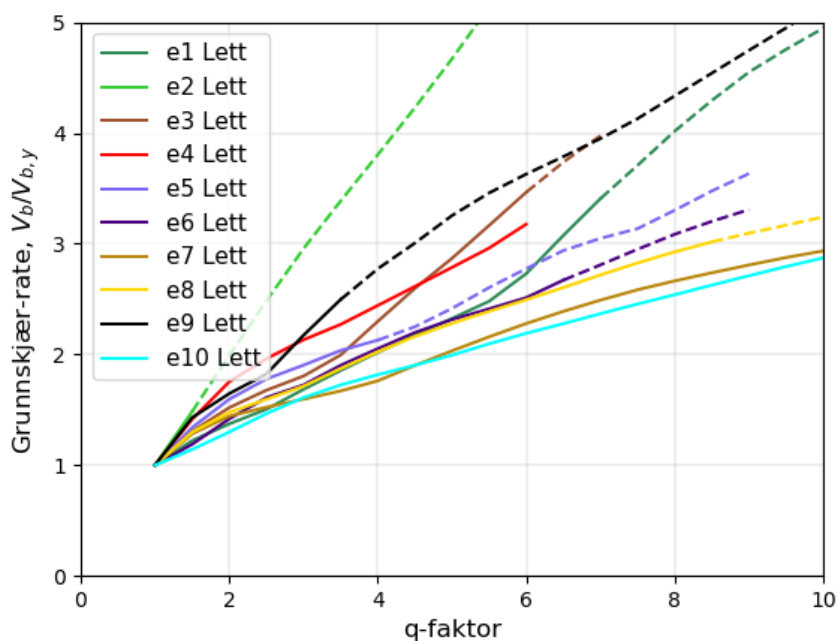


q-faktor mot grunnskjær for 10 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.

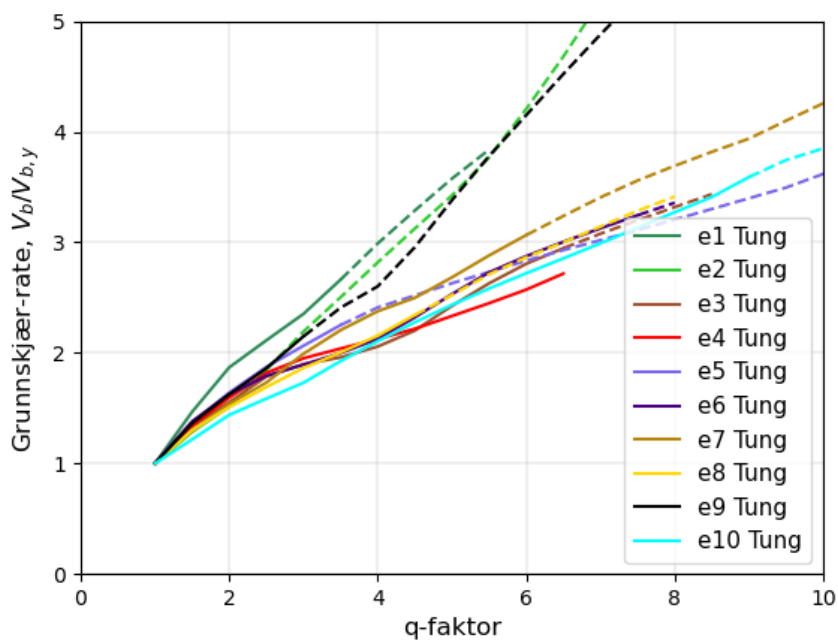


q-faktor mot grunnskjær for 10 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.

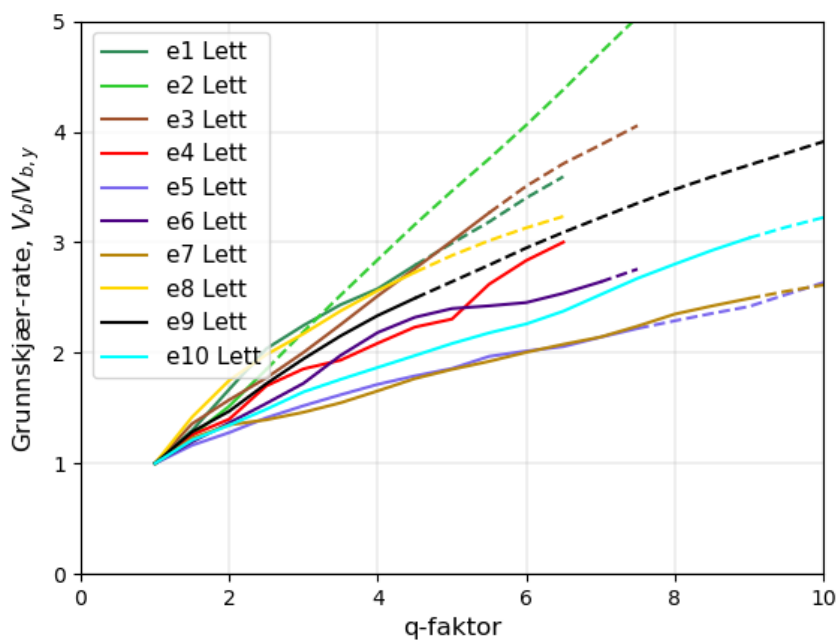
11. q-faktor mot grunnskjær-rate for hver etasje med alle jordskjelv for lett og tung lastkombinasjon.



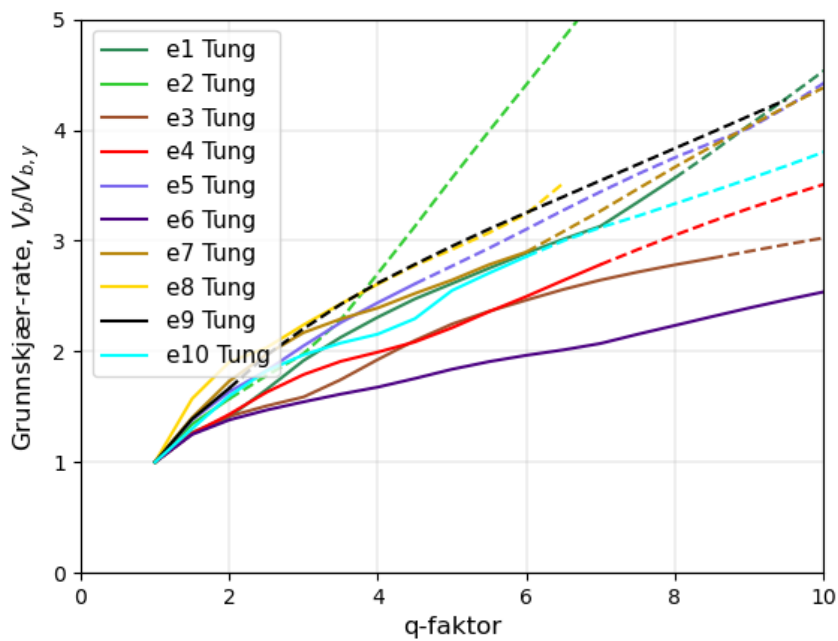
q-faktor mot grunnskjær-rate for 4 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



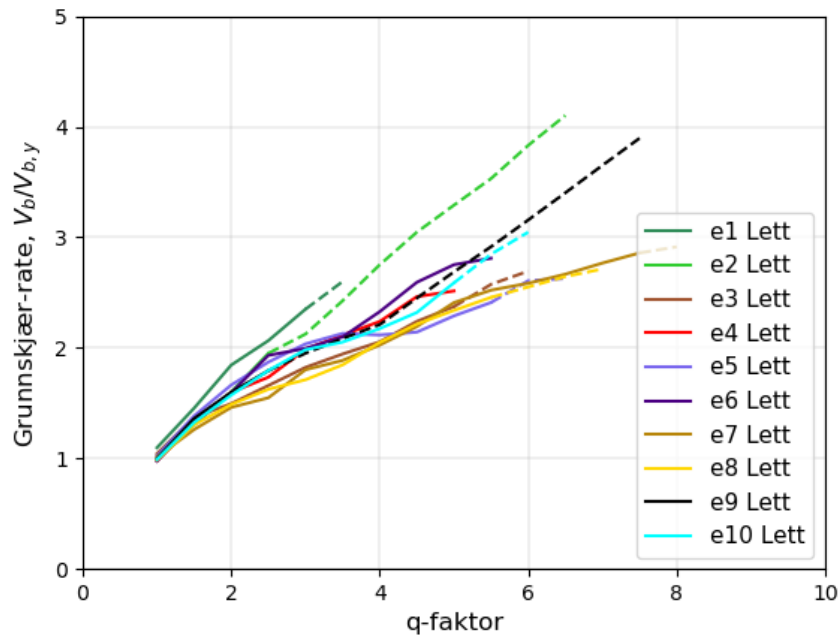
q-faktor mot grunnskjær-rate for 4 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.



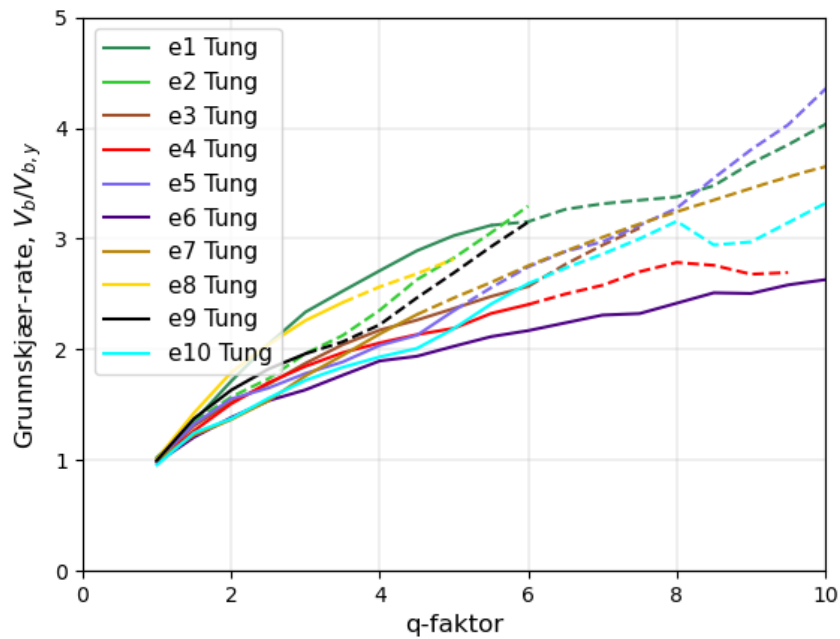
q-faktor mot grunnskjær-rate for 6 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



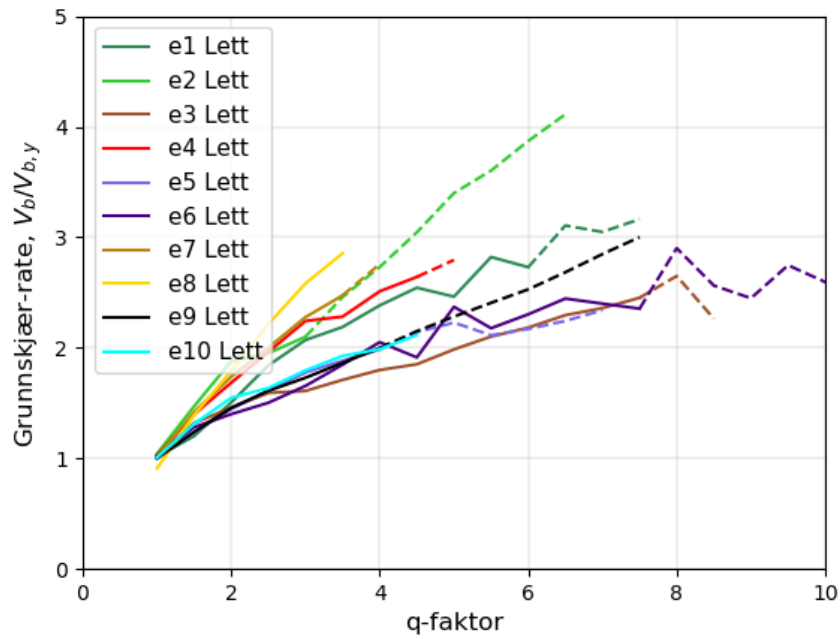
q-faktor mot grunnskjær-rate for 6 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.



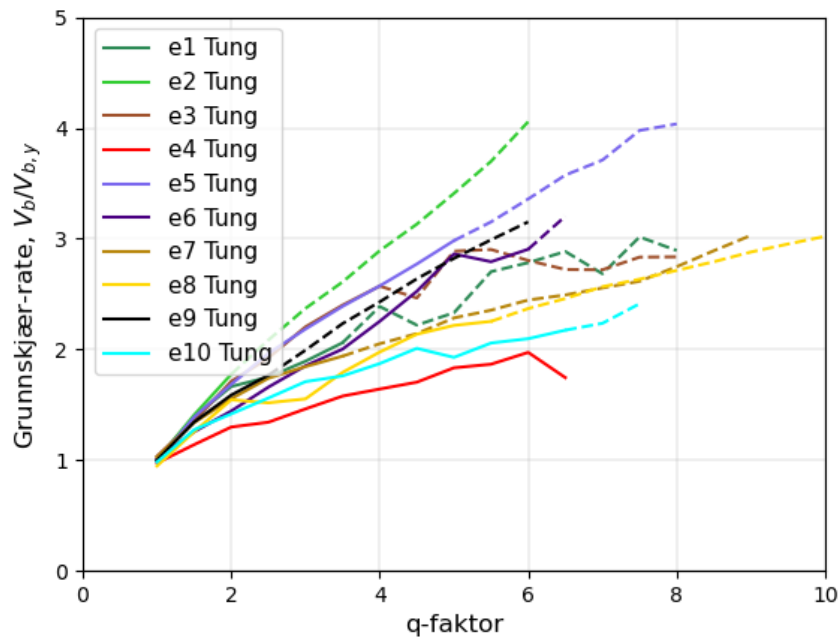
q-faktor mot grunnskjær-rate for 8 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



q-faktor mot grunnskjær-rate for 8 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.



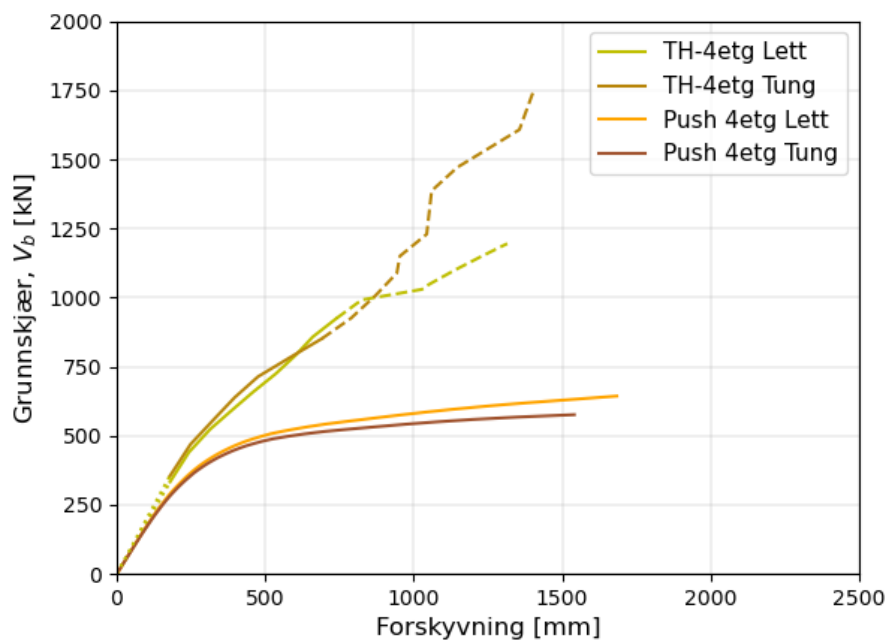
q-faktor mot grunnskjær-rate for 10 etasjer med alle jordskjelv for lett lastkombinasjon.



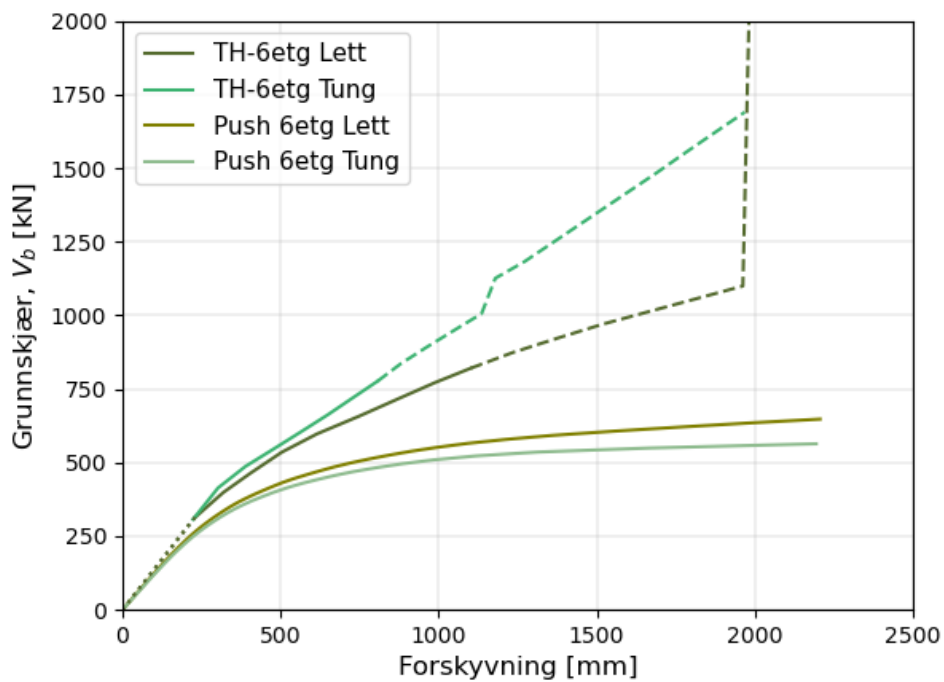
q-faktor mot grunnskjær-rate for 10 etasjer med alle jordskjelv for tung lastkombinasjon.

Vedlegg H Resultater Samlet Tidshistorie- og pushover analyse

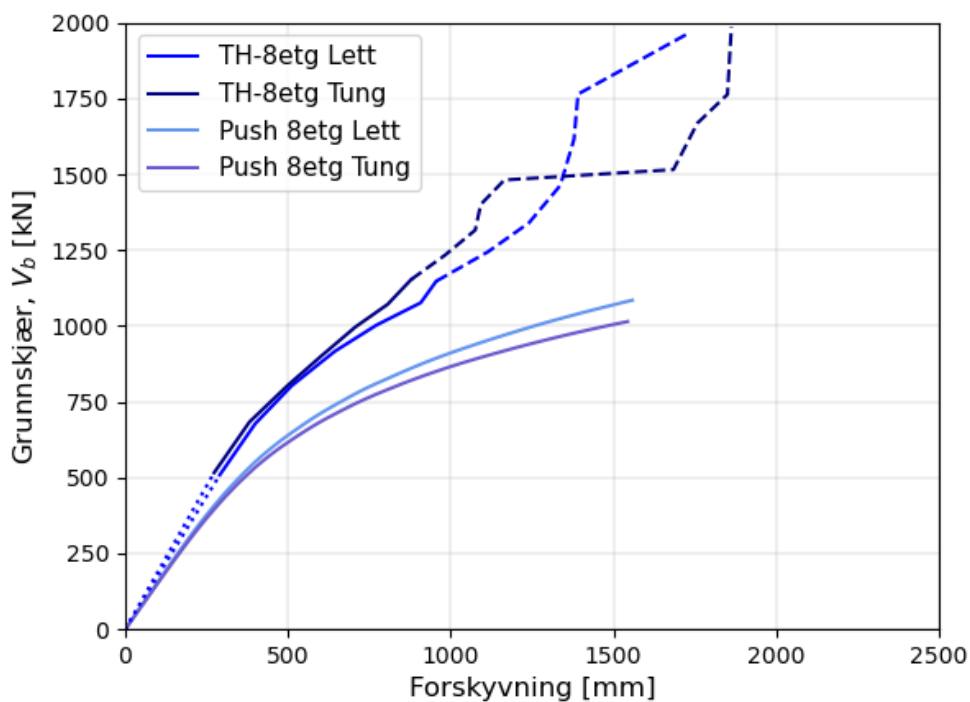
1. Grunnskjær mot forskyvning for hver etasje



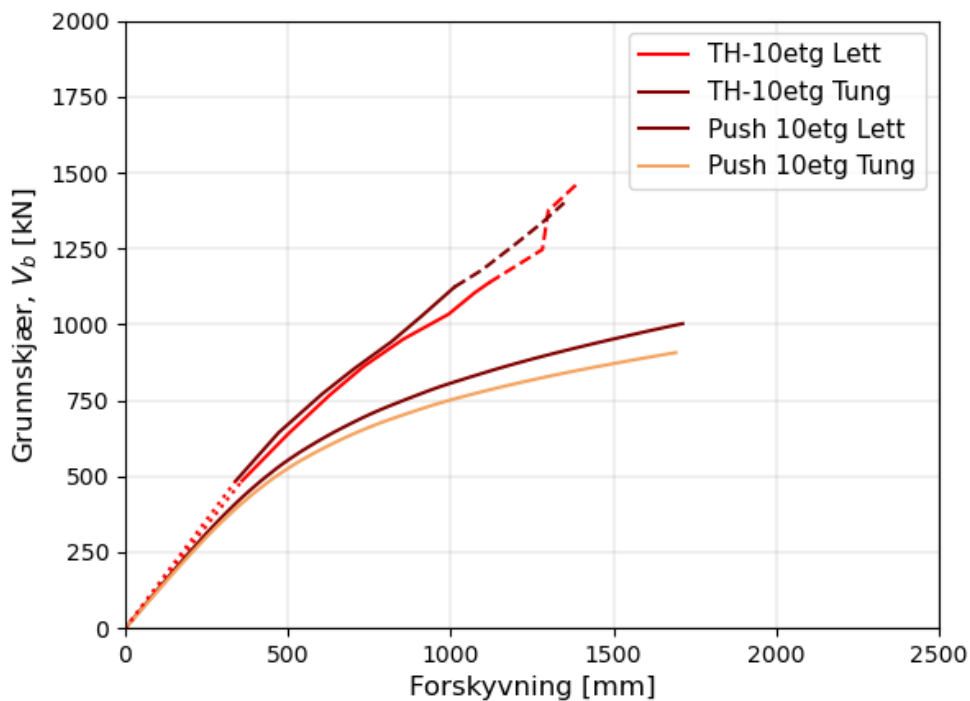
Grunnskjær mot forskyvning for 4 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorie analyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje.



Grunnskjær mot forskyvning for 6 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorie analyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje.

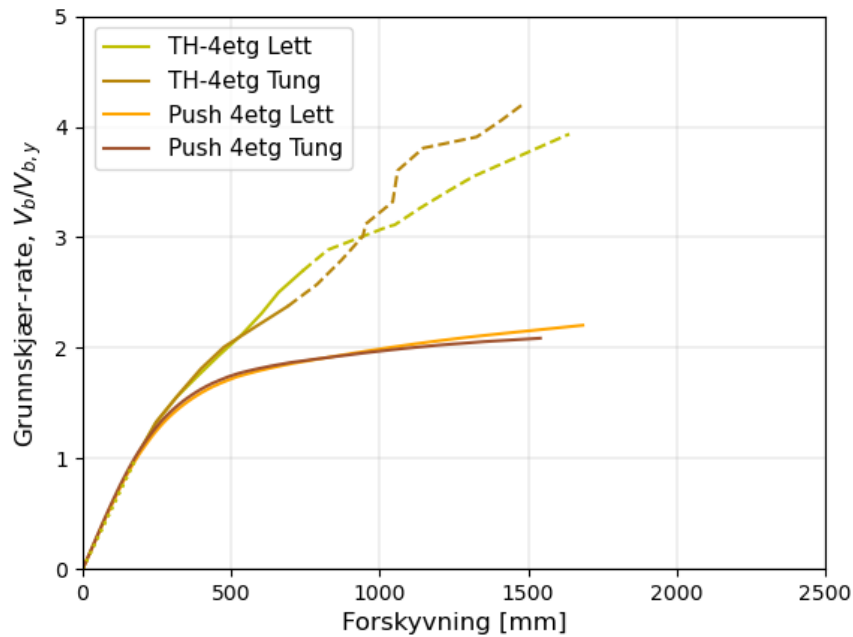


Grunnskjær mot forskyvning for 8 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorie analyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje

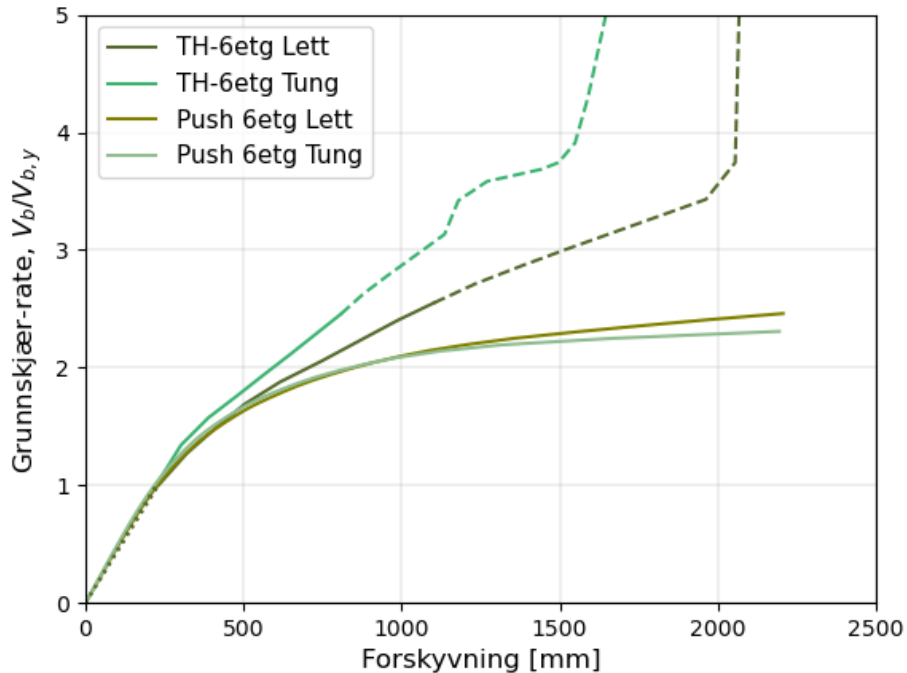


Grunnskjær mot forskyvning for 10 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorie analyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje.

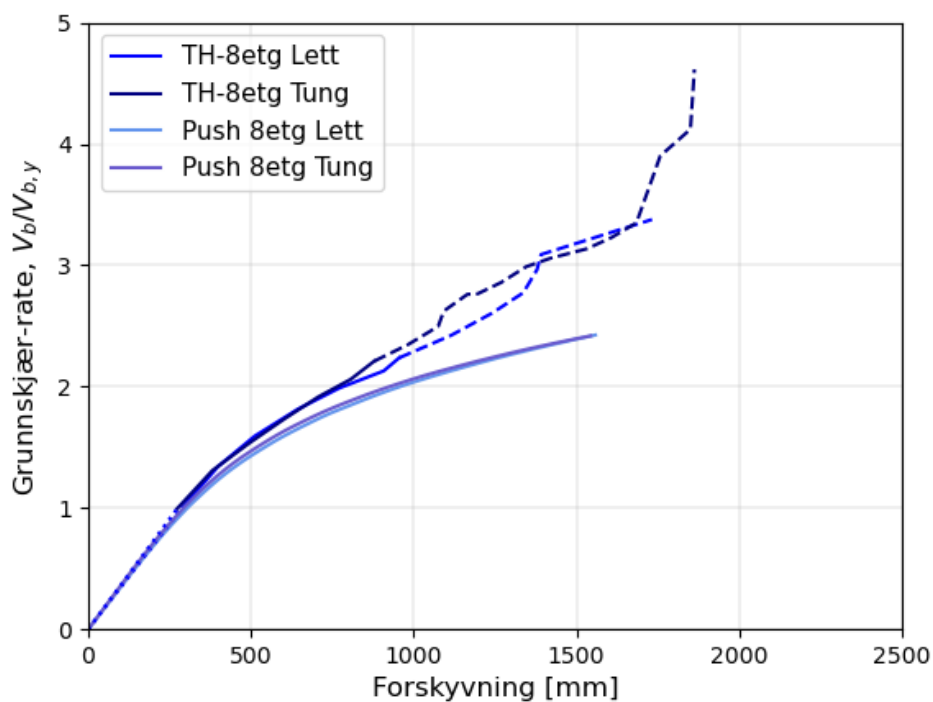
2. Grunnskjær-rate mot forskyvning for hver etasje



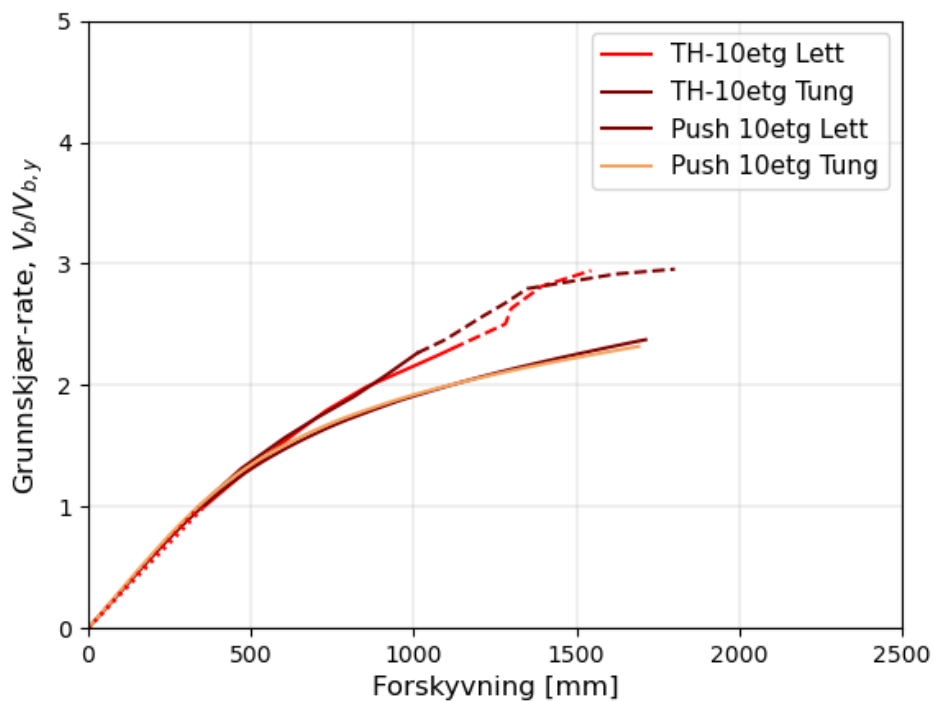
Grunnskjær-rate mot forskyvning for 4 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorieanalyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje.



Grunnskjær-rate mot forskyvning for 6 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorieanalyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje

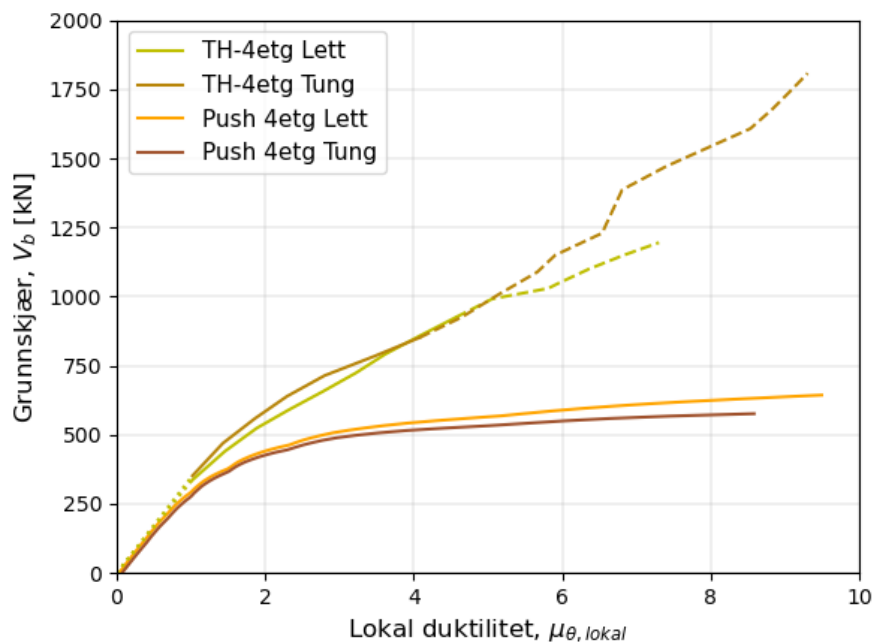


Grunnskjær-rate mot forskyvning for 8 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorieanalyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje

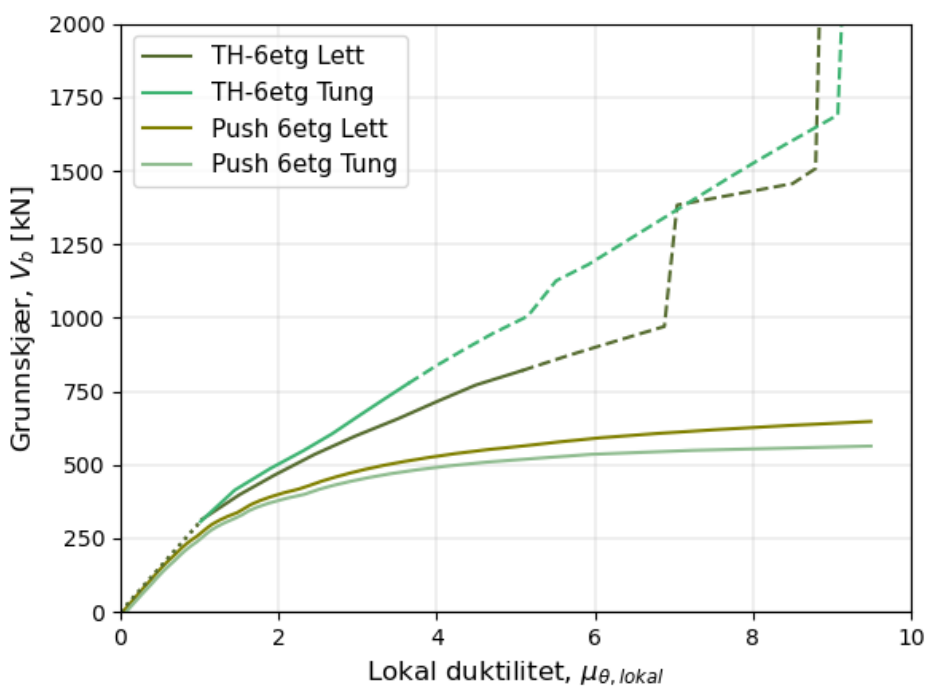


Grunnskjær-rate mot forskyvning for 10 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorieanalyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje.

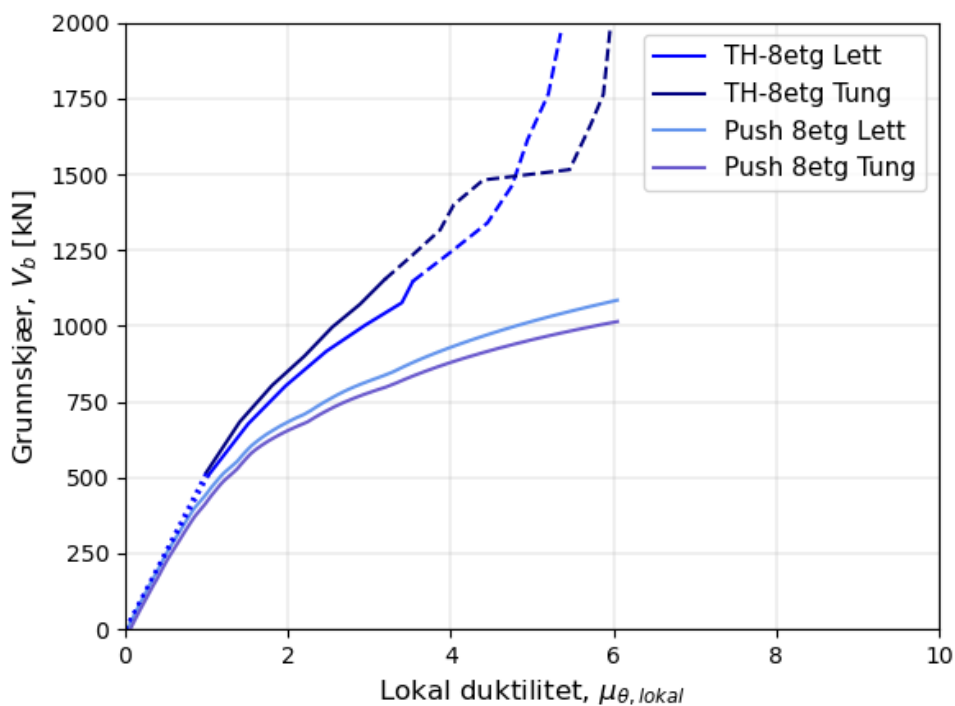
3. Lokal duktilitet mot grunnskjær for hver etasje



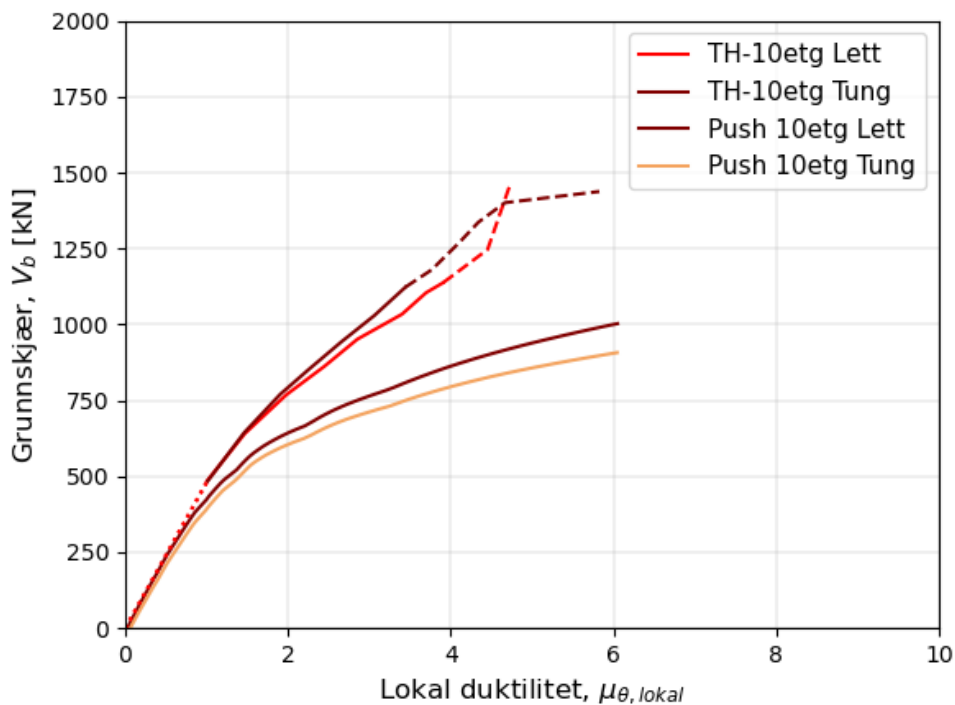
Lokal duktilitet mot grunnskjær for 4 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorieanalyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje.



Lokal duktilitet mot grunnskjær for 6 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorieanalyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje

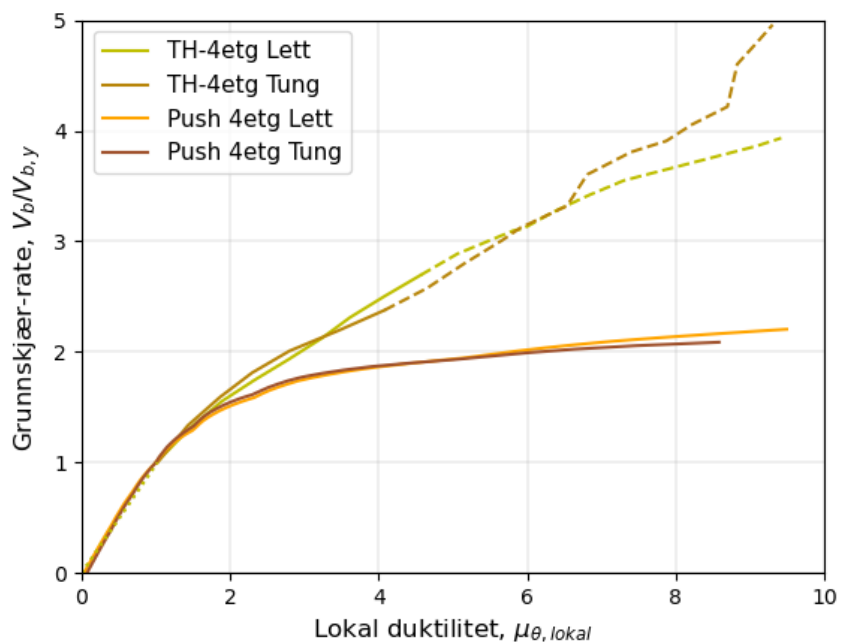


Lokal duktilitet mot grunnskjær for 8 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorieanalyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje

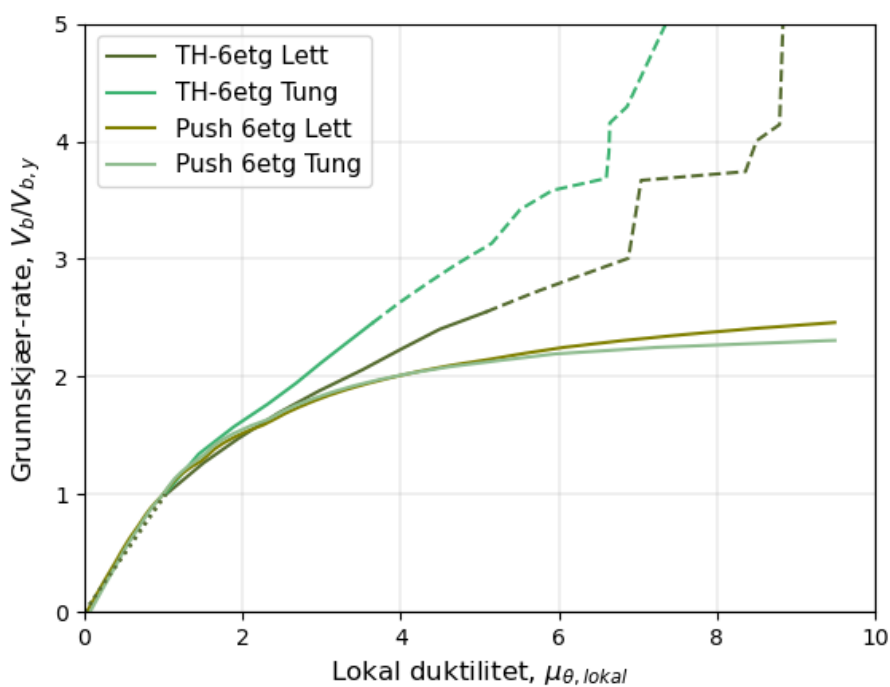


Lokal duktilitet mot grunnskjær for 10 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorieanalyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje.

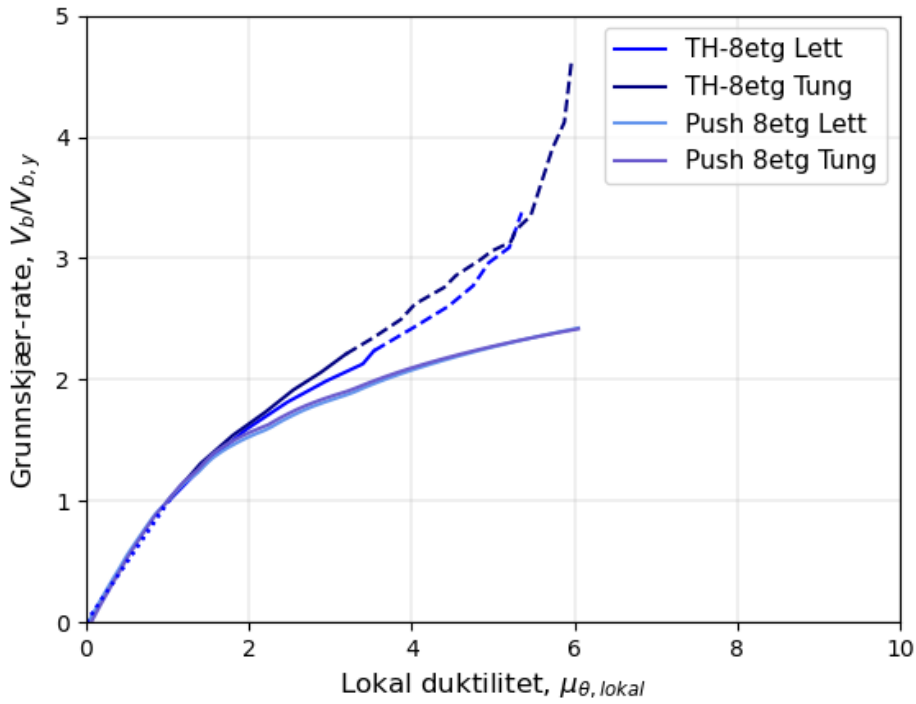
4. Lokal duktilitet mot grunnskjær-rate for hver etasje



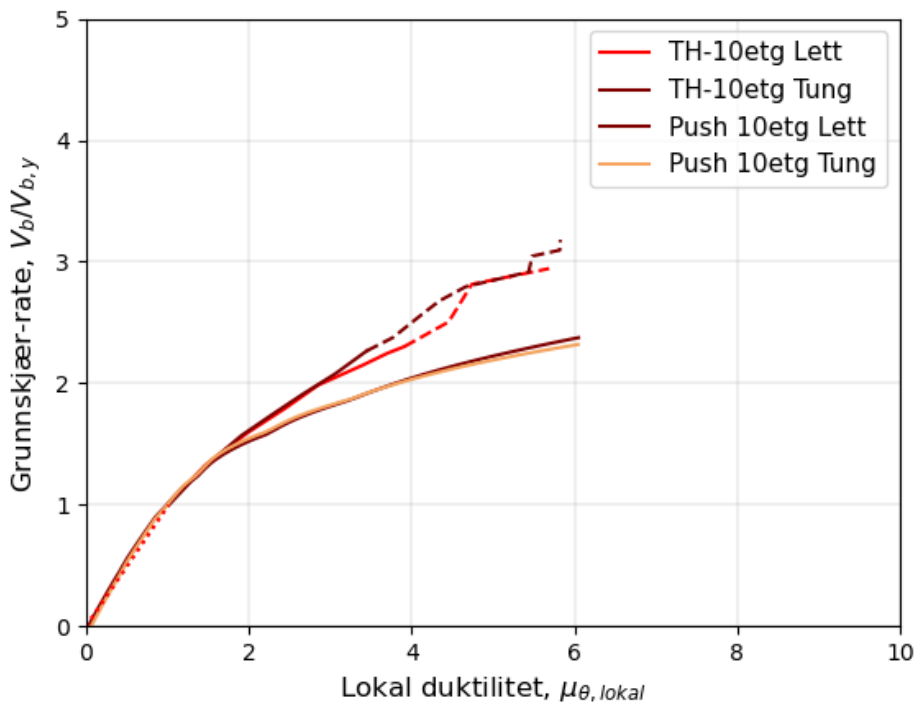
Lokal duktilitet mot grunnskjær-rate for 4 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorieanalyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje.



Lokal duktilitet mot grunnskjær-rate for 6 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorieanalyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje



Lokal duktilitet mot grunnskjær-rate for 8 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorieanalyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje



Lokal duktilitet mot grunnskjær-rate for 10 etasjer med gjennomsnittet for lett og tung lastkombinasjon i tidshistorieanalyse, kombinert med pushoveranalyse for samme etasje

