

# Verifisering av jordskjelvkapasitet av eksisterende bygg i henhold til Eurokode 8

En studie om jordskjelvanalyse av eksisterende murbygg

ROZYAR KHRANGANY



MASUD AHMADI



## VEILEDER

Dmitry Vysochinskiy

*Masterprosjektet er gjennomført som ledd i masterutdanningen ved Universitetet i Agder og er godkjent som del av denne utdanningen. Denne godkjenningen innebærer ikke at universitetet inntår for de metoder som er anvendt og de konklusjoner som er trukket.*

**Universitetet i Agder, 2019**

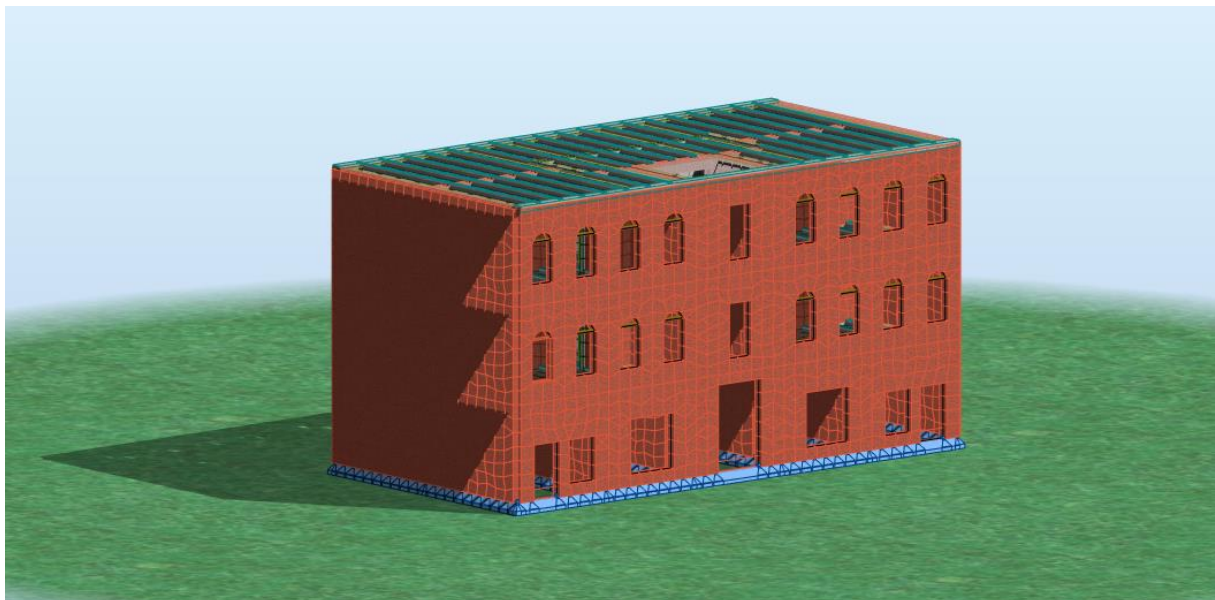
Fakultet for teknologi og realfag  
Institutt for ingeniørvitenskap

## I. Abstract

This master thesis is written in collaboration with Multiconsult and University of Agder. Earthquake design is a new field of study in Norway, and over the past decade it has become a part of rule and regulations to be considered during construction. This includes both new structures and renovation of existing buildings. This may for the construction companies require extra resources and difficulties, both economic wise and if there is lack of knowledge in earthquake design among their employees. In addition, the Eurocode 8-3 is currently only available in English version. The aim of this thesis has been to create a simplified flowchart in accordance to Eurocode 8 and the RIF document, that shows stepwise how documentation of earthquake design for existing buildings can be done.

For a better understanding of the theory behind the earthquake design related to dynamics and the Eurocodes, an existing building in masonry from the 1900s has been modelled in Robot Structural Analysis (RSA). Where the more precise method, Modal-Seismic Analysis (MSA) has been used. The given building has been studied and controlled for exclusion criteria and the occurring seismic loads before and after renovation. This has also been essential and a necessary guideline for the parameter studies done in this thesis.

During this study it has been revealed that the studied building (existing and renovated) does not meet the requirements given for the exclusion criteria. Furthermore, it has been experienced during the parameter studies that the ground type has a significant effect on the occurring seismic loads. It has been shown that upgrading from a type E to C gives a reduction in seismic load by approximately 15%.



*Figure I-1: 3D-model of the final design modelled in Robot Structural Analysis (RSA)*

## II. Obligatorisk egenklæring/gruppeerklæring

«Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.»

1.	Vi erklærer herved at vår besvarelse er vårt eget arbeid, og at vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none"> <li>- ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.</li> <li>- ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.</li> <li>- ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.</li> <li>- har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.</li> <li>- ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.</li> </ul>	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å betrakte som fusk og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§ 31.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert.	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Vi er kjent med at Universitetet i Agder vil behandle alle saker hvor det foreligger mistanke om fusk etter høgskolens retningslinjer for behandling av saker om fusk.	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider.	<input checked="" type="checkbox"/>

### III. Publiseringsavtale

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten (Åndsverkloven. §2).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage Aura og på UiA sine nettsider med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller taushetsbelagt/konfidensiell vil ikke bli publisert.

Vi gir herved Universitetet i Agder en vederlagsfri rett til å

gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:

JA  NEI

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?

JA  NEI

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

JA  NEI

Er oppgaven unntatt offentlighet?

JA  NEI

(inneholder taushetsbelagt informasjon. Jfr. Offl. §13/Fvl. §13)

#### IV. Forord

Denne masteroppgaven er skrevet i forbindelse med avslutningen av sivilingeniørstudiet innen konstruksjonsteknikk ved Universitetet i Agder avd. Grimstad, i samarbeid med Multiconsult (Oslo). Oppgaven er skrevet våren 2019 med et omfang på 30 studiepoeng.

Det forutsettes at leseren av denne rapporten har grunnleggende ingeniørteknisk bakgrunn og forståelse for konstruksjonsdynamikk. Rapporten omhandler seismiske analyser av et eksisterende murbygg og hvordan en eventuell ombygging vil påvirke dette, samt en parameterstudie av utvalgte seismiske parametere. I tillegg kan denne rapporten brukes som en veiledende fremgangsmåte som belyser stegvis hvordan jordskjelvdimensjonering av eksisterende bygg kan dokumenteres.

Vi vil rette en stor takk til vår utrolig kunnskapsrike veileder, Dmitry Vysochinskiy, for god og konstruktiv veiledning. Ditt engasjement har vært til uvurderlig hjelp i denne prosessen. Videre fortjener vår eksterne veileder Rune Bjørge i Multiconsult en stor takk for gode innspill og råd ved behov rettet til oppgaveskrivingen.


En stor del av arbeidet med denne oppgaven har vært å utarbeide en stegvis fremgangsmåte for å lette bruken av Eurokode 8. Dette kan være en viktig ressurs å ta med seg til byggebransjen, men også et nyttig verktøy for fremtidige studenter som ønsker å skrive oppgave innen jordskjelvdimensjonering.

Grimstad, 24.05.2019



---

Rozyar Khrangany



---

Masud Ahmadi

## V. Innholdsfortegnelse

<b>I. Abstract .....</b>	<b>i</b>
<b>II. Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring .....</b>	<b>ii</b>
<b>III. Publiseringsavtale .....</b>	<b>iii</b>
<b>IV. Forord .....</b>	<b>iv</b>
<b>V. Innholdsfortegnelse.....</b>	<b>v</b>
<b>1. Innledning.....</b>	<b>1</b>
<b>2. Samfunnsperspektiv.....</b>	<b>2</b>
<b>3. Teori .....</b>	<b>3</b>
<b>3.1 Grunnleggende informasjon om jordskjelv .....</b>	<b>3</b>
3.1.1 Hvordan oppstår et jordskjelv .....	3
3.1.2 Menneskeskapt jordskjelv.....	4
3.1.3 Hvordan defineres jordskjelv .....	5
3.1.4 Jordskjelv i Norge .....	6
<b>3.2 Dynamikk.....</b>	<b>7</b>
3.2.1 En-frihetsgrad system .....	7
3.2.2 Fri vibrasjon – Udempet .....	8
3.2.3 Fri vibrasjon – Dempet .....	9
3.2.4 Tvungen vibrasjon – Udempet .....	12
3.2.5 Tvungen vibrasjon – Dempet .....	15
3.2.6 Fra fjærsystem til rammekonstruksjon .....	18
3.2.7 Jordskjelvbelastning på rammekonstruksjon .....	19
3.2.8 Fler-frihetsgradsystem i rammekonstruksjoner .....	20
3.2.9 Stivhetsmatrise.....	22
3.2.10 Dempingsmatrise.....	23
3.2.11 Massematrise .....	24
<b>3.3 Eurokode 8: Krav til prosjektering .....</b>	<b>25</b>
3.3.1 Regularitet i plan .....	25
3.3.2 Regularitet i oppriss .....	27
3.3.3 Ingeniørmessige betraktninger .....	28
<b>3.4 Seismiske parametere etter EC8 .....</b>	<b>30</b>
3.4.1 Berggrunnens akselerasjon .....	30
3.4.2 Seismisk faktor og seismisk klasse.....	30
3.4.3 Duktilitet og konstruksjonsfaktor .....	31
3.4.4 Terskelverdier.....	32
3.4.5 Grunntype og korresponderende faktor .....	33
3.4.6 Egensvingeperiode T .....	34
<b>3.5 Murkonstruksjonensoppbygging.....</b>	<b>36</b>
3.5.1 Utforming og oppbygging.....	36
3.5.2 Styrkeegenskapen til Mur .....	38
<b>3.6 Eurokode 6: Prosjektering av murkonstruksjoner .....</b>	<b>39</b>
<b>3.7 Skivesystemer .....</b>	<b>40</b>
<b>3.8 Skjærveggers virkemåte .....</b>	<b>41</b>
3.8.1 Momentkapasitet av skjærvegger.....	42
3.8.2 Skjærkapasitet av skjærvegger.....	44

<b>4.</b>	<b>Forskerspørsmål</b>	<b>45</b>
<b>5.</b>	<b>Case</b>	<b>46</b>
<b>6.</b>	<b>Metode</b>	<b>49</b>
<b>6.1</b>	<b>Dimensjonering etter EC8-1</b>	<b>51</b>
6.1.1	Utelatelseskriteriet EC8-1	51
6.1.2	Tverrkraftmetode	53
6.1.3	Modal responspektrum-analyse	54
<b>6.2</b>	<b>Dimensjonering etter EC8-3</b>	<b>56</b>
6.2.1	Deformasjonsmetoden	57
6.2.2	q-faktor metode	57
6.2.3	Grensetilstand	58
6.2.4	Utelatelseskriteriet EC8-3	58
<b>6.3</b>	<b>Plan- og bygningslov (PBL) for eksisterende bygg</b>	<b>59</b>
<b>6.4</b>	<b>Programvare</b>	<b>60</b>
6.4.1	Modellering i Robot (RSA)	60
<b>7.</b>	<b>Resultat og drøfting</b>	<b>64</b>
<b>7.1</b>	<b>Seismiske parametere for den valgte konstruksjonen</b>	<b>65</b>
<b>7.2</b>	<b>Utelatelseskriterier</b>	<b>65</b>
<b>7.3</b>	<b>Modal analyse</b>	<b>66</b>
7.3.1	Studerte svingemoder for eksisterende bygg	66
7.3.2	Studerte svingemoder for ombygg	69
<b>7.4</b>	<b>Modal seismisk analyse</b>	<b>72</b>
7.4.1	Opptredende seismiske laster, eksisterende bygg	72
7.4.2	Opptredende seismiske laster, ombygg	74
<b>7.5</b>	<b>Vurdering av lokale elementer</b>	<b>75</b>
7.5.1	Vurdering av lokale elementer, eksisterende bygg	75
7.5.2	Vurdering av lokale elementer, ombygg	77
<b>7.6</b>	<b>Vurdering av vindlast for eksisterende- og ombygg</b>	<b>79</b>
<b>7.7</b>	<b>Kapasitetskontroll av skjærvegger</b>	<b>80</b>
<b>8.</b>	<b>Diskusjon</b>	<b>81</b>
<b>8.1</b>	<b>Drøfting av modellene før- og etter ombygg</b>	<b>81</b>
<b>8.2</b>	<b>Parameterstudie</b>	<b>84</b>
8.2.1	Avstivningskoeffisient	84
8.2.2	Grunntype	85
8.2.3	Konstruksjonsfaktor (q-faktor)	86
8.2.4	Stjernediagram	88
<b>9.</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>90</b>
<b>10.</b>	<b>Anbefalinger</b>	<b>91</b>
<b>11.</b>	<b>Kilder</b>	<b>94</b>
<b>12.</b>	<b>Vedlegg</b>	<b>97</b>

## 1. Innledning

Jordskjelvdimensjonering er et relativt nytt fagområdet i Norge. Den første norske standarden som fastslo at nye bygninger på en viss størrelse skulle dimensjoneres for jordskjelv, kom i slutten av 2004. [1] Fagområdet har siden vært under stor utvikling, og mange norske ingeniører har måttet tilegne seg kompetanse innen dette emnet. Denne kompetansen retter seg mot grunnleggende dynamikk samt bruk av det gjeldende regelverket, Eurokode 8.

Selv om Norge befinner seg i det Eurokode 8 definerer som «et lavseismisk område», er det likevel noen konstruksjoner som må dimensjoneres for seismiske påkjenninger. Tettere og høyere bebyggelse, mer infrastruktur, samt gamle murbygg kan forsterke den ødeleggende effekten og øke de samfunnsøkonomiske konsekvensene ved et eventuell jordskjelv i Norge. Derfor har det i de siste årene vært et ønske om flere ingeniører med kunnskap innen dette fagfeltet, samt veiledningsrapporter som bringer frem kunnskap om jordskjelv og belyser bruken av Eurokoden, spesielt ved vurdering av eksisterende bygninger.

Med dette i bakgrunn skal det i denne masteroppgaven, tilegnes kunnskap som er nødvendig for å kunne utarbeide en fremgangsmåte som gjør bruken av Eurokoden lettere, samt gi en veiledende metodikk for jordskjelvdimensjonering av eksisterende bygg. Det er derfor lagt vekt på den grunnleggende forståelsen rundt dynamikken, og hvordan konstruksjoner oppfører seg under seismiske påkjenninger. I tillegg er det fokusert på vurderinger og kriteriene som standarden setter, samt modellering i analyseprogrammet Robot (RSA) og seismiske parameterstudie.

Masteroppgaven er skrevet i samarbeid med Multiconsult i Oslo, et rådgivende tverrfaglig firma som jobber med bygg og anlegg, samferdsel, miljø, industri, olje- og gassanlegg både til havs og til lands. Forslaget fra Multiconsult er en aktuell case som rådgivende firmaer stadig møter; å studere et gammelt murbygg fra rundt 1900-tallet som muligens skal ombygges.

Med tanke på at jordskjelv og dynamikk generelt er lite undervist ved norske universiteter, er det et håp og ønske om at oppgaven er både begeistrende og av akademisk karakter.



## 2. Samfunnsperspektiv

Jordskjelv som oppstår har ulike skadepotensialer ut ifra styrke og hvor i verden den inntreffer. Av naturkatastrofer som konstruksjonene våre kan være utsatt for, er jordskjelv betraktet som en av de mest destruktive. Dette skyldes at fenomenet jordskjelv og konstruksjonens respons i forbindelse med jordskjelv er svært varierende og er avhengig av flere faktorer. Ett jordskjelv kan være helt ødeleggende for en lav bygning mens skyskraperen på samme sted står uskadet, eller omvendt. Det har vist seg at kraftige jordskjelv i velutviklede land ofte kun har ført til mindre skadeomfang med lave tap av menneskeliv. Til sammenligning har moderate jordskjelv ført til katastrofale konsekvenser for mindre utviklede land. Eksempelvis, ett jordskjelv på 7,0 magnitudo ( $M_w$ ) i Haiti (2010) hadde over 300 000 omkomne, mens et jordskjelv 100 ganger kraftigere (8,8  $M_w$ ) i Chile samme år hadde 562 omkomne. [2] [3] Dette viser at det er svært viktig med ressurser og god kunnskap om å kunne forsikre infrastruktur og bygninger mot slike naturkatastrofer på en hensiktsmessig måte. Chile hadde en velutviklet økonomi med moderne infrastruktur, mens Haiti på den tiden ikke hadde byggestandarder eller forskrifter.



Figur 2-1: Ødelagte infrastrukturer etter jordskjelv i Haiti [37]



Figur 2-2: Delvis ødelagt bygg etter skjelvet i Chile [38]

På landsbasis er Oslo-området det mest sårbare med tanke på et potensiell jordskjelv. Oslo ligger på en innsynking mellom to forkastninger i jordskorpen, kalt graben. Dette øker sannsynligheten for at det oppstår en såkalt intraplate jordskjelv, slik det som skjedde i 1904 (5,4 på Richters skala). Ifølge NORSAR, er seismologer klare over at det forventes et jordskjelv med styrke på over 5 magnitudo i Oslo-området, men når den inntreffer vet likevel ingen. [4] Tettere og høyere bebyggelse, mer infrastruktur, samt gamle teglbygg kan forsterke den ødeleggende effekten og øke de samfunnsøkonomiske konsekvensene av et slikt skjelv.

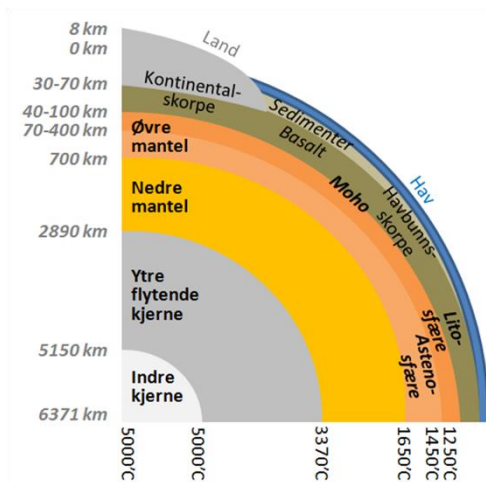
I Norge hadde vi fra 2005 et regelverk som fastslo at nye bygninger på en viss størrelse skulle bygges for å tåle et skjelv med en styrke på 5,5 magnitudo. Senere kom Eurokode 8 som ble det gjeldende dimensjoneringsgrunnlaget for jordskjelv. Det er helt avgjørende at en del samfunnskritiske bygg og dens funksjoner fungerer i tilfelle et kraftig jordskjelv inntreffer. Hva med sykehusene, brannstasjoner og redningssentraler bygget før 2005, det er ifølge RIF «ingen som har oversikt over». [5] Hvis disse infrastrukturene ikke er jordskjelvsikret kan et kraftig jordskjelv fort føre til fatale konsekvenser også i Norge, selv om sannsynligheten for dette er lav.

### 3. Teori

#### 3.1 Grunnleggende informasjon om jordskjelv

##### 3.1.1 Hvordan oppstår et jordskjelv

Jordkloden er bygd opp av flere konsentriske lag med økende tetthet radielt innover i jordkula. Det ytterste laget kalles jordskorpen og består av kontinentale- og havbunnsplater, henholdsvis på 40km og 8km i gjennomsnittlig tykkelse. De kontinentale platene er lette og tykke som består hovedsakelig av granitt. Havbunnsplatene er tunge og tynne som består av basalt. Temperaturen i jordas indre, er i likhet med tetthet økende innover i jordkula. Den strekker seg fra 1250°C i øvre mantelen til 5000°C i indre kjerne. Jordskorpen og deler av den øvre mantelen utgjør litosfæren, som er delt i syv store- og en rekke mindre så kalte tektoniske plater som vist på figuren under.

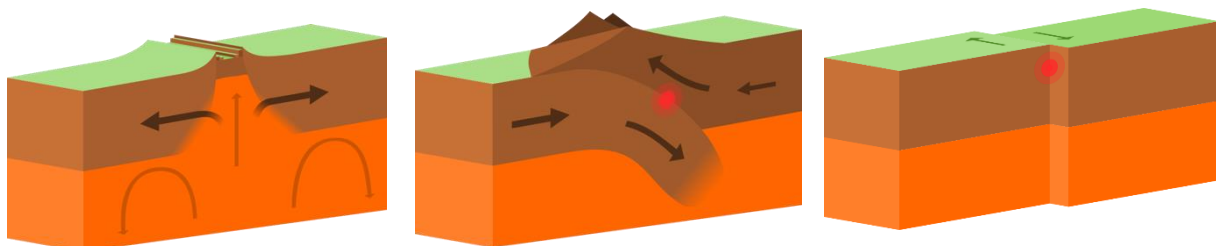


Figur 3.1.1-1: Oppbygging av jordkloden [36]



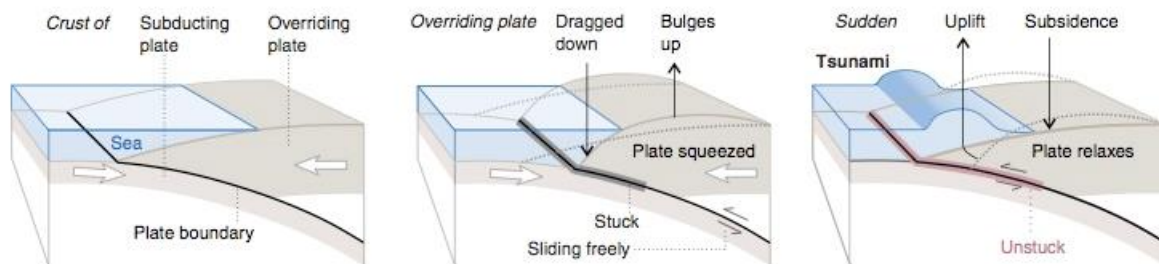
Figur 3.1.1-2: Inndeling av jordkloden i tektoniske plater [7]

På grunn av enorme temperaturer i jordens indre kjerne, oppstår det spenninger i disse platene som gjør at de stadig er i bevegelse, slik som pilene i figuren over indikerer. Bevegelsene er hovedsakelig delt i tre kategorier; Når platene forskyves fra hverandre, kalles plategrensene for divergerende. I motsetning når platene drives mot hverandre, kalles plategrensene for konvergerende. Når platene glir parallell til hverandre, kalles grensene transforme- eller konservative. NORSTAR definerer jordskjelv som et plutselig brudd i jordskorpen som er av en slik karakter at det sendes ut seismiske bølger, hvilket kan bli merket som rystelser av bakken og/eller målt med seismometer. [6] Disse bruddene er et resultat av frigjort potensiell energi som oppstår når de tektoniske platene beveger seg slik som beskrevet. Punktet der bruddet starter kalles fokus eller hyposenter, som er utgangspunktet for jordskjelvet. Vertikalt opp fra fokus til jordoverflaten finner man episentere for skjelvet.



Figur 3.1.1-3: Type bevegelser som de tektoniske platene kan ha (fra venstre: divergerende, konvergerende, transforme) [7]

Jordskjelv kan også gi opphav til tsunami når forskyvningene flytter store mengder vann. Eksempel på dette er når en havbunnsplate kolliderer med en kontinentalplate, altså en konvergerende bevegelse. I dette tilfelle vil havbunnsplaten som er tyngst, presses ned under den lette kontinentalplaten. Seismiske bølger som dannes, vil gi opphav til store vertikale forskyvninger som flytter med seg enorme mengder vann, og dermed forårsaker tsunami. Dette er illustrert på figuren under. Eksempler på jordskjelv som har gitt opphav til katastrofale tsunamier er blant annet skjelvet i Japan i 2011, og flodbølgen som traff Indiahavet i 2004.



Figur 3.1.1-4: Illustrasjon av hvordan en tsunami oppstår [8]

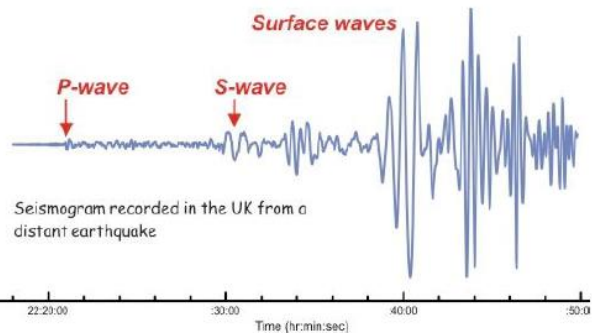
### 3.1.2 Menneskeskapt jordskjelv

Menneskeskapt jordskjelv har blitt dokumentert både i Norge og i flere land rundt om i verden. Disse skjelvene kan oppstå av en rekke menneskelige aktiviteter; til dømes utvinning av gass og væske, overflate- og undergrunnsprenginger, oljeboring, store mengder vann lagret i demninger og kulldrift. Selv om de fleste jordskjelv forårsaket av mennesker har liten styrke, har det likevel som følge av menneskelige aktiviteter (gruvedrift) oppstått større og farligere skjelv tidligere. Som et konkret eksempel har siden 2008, sannsynligheten for jordskjelv i sentrale deler av USA blitt flere hundre ganger høyere. Forskere mener dette har opphav fra den økte aktiviteten med oljeboring i Kansas og Oklahoma, og at frekvensen på skjelvene har økt i takt med oljeboringen. I 2017 opplevde Oklahoma et skjelv målt til 5,8 på momentmagnitudo-skalaen, som i denne delstaten, er det største skjelvet noen gang målt. [9]

Selv om naturlige jordskjelv ikke er mulig å forhindre, kan derimot risikoen for de menneskeskapt jordskjelvene reduseres. Dette kan gjøres ved å enten minimere eller i noen tilfeller stoppe aktiviteten som forårsaker spenningsoppbygging, noe som er opphavskilden til et potensiell jordskjelv. På en annen side kan også effekten av de naturlige jordskjelvene reduseres betydelig ved utførelse av risikoanalyse og bygge sikrere konstruksjoner.

### 3.1.3 Hvordan defineres jordskjelv

Jordskjelvstyrke kan angis på flere forskjellige måter. De tre mest generelle er magnitudo, fysisk størrelse og intensitet. Magnitudo er en logaritmisk skala som brukes for å angi den energien et jordskjelv har utløst, der for hvert trinn på skalaen vil det samlede utløste energien øke med en faktor på 31, og størrelsen (utslaget) øke med en faktor på 10. [11]. Fysisk størrelse er en faktisk størrelse på avstanden og forkastningen på forflytningspunktet. Intensitet angis i en skala som beskriver måten folk opplever rystelsene. Denne intensitetsverdien er stedsavhengig.

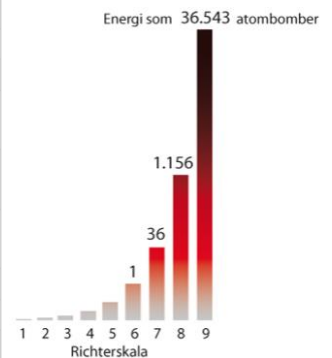


Figur 3.1.3-1: Resultat fra en seismograf [42]

Richters skala er den mest kjente og tradisjonelle magnitudo-skalaen som tallfester jordskjelvets styrke. Den baserer seg på hvilken avstand det er til jordskjelvets hyposenter og utslaget et jordskjelv gir på en seismograf. Som vist på figuren over, det aller første utslaget som måles på en seismograf, er primær-seismisk bølge (P-wave). Denne trykkbølgen kan bevege seg gjennom både faste stoffer og væsker i jordas indre. Den neste bølgen kalles sekundær- eller skjærbølge (S-wave). I motsetning til P-bølgen kan S-bølgene kun forplante seg gjennom faste materialer. Tilslutt ankommer de overflatebølgene, som beveger seg langs jordens overflate og er den bølgen som er hovedårsaken til konstruksjonenes kollaps. [10]

Richters-skala egner seg derimot ikke for jordskjelv med styrke på over 5, eller jordskjelv over 1000km fra målepunktet, da beregningene ikke er egnet for store jordskjelv og avstander. I dag brukes blant annet Momentmagnitudo-skala ( $M_w$ ). Dette skyldes at skalaen er basert på seismisk moment som er allment akseptert som det beste. Den beregnes ut ifra bruddets areal, lengden fjellet har beveget seg, fjellets stivhet og eventuelt hvor effektivt spenningene i grunnen er utløst. [11] Tabellen under viser typiske kjennetegn for de forskjellige magnitudo-styrkene nær episenteret, og hvor ofte de kan forekomme. Samt viser figuren til høyre forholdet mellom estimert antall atombomber i henhold til angitt jordskjelvstyrke. Tabellen må brukes forsiktig da det ikke er en absolutt sammenheng mellom jordskjelvets utløste energi og den ødeleggende styrken.

Momentmagnitudo	Beskrivelse	Skader	Frekvens
Mindre enn 2,0	Ubetydelig	Mikrojordskjelv, føles ikke	8000 per dag
2,0 – 2,9	Mindre	Føles sjelden, men kan registreres	1 300 000 per år
3,0 – 3,9		Kan føles, men gjør ingen skade	130 000 per år
4,0 – 4,9	Lett	Skjelving av inventar i hus og buldrende lyd. Gjør sjelden skade	13 000 per år
5,0 – 5,9	Moderat	Kan lokalt gjøre store skade på skjøre bygninger	1319 per år
6,0 – 6,9	Kraftig	Kan gjøre skade opptil 160 km omkring i befolkede områder	134 per år
7,0 – 7,9	Større	Store skade over store områder	17 per år
8,0 – 8,9	Svært kraftig	Kan gjøre skade over flere hundre km	1 per år
9,0 – 9,9		Katastrofalt over flere tusen km	1 per 20 år

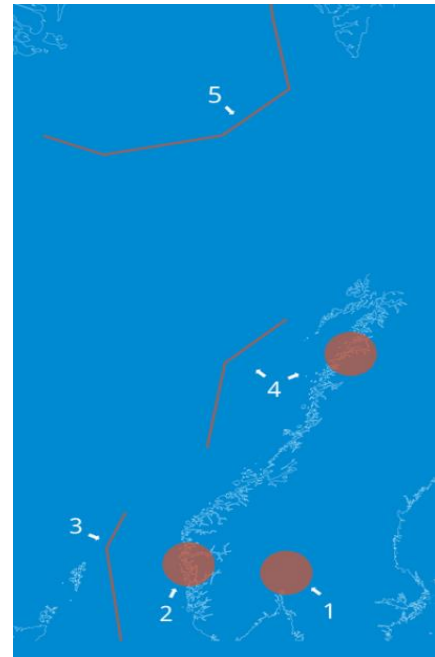


Figur 3.1.3-2: Utklipp av magnitudo-styrker med angitt skadeomfang (t.v.), forholdet mellom jordskjelvstyrke og utløst energi (t.h.) [31]

### 3.1.4 Jordskjelv i Norge

I Norge er jordskjelv fra gammelt av et kjent fenomen med lite utbredelse gjennom årene. Norge er i forhold til resten av verden ikke så utsatt for jordskjelv, og er klassifisert som et lavseismisk område i henhold til NS-EN 1998. Likevel er Norge det landet nord for Alpene som opplever flest jordskjelv. NORSAR har siden 2017 opplevd en økning i antall innmeldte skjelv. Det ble meldt inn 12 hendelser hvor spesielt fire av dem peker seg ut; Svalbard, Lillomarka, Nordsjøen og Øygarden. [4] Selv om ingen av skjelvene har hatt en styrke på over 6 magnitudo, har derimot enkelte av de større skjelvene blitt merket av befolkningen fra avstander på opp til ca. 1000 km.

De største jordskjelvene inntreffer i områder hvor de enorme kontinentalplatene «gnisser» mot hverandre. I Skandinavia finnes det ingen slike kontinentgrenser, dermed vil jordskjelvintensiteten til en viss grad være mindre. Nærmeste kontinentgrensen der de Europeiske og Nordamerikanske platene beveger seg bort fra hverandre, er den Midt-Atlantiske rygg. Der spredningen av trykkspenninger i de enorme platene kan forplante seg flere tusen kilometer. Dette kan påvises i Norge, men er ikke nok til å kunne utløse et jordskjelv. I de områdene i Norge hvor jordskjelv oppstår har i tillegg lokale spenningskilder. Dette kan enten være landheving, sediment belastning eller fjellkjeder. Det er spesielt i områder hvor disse lokale spenningene forsterker trykket fra den Midt-Atlantiske rygg at jordskjelv kan oppstå. I enkelte tilfeller er de lokale spenningene så sterke at dette kan alene være opphav til jordskjelv. [12]



Figur 3.1.4-1: De mest jordskjelvutsatte områdene i Norge [4]

I senere tid har det på norsk territorium oppstått sterke jordskjelv på over 6 i magnitudeskala. De to nyeste som spesielt peker seg ut er Jan Mayen (2012) og Svalbard (2008). Målestasjonene til NORSAR målte skjelvene til en styrke på henholdsvis 6,6 og 6,2. Kartet over viser de mest jordskjelvutsatte områdene i Norge.

### 3.2 Dynamikk

Det er avgjørende å kunne tilegne seg kunnskap om grunnleggende prinsipper i dynamikken for å kunne forstå hvordan de seismiske kreftene virker på en konstruksjon når et jordskjelv inntreffer. Når et jordskjelv inntreffer, oppstår det lastvirkninger på et bygg, fordi grunnenes akselerasjon og forskyvningen gjør at konstruksjonen settes i bevegelse og deformeres. Dermed er dynamikk læren om legemers bevegelse og krefter som er årsaken til bevegelser. [13]

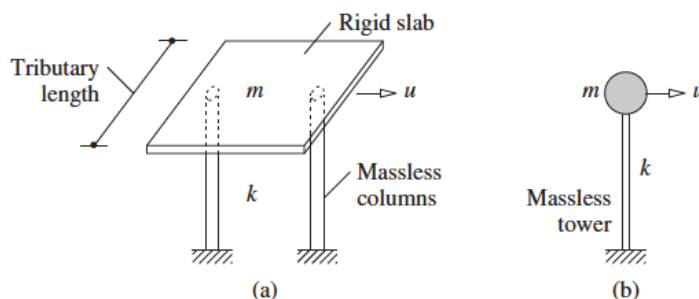
I forbindelse med jordskjelv er rystelsene og konstruksjonens respons svært varierende. Til dømes, et grunnakselerasjonsforløp som ikke skader en konstruksjon, kan være helt ødeleggende for en annen. Viktige parametere i denne sammenhengen foruten geografiske plassering og grunnforhold, er masse og stivheten til bygningene samt fordelingen av disse. Dette kapittelet vil ta for seg de ulike prinsippene rundt dynamikken. All teori baserer seg på boken «*Dynamics of Structures*» av Anil K. Chopra, og forprosjektet. Hvis ikke noe annet er oppgitt. [14]



Figur 3.2-1: Konstruksjoner som oppfører seg ulik [39]

#### 3.2.1 En-frihetsgrad system

For et dynamisk system er «*én-frihetsgrads system*» den enkleste modellen. Dette skyldes en kan betrakte massen av en konstruksjon som et legeme med masse  $m$ , støttet av masseløse søyler med en stivhet  $k$  i horisontal retning. I slike systemer kan forskyvningen kun skje i en retning eller i form av en rotasjon. To idealiserte én-frihetsgrad systemer er illustrert på figuren under med kun horisontal translasjon. Antall frihetsgrader er avhengig av antall parametere som er nødvendige for å kunne beskrive forskyvningene til massen i et system relativ til sin opprinnelige posisjon. I motsetning til én-frihetsgrad system, er fler-frihetsgrads system ansett som et system med bevegelse og/eller rotasjon i flere retninger. Teorien om flere frihetsgrader har samme prinsipp, men er matematisk mer komplisert.



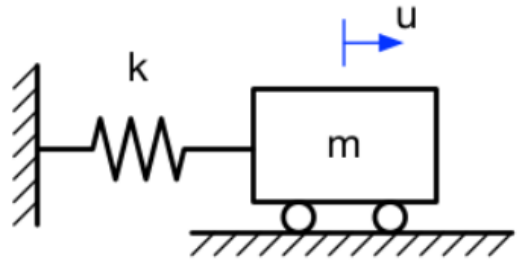
Figur 3.2.1-1: Illustrasjon av én-frihetsgrad system.  
(a) Bygg med masseløse søyler (b) betong-vanntank [14]

I de påfølgende kapitlene vil det bli sett på både fri og tvungen vibrasjon i et *én-frihetsgrads system*.

### 3.2.2 Fri vibrasjon – Udempet

Svingninger som i teorien vil fortsette i evig tid, defineres som udempet svingning. Dette settes i gang ved å gi systemet en startforskyvning  $u(0)$  eller starthastighet  $\dot{u}(0)$ .

Vi kan tenke oss at fjæren, illustrert til høyre, er uten masse slik at massen til hele systemet ligger i klossen. Når vi drar i klossen er det ingen andre krefter som virker på systemet utenom den kraften fra fjæren som setter klossen i bevegelse. Klossen vil da forflytte seg frem og tilbake i en harmonisk bevegelse.



Figur 3.2.2-1: Illustrasjon av et udempet fjærsystem

For videre utledning vil den grunnleggende bevegelsesligningen benyttes for beskrivelse av vibrasjon.

$$m\ddot{u} + ku = 0$$

Formel 3.2.2-1

Bevegelsesligningen benyttes til å bestemme forskyvningen av masse som funksjon av tid,  $u(t)$ . Ved bruk de oppgitte startbetingelsene og teorien for differensialligninger, kan man finne løsningen av ligningen, gitt som;

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

Formel 3.2.2-2

Der  $u(0)$  er forskyvingen,  $\dot{u}(0)$  hastigheten ved  $t = 0$ , og  $\omega_n$  er den naturlige vinkelfrekvensen til systemet, definert som;

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} [\text{rad/sek}]$$

Formel 3.2.2-3

Innen jordskjelvdimensjonering er vinkelfrekvens en viktig parameter. Den naturlige sykliske frekvensen  $f_n$  [hertz] er relatert til naturlig vinkelfrekvens  $\omega_n$ , gitt ved;

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi}$$

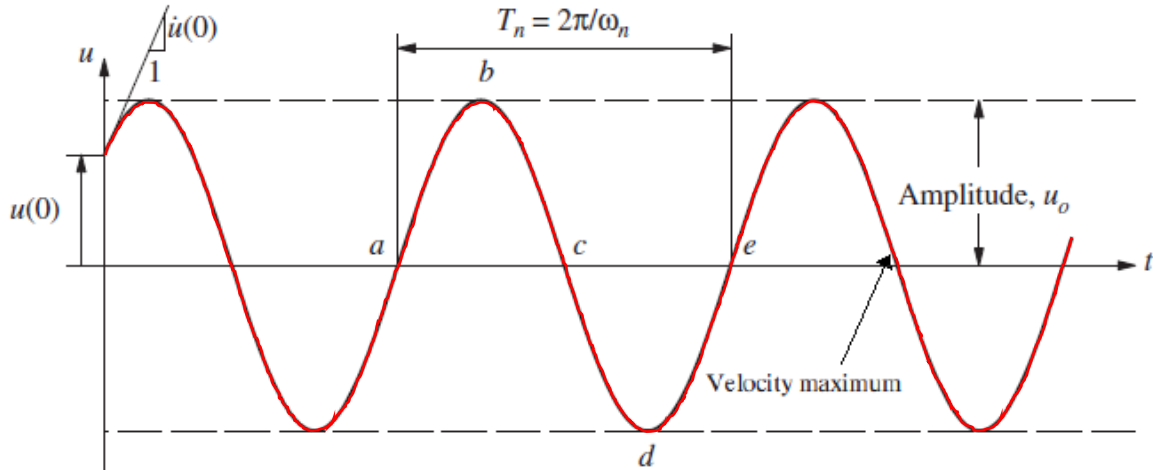
Formel 3.2.2-4

Dermed inngår den naturlige vinkelfrekvensen  $\omega_n$  i formelen for den naturlige egenperioden, hvor den naturlige egenperioden  $T_n$  er tiden det tar for en konstruksjon å gjennomføre en svingningssyklus.

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = \frac{1}{f_n} [\text{sek}]$$

Formel 3.2.2-5

Figuren under viser bevegelsen av differensialligningen gitt ved Formel 3.2.2-2. Her ser man at svingningene er udempet, har konstant amplitude og gjentar seg for hver  $\frac{2\pi}{\omega_n}$  (periode).



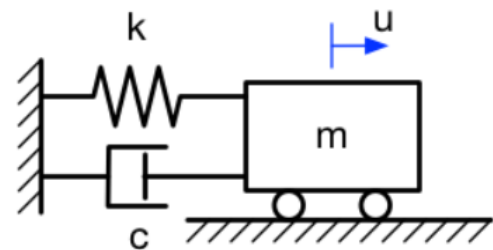
Figur 3.2.2-2: Enkel harmonisk udempet bevegelse [14]

En syklus av en fri vibrasjon er beskrevet av posisjonene a, b, c, d og e på kurven. I punkt a er legemet i statisk likevektsposisjon og beveger seg mot høyre, hvor den når punkt b. Her har legemet størst forskyvning  $u_0$ , men hastighet lik 0. Fra punkt b avtar forskyvningen til legemet og går tilbake til dens likevektsposisjon i punkt c. Her er hastigheten på sitt største (i likhet med punkt a og e), før legemet fortsetter bevegelsen mot sin laveste forskyvning  $u_0$  ved punkt d. Etter å ha gjennomført en periode, returnerer til slutt konstruksjonen tilbake til sin likevektsposisjon (punkt e).

Felles for  $\omega_n$ ,  $f_n$  og  $T_n$  er at de bare er avhengig av stivhet og masse av systemet. Til dømes for to konstruksjoner med samme masse, vi den som er stivere ha kortere naturlig egenperiode  $T_n$  og høyere naturlige vinkelfrekvens  $\omega_n$ . Tilsvarende vil et tyngre konstruksjon (mer masse) med samme stivhet ha lengre naturlig egenperiode  $T_n$  og lavere naturlig vinkelfrekvens  $\omega_n$ .

### 3.2.3 Fri vibrasjon – Dempet

I virkeligheten vil tilfellet beskrevet i forrige delkapittel ikke være mulig. Krefter fra omgivelsene vil bidra med en dempingeffekt, som vil motvirke bevegelsen frem til klossen stopper. Dempingeffekten kan beregnes ved bruk av ulike metoder. Blant de vanligste er Coulomb-friksjon og Newton-friksjon (viskøs demping), der den sistnevnte vil bli utledet. I tillegg, i analyseprogrammene som Robot (RSA) og FEM-design brukes dette.



Figur 3.2.3-1: Illustrasjon av et dempet fjærsystem

Bevegelsesligningen kan igjen brukes som utgangspunktet. Siden vi ikke har noe ytre påvirkninger kan  $F(t)$  sette lik 0.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0$$

Formel 3.2.3-1



Dersom vi deler uttrykket på m og innfører noen nye variabler, får vi;

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = 0 \quad \text{Formel 3.2.3-2}$$

hvor  $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$  som definert i 3.2.2

Videre for å finne systemets kritiske demping, kan den kritiske dempingskoeffisienten  $c_{cr}$  innføres;

$$c_{cr} = 2m\omega_n = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{\omega_n} \quad \text{Formel 3.2.3-3}$$

Dempingsforholdet kan dermed defineres ved følgende formel;

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{c_{cr}} \quad \text{Formel 3.2.3-4}$$

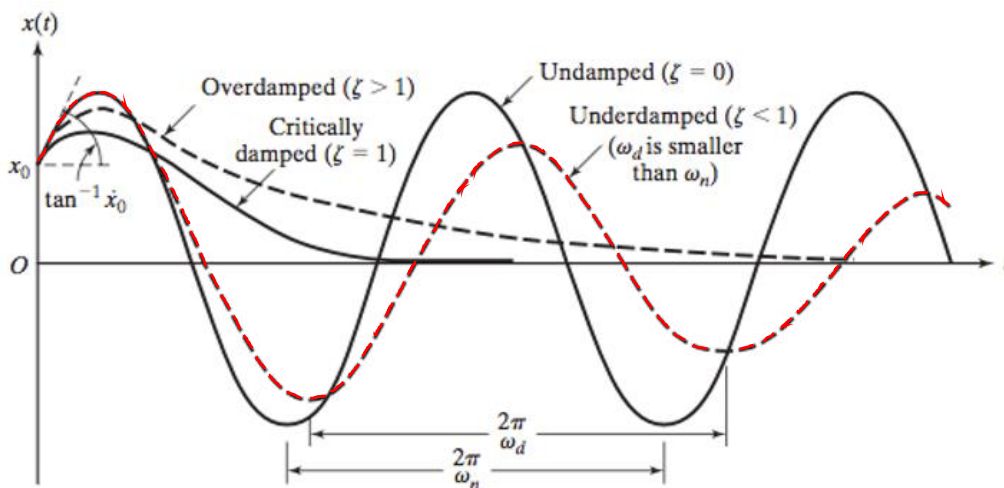
Dempingsforholdet  $\zeta$  er et tall som er avhengig av massen og stivheten til systemet, og dempingskonstanten  $c$  er et mål på hvor mye energi som forsvinner i en syklus. Dette forholdet er viktig da det forteller noe om hvordan vibrasjon i et system utvikler seg.

Det finnes ulike type bevegelser, der tre av dem er illustrert under.

$\zeta < 1$  eller  $c_{cr} < c$  - Underdempet, hvor systemet svinger om sin statiske likevekt med en avtakende amplitude

$\zeta = 1$  eller  $c_{cr} = c$  - Kritisk dempet, hvor systemet ikke svinger og returnerer til sin statiske likevekt. Hvis  $\zeta < 1$ , vil systemet gjennomføre minst 1 svingning.

$\zeta > 1$  eller  $c_{cr} > c$  - Overdempet, som over, der systemet ikke svinger og returnerer til sin statiske likevekt, men med saktere hastighet.



Figur 3.2.3-2: Illustrasjon av ulike dempingsforhold [14]

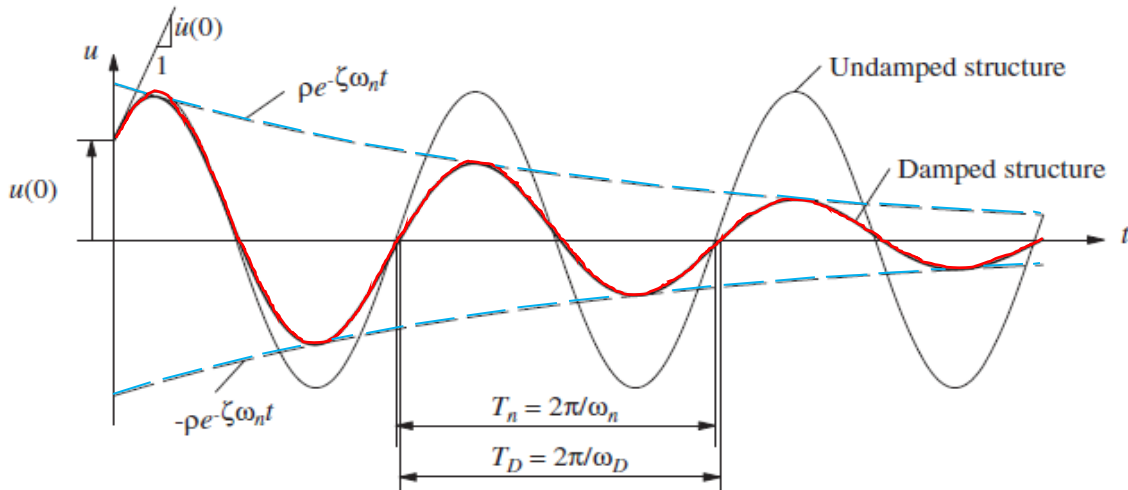
Situasjonen underdempet system, er det mest aktuelt å se på i dette masterprosjektet. Det vil si at legemet svinger frem og tilbake om sin likevektsposisjon der amplituden stadig minker. En annen grunn er at konstruksjoner som bygg, demninger og broer vanligvis er underdempet systemer med et dempingsforhold på mindre enn 0,10.

### Underdempet

Likningen for underdempet svingning med opphav fra formel 3.2.3-1 og de initiale betingelsene  $u = u(0)$  og  $\dot{u} = \dot{u}(0)$  blir;

$$u(t) = e_n^{-\zeta\omega_n t} \left( u(0)\cos\omega_D t + \frac{\dot{u}(0) + \zeta\omega_n u(0)}{\omega_D} \sin\omega_D t \right)$$

Formel 3.2.3-5



Figur 3.2.3-3: Illustrasjon av dempingsforløpet for fri vibrasjon [14]

Figuren over viser at et dempet system svinger med avstigende amplitude for hver syklus, mens forskyvnings amplitude av udempet system er det samme i alle vibrasjonssykluser. Videre viser figuren og ligning 3.2.3-5 at den naturlige vinkelfrekvensen av dempet vibrasjon er  $\omega_D$ .

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2}$$

Formel 3.2.3-6

Dette er relatert til den naturlige vinkelfrekvensen  $\omega_n$  uten demping.

Den naturlige egenperioden av dempet vibrasjon  $T_D$ , er relatert til den naturlige vinkelperioden  $T_n$  uten demping, gitt ved;

$$T_D = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \zeta^2}}$$

Formel 3.2.3-7

I tillegg kan vi se av ligning 3.2.3-5 at forskyvningsamplituden minker eksponentielt med tiden, hvor dette på grafen er gitt som;

$$\pm p e^{-\zeta\omega_n t}$$

Formel 3.2.3-8

Der  $p$  er definert som;

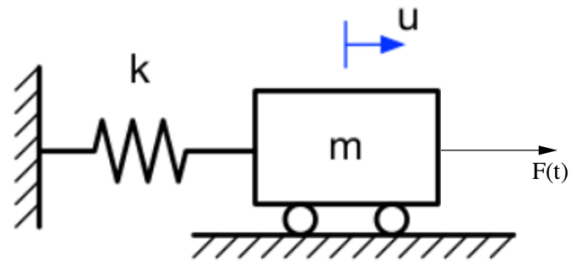
$$p = \sqrt{(u(0))^2 + \left( \frac{\dot{u}(0) + \zeta\omega_n u(0)}{\omega_D} \right)^2}$$

Formel 3.2.3-9

Damping har den egenskapen at den forlenger den naturlige egenperioden fra  $T_n$  til  $T_D$ , og senker den naturlige egenfrekvensen fra  $\omega_n$  til  $\omega_D$ . Dette kan derimot neglisjeres for dempingsforhold  $\zeta < 20\%$ , som er et intervall for de fleste konstruksjoner.

### 3.2.4 Tvungen vibrasjon – Udempet

Tvungen vibrasjon er i motsetning til fri-vibrasjoner, systemer der vibrasjonen drives av påtvunget forskyvning eller ytre krefter. Den påsatte ytre kraften  $F(t)$  varierer harmonisk med vinkelfrekvens  $\omega$  og kraftamplituden  $F_0$ . I virkeligheten er de fleste ytre påkjenninger ikke harmoniske. Men ved å benytte Fourier-transformasjon, kan påkjenningene representeres i form av harmoniske krefter.



Figur 3.2.4-1: Illustrasjon av et udempet fjærsystem - tvungen

$$F(t) = F_0 \sin \omega t \quad \text{Formel 3.2.4-1}$$

Differensialligningen som beskriver dette systemet er inhomogen, ved å sette den ytre kraften  $F(t)$  i bevegelsesligning 3.2.2-1 for et udempet system får man følgende;

$$m\ddot{u} + ku = F_0 \sin \omega t \quad \text{Formel 3.2.4-2}$$

Denne differensialligningen må løses for startbetingelsene  $u = u(0)$  og  $\dot{u} = \dot{u}(0)$ , der  $u$  og  $\dot{u}$  er forskyvning og hastighet idet den ytre kraften ble satt på.

Ligningen har en **partikulærløsning**  $u_p(t)$  som beskriver systemets respons på en harmonisk ytre kraft, og **komplementærløsning**  $u_k(t)$  som beskriver hvordan svingningene utarter udempet ut ifra startbetingelsene.

$$u_p(t) = \frac{F_0}{k} \cdot \frac{1}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \sin \omega t$$

Formel 3.2.4-3

$$u_k(t) = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t$$

Formel 3.2.4-4

Dermed blir den fullstendige løsningen  $u(t)$ , altså total respons av systemet, summen av den partikulær – og komplementærløsningen.

$$u(t) = u_k(t) + u_p(t) = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t + \frac{F_0}{k} \cdot \frac{1}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \sin \omega t$$

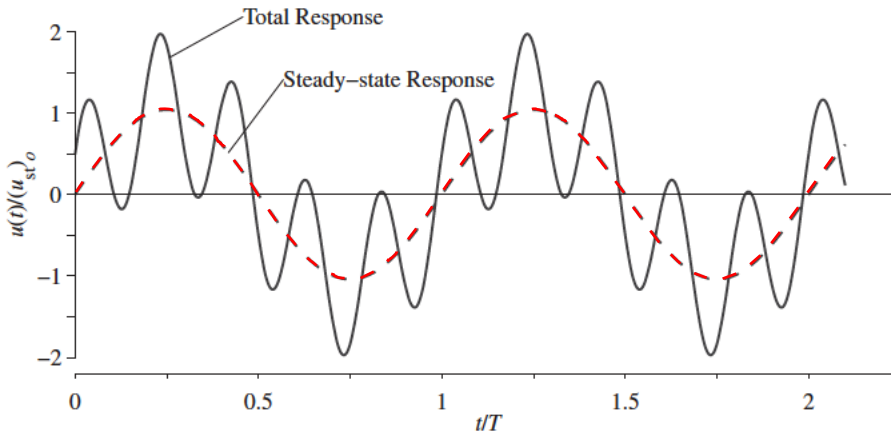
Formel 3.2.4-5

Der konstantene A og B bestemmes ut ifra startbetingelsene.

$$A = u(0) \quad \text{Formel 3.2.4-6}$$

$$B = \left[ \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} - \frac{F_0}{k} \cdot \frac{\omega/\omega_n}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \right] \quad \text{Formel 3.2.4-7}$$

Dette kan grafisk fremstilles ved å ta utgangspunkt i startbetingelse og et frekvensforhold. Under er dette illustrert for startbetingelsene  $u(0) = 0,5 \cdot F_0/k$  og  $\dot{u}(0) = \omega_n \cdot F_0/k$ , og frekvensforhold  $\omega/\omega_n = 0,2$ . Den partikulære løsningen  $u_p(t)$  er vist som stiplet linje, kalt «Steady-state response», mens den totale responsen  $u(t)$  er vist som heltrukken linje.



Figur 3.2.4-2: Udempet svingning utsatt for en ytre harmonisk kraft [14]

Ved å benytte ligningen 3.2.4-5 og figur 3.2.4-2 kan man se at den totale responsen består av to ulike vibrasjonsbilder;

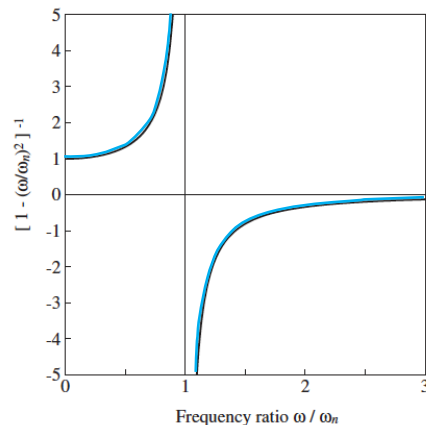
- (1) «Steady-state» eller tvungen vibrasjon, som består kun av sinus-uttrykk, vil sette systemet i svingninger tilhørende kraftfrekvens. Denne er tilstede fordi vi har en ytre kraft.
- (2) Den komplementære delen, fri-vibrasjon, som består av både sinus og cosinus-uttrykk, vil sette systemet i svingninger tilhørende vinkelfrekvensen (startbetingelser).

Videre kan systemet deles inn i dynamisk respons av steady-state og statisk deformasjon, som er gitt ved;

$$u(t) = u_{st0} \left[ \frac{1}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \right] \sin \omega t \quad \text{Dynamisk respons} \quad \text{Formel 3.2.4-8}$$

$$u_{st0} = \frac{F_0}{k} \quad \text{Maks statisk deformasjon på grunn av kraftamplitude } F_0 \quad \text{Formel 3.2.4-9}$$

Ved å studere nevneren av brøken i dynamisk respons (Formel 3.2.4-8), kan en se at ligningen vil gå mot pluss/minus uendelig når frekvensforholdet går mot 1. Med andre ord vil den naturlige vinkelfrekvensen ( $\omega_n$ ) og kraftfrekvensen ( $\omega$ ) være tilnærmet lik. Denne brøken er derfor svært viktig innen svingningsteori, og er kalt den dynamiske forsterkningsfaktoren (*Dynamic amplification factor*, **DAF**). Dette er illustrert på figuren til høyre.



Figur 3.2.4-3: Grafisk fremstilling av DAF mot frekvensforhold [14]

$$DAF = \frac{1}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \quad \text{Formel 3.2.4-10}$$

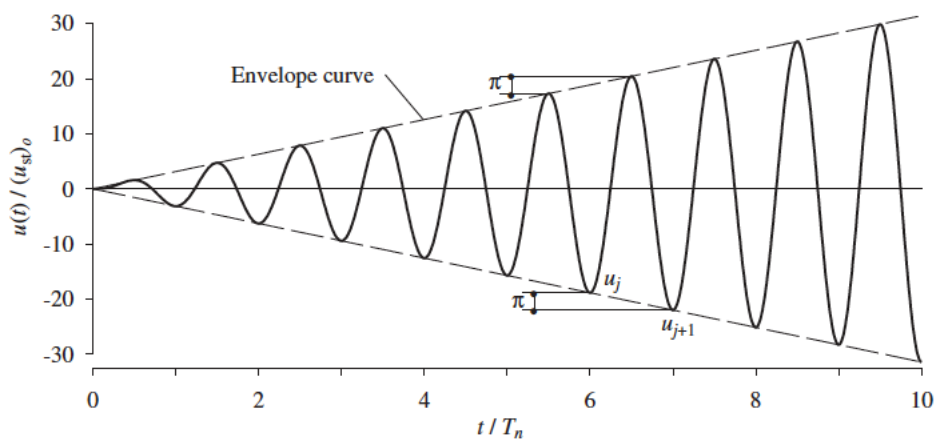
Tabellen under viser følgende viktige trekk av Figur 3.2.4-3.

Tabell 3.2.4-1: Viktige trekk ved DAF [14]

Frekvensforhold	DAF	Fortegn	Forskyvning	Utvikling DAF
$\omega/\omega_n < 1$	Positiv	$u(t)$ og $F(t)$ har <u>likt</u> fortegn	Forskyvningen av systemet er i <u>samme</u> retning (fase) som den påsatte kraften	Frekvensforhold minker: DAF går mot 1
$\omega/\omega_n > 1$	Negativ	$u(t)$ og $F(t)$ har <u>ulikt</u> fortegn	Forskyvningen av systemet er i <u>motsatt</u> retning (ute av fase) av den påsatte kraften	Frekvensforhold øker: DAF går mot 0

Av tabellen 3.2.4-1 og grafen 3.2.4-3 kan man se at DAF vil gå mot null når frekvensforholdet øker. Dette betyr at når kraftfrekvensen  $\omega$  er betydelig høyere enn den naturlige vinkelfrekvensen  $\omega_n$ , vil påkjenningene på systemet gå mot null. Dette har stor betydning for konstruksjoner som har veldig lang naturlig vinkelfrekvens i forhold til frekvensen av jordskjelvsvingninger. Vibrasjonene fra jordskjelvet vil vibrere så raskt at konstruksjonen ikke «rekker» å reagere.

Som nevnt vil den dynamiske responsen gå mot uendelig når frekvensforholdet går mot 1. Dette medfører kraftige vibrasjoner, og amplituden øker lineært med tiden. Dette fenomenet kalles resonans og er illustrert på figuren under.



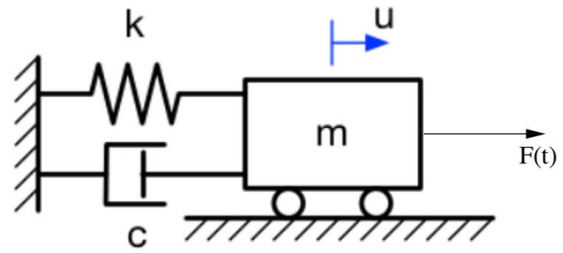
Figur 3.2.4-4: Illustrasjon av fenomenet resonans [14]

For reelle konstruksjoner, har dette følgende konsekvenser for henholdsvis sprø- og duktile konstruksjoner.

- ❖ Konstruksjonen vil nå flytegrense, stivheten minkes og vinkelfrekvens vil ikke lenger være lik kraftfrekvensen
- ❖ Med økende deformasjon vil en få sprø brudd og kollaps av konstruksjonen over tid

### 3.2.5 Tvungen vibrasjon – Dempet

For dette tilfellet er konstruksjoner i tillegg til den ytre harmoniske kraften  $F(t)$ , utsatt for en dempingseffekt  $C$  i motsatt retning. Ved å ta utgangspunkt i bevegelsesligningen for tvungen vibrasjon udempet, og utsette den for en dempingseffekt, vil den resulterende ligningen beskrive bevegelsen av systemet som følge;



Figur 3.2.5-1: Illustrasjon av et dempet fjærsystem – tvungen

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F_0 \sin \omega t$$

Formel 3.2.5-1

Denne inhomogene differensialligningen må også i likhet med forrige delkapittel, løses for startbetingelsene  $u = u(0)$  og  $\dot{u} = \dot{u}(0)$ , der  $u$  og  $\dot{u}$  er henholdsvis forskyvning og hastighet idet den ytre kraften ble satt på.

Ligningen har en **komplementærløsning**  $u_k(t)$  og en **partikulærløsning**  $u_p(t)$  som beskriver systemets respons på en harmonisk ytre kraft.

$$u_k(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \cdot (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t)$$

Formel 3.2.5-2

$$u_p(t) = C \sin \omega t + D \cos \omega t$$

Formel 3.2.5-3

Der

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2}$$

Formel 3.2.5-4

$$C = \frac{F_0}{k} \cdot \frac{1 - (\omega/\omega_n)^2}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta(\omega/\omega_n)]^2}$$

Formel 3.2.5-5

$$D = \frac{F_0}{k} \cdot \frac{-2\zeta \cdot (\omega/\omega_n)}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta(\omega/\omega_n)]^2}$$

Formel 3.2.5-6

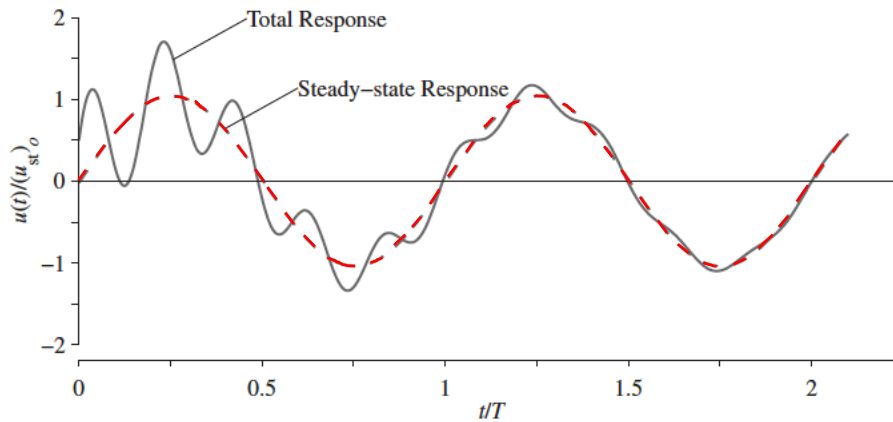
Konstantene A og B bestemmes ut ifra startbetingelsene. Dermed blir den fullstendige løsningen  $u(t)$  av systemet (total respons) gitt som;

$$u(t) = u_k(t) + u_p(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \cdot (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) + C \sin \omega t + D \cos \omega t$$

Formel 3.2.5-7

Dette kan grafisk fremstilles ved å ta utgangspunkt i ett dempingsforhold, frekvensforhold og startbetingelse. Under er dette illustrert for dempingsforhold  $\zeta = 0,05$ , frekvensforhold  $\omega/\omega_n = 0.2$  og startbetingelsene  $u(0) = 0,5 \cdot F_0/k$  og  $\dot{u}(0) = \omega_n \cdot F_0/k$

Den totale responsen  $u(t)$  er vist som heltrukken linje, og den partikulære løsningen  $u_p(t)$  som stiplet linje, kalt «Steady-state response».



Figur 3.2.5-2: Den totale og «steady-state» responsen [14]

Figuren viser tydelig at på grunn av demping vil frekvensen til systemet etter hvert avta, slik at den totale responsen til systemet nærmer seg svingningene til den påsatte harmoniske kraften  $F(t)$ . Differansen mellom de to grafene i starten er grunnet fri-vibrasjon, som etter hvert avtar og blir neglisjerbar. Likevel bør en observere at den største amplituden kan oppstå i starten før systemet har stabilisert seg eller nådd «steady-state response».

I forrige delkapittelet ble det sett på hvordan dynamisk respons utvikler seg i et udempet system, spesielt når frekvensforholdet  $(\omega/\omega_n)$  er tilnærmet 1. Dette medfører resonans og store vibrasjoner i systemet. For dempet system når startbetingelsene settes lik 0 og  $\omega/\omega_n = 1$ , kan konstantene A, B, C og D bestemmes;

$$A = u_{st0}/2\zeta$$

Formel 3.2.5-8

$$B = u_{st0}/2\sqrt{1-\zeta^2}$$

Formel 3.2.5-9

$$C = 0$$

Formel 3.2.5-10

$$D = -u_{st0}/2\zeta$$

Formel 3.2.5-11

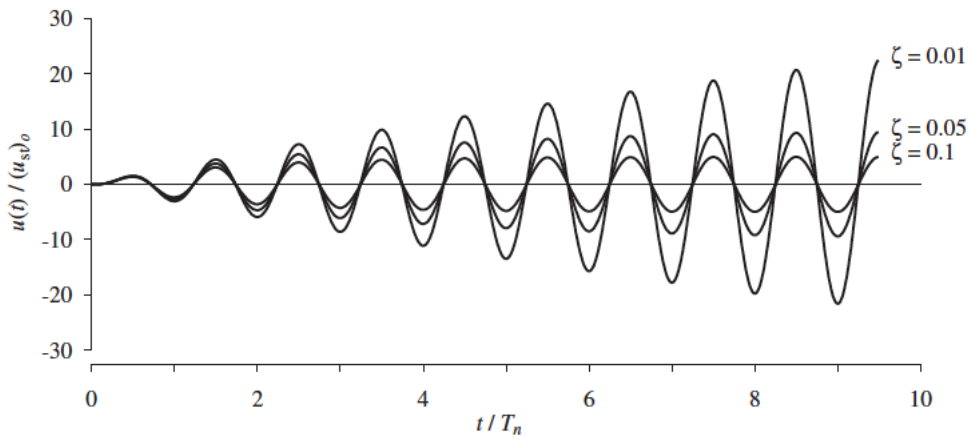
Ved å anvende disse konstantene på ligning 3.2.5-7 blir den totale responsen  $u(t)$ :

$$u(t) = \frac{u_{st0}}{2\zeta} \left[ e^{-\zeta\omega_n t} \cdot \left( \cos \omega_D t + \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin \omega_D t \right) - \cos \omega_n t \right]$$

Formel 3.2.5-12

Dette er grafisk fremstilt i figuren på neste side med ulike verdier for dempingsforholdet  $\zeta$ . En kan se at dempingsforholdet har sterk innvirkning på hvordan svingningene utvikler seg over tiden.

Dempingen i systemet vil være minimal når dempingsforholdet nærmer seg null ( $\zeta = 0.01$ ), og en kan også se av figuren at systemets svingninger blir mye større enn ved for eksempel  $\zeta = 0.1$ .



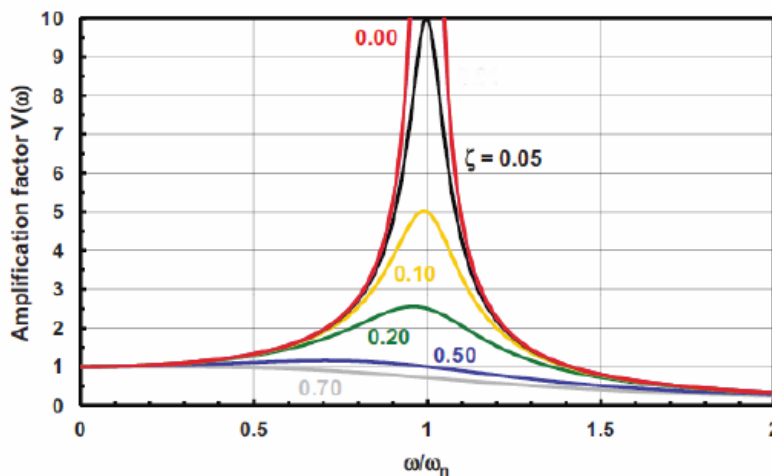
Figur 3.2.5-3: Effekten av dempingsforholdet på svingninger over tid [14]

Det er også av interesse å beskrive systemets dynamiske forsterkningsfaktor (DAF). Dette er gitt ved følgende ligning:

$$DAF = \frac{1}{\sqrt{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + (2\zeta\omega/\omega_n)^2}}$$

Formel 3.2.5-13

Ligningen ved  $\zeta = 0$ , blir som forventet lik brøken i ligning 3.2.4-8 for udempet system med tvungen vibrasjon. Figuren under viser sammenheng mellom dempingsforholdet og den dynamiske forsterkningsfaktoren. Med økende dempingsforhold blir respons-amplituden mindre og mindre. Det er også viktige å merke at ved systemer med demping, vil DAF ikke lenger være uendelig ved resonans, slik det var tilfelle ved udempet vibrasjoner (graf 3.2.4-4.)

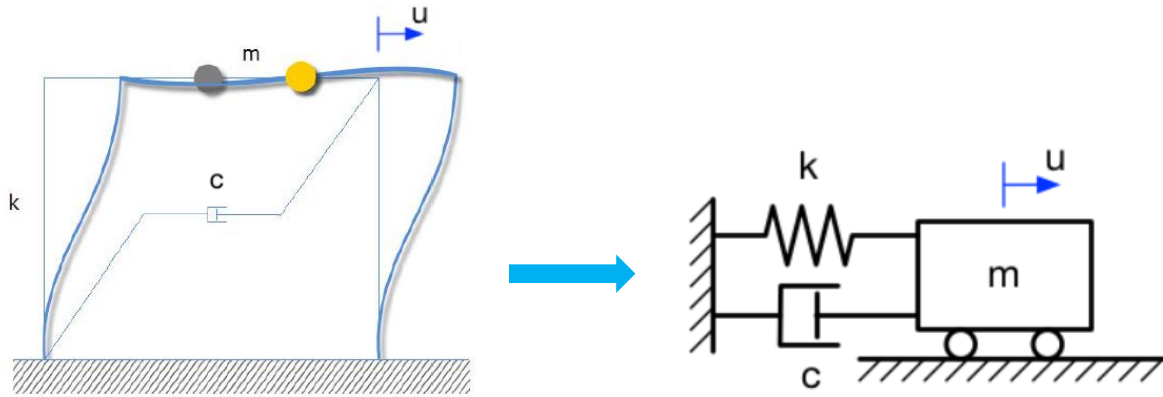


Figur 3.2.5-4: Illustrasjon av DAF-faktoren [14]



### 3.2.6 Fra fjærsystem til rammekonstruksjon

Det har frem til nå blitt sett på, ved hjelp av et fjærsystem, hvordan vibrasjoner kan påvirke én frihetsgrads system. Dermed skal det i dette delkapittelet studeres nærmere hvilke relasjoner et fjærsystem har for vibrasjoner i rammekonstruksjoner. Vi kan først tenke oss et system som kun forflytter seg i horisontal retning, illustrert under.



Figur 3.2.6-1: Illustrasjon av hvordan fjærsystem kan anvendes på reelle konstruksjoner

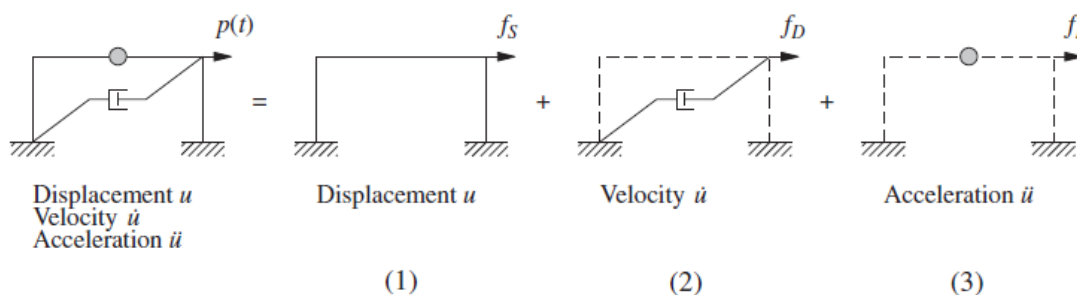
Her kan man tenke seg at en ramme på én etasje, kan forestilles som et én-frihetsgrad system illustrert som fjærsystem. Dersom man skal bestemme den horisontale stivheten til rammen, er det ved statisk analyse nødvendig med tre frihetsgrader (DOF). Der to av disse er knutepunktsrotasjoner og én horisontal forskyvning. For den dynamiske analysen der massen er konsentrert på et punkt, har rammen kun én DOF.

Sett bort fra en visuell sammenheng, er det også en teoretisk sammenheng mellom fjær- og rammesystem. Fra tidligere delkapittel kan en se at bevegelsesligningen for et dempet system gitt ved påvirkning av ytre kraft er;

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F(t)$$

Formel 3.2.6-1

Som da kan implementeres videre til rammekonstruksjoner. I figuren under kan man se en forenkling som viser at dersom systemet er påvirket av en ytre kraft  $F(t)$ , kan det visualiseres som et system kombinert av tre forskjellige komponenter.



Figur 3.2.6-2: Inndeling av den ytre kraften i flere komponenter [14]

- (1) Stivhetskomponent – Ramme uten demping eller masse. Forholdet mellom den horisontale kraften  $f_s$ , horisontal stivhet  $k$ , og resulterende deformasjon  $u$  er gitt ved;  $f_s = ku$ . Denne relasjonen implementere at et slik system er lineært elastisk system, gitt at last og avlastingskurven er like.
- (2) Dempingskomponent – Ramme med demping, men uten stivhet eller masse. Forholdet mellom den horisontale kraften  $f_D$ , viskøs dempingskoeffisienten  $c$ , og den resulterende hastigheten  $\dot{u}$  er gitt ved  $f_D = c\dot{u}$ . I motsetning til stivheten av en konstruksjon, kan dempingskoeffisienten ikke kalkuleres. Hverken fra konstruksjonens dimensjoner eller størrelsen på de strukturelle elementene. Dette skyldes at det matematisk er tilnærmet umulig å beskrive hver enkelt komponent. Som et alternativ kan man gjøre en tilnærming ved å bruke idealiserte data fra vibrasjonseksperimenter for evaluering av dempingskoeffisienten.
- (3) Massekomponent – Takets masse, uten stivhet eller demping. Forholdet mellom den horisontale kraften  $f_I$ , takets masse og den resulterende akselerasjonen  $\ddot{u}$ , er gitt ved  $f_I = m\ddot{u}$ .

Dermed kan vi si at den ytre horisontale kraften  $F(t)$ , virkende på det totale systemet gitt i figur 3.2.6-2 som  $p(t)$ , kan visualiseres fordelt på de tre strukturelle komponentene; (1), (2) og (3). Det vil si;

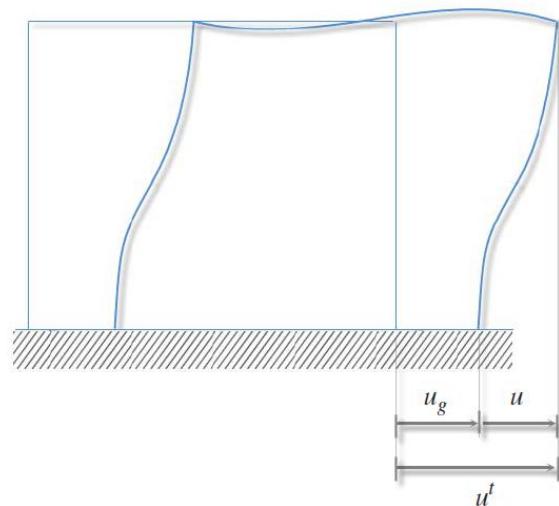
$$f_s + f_D + f_I = F(t)$$

Formel 3.2.6-2

### 3.2.7 Jordskjelvbelastning på rammekonstruksjon

Hovedproblemet for jordskjelvutsatte områder, når det kommer til strukturell dynamikk, er måten konstruksjoner utsatt for jordskjelvsvingninger i underlaget oppfører seg. Dette kan illustreres med en idealisert rammekonstruksjon. Dersom vi ser på den totale forskyvningen av massepunktet  $u^t$ , tar den utgangspunkt i den relative forskyvningen mellom masse og underlaget  $u(t)$  og forskyvningen av underlaget  $u_g$ , gitt ved;

$$u^t = u_g(t) + u(t) \quad \text{Formel 3.2.7-1}$$



Figur 3.2.7-1: Illustrasjon av jordskjelv forårsaket forskyvning [14]

Bevegelsesligningen for den idealiserte én etasje-systemet, gitt ovenfor, utsatt for jordskjelvsvingninger kan utledes med D' Alemberts likevektsprinsipp, som gir ligningen;

$$f_I + f_D + f_s = 0$$

Formel 3.2.7-2

Gitt av treghetskraften  $f_I$ , dempingskraften  $f_D$  og stivhetskraften  $f_s$ .

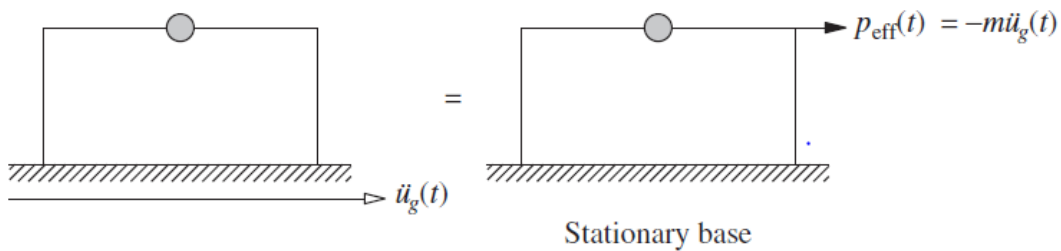
Ligningene  $f_s = ku$  og  $f_D = c\dot{u}$ , for et lineært system kan fortsatt benyttes, da det kun er bevegelsen  $u$  mellom underlaget og massen, på grunn av strukturelle deformasjoner som produserer demping- og elastiske krefter. Treghtskraften  $f_I$  er relatert til akselerasjon  $\ddot{u}^t$  av massen, gitt ved  $f_I = m\ddot{u}^t$ . Ved å benytte dette og det som er nevnt i de tidligere delkapitlene, får man bevegelsesligningen for jordskjelv påkjente konstruksjoner gitt som;

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

Formel 3.2.7-3

Leddene til høyre i ligningen kommer fra treghtskrefter og kalles ofte effektiv jordskjelvkraft, med andre ord  $f_{eff} = -m\ddot{u}_g(t)$ . Ved å sammenligne ligning 3.2.7-3 med ligningen fra tidligere delkapittel 3.2.6-1, vises det at begge systemene utsatt for to separate svingninger, henholdsvis akselerasjon  $\ddot{u}_g(t)$  og ytre kraft  $-m\ddot{u}_g(t)$ , er like. Dermed kan det sies at forskyvningen, eller den relative deformasjonen  $u(t)$ , utsatt for grunnakselerasjon  $\ddot{u}_g(t)$  vil være identisk med forskyvningen til konstruksjonen  $u(t)$ , forutsatt at underlaget er stasjonært og utsatt for en ytre kraft lik  $-m\ddot{u}_g(t)$ . [14] Det er viktig å merke seg at kraften er lik masse ganget grunnakselerasjon, som virker i motsatt retning av akselerasjonen. Videre er den effektive jordskjelvkraft  $f_{eff}$  proporsjonal med massen til konstruksjonen, det vil si;

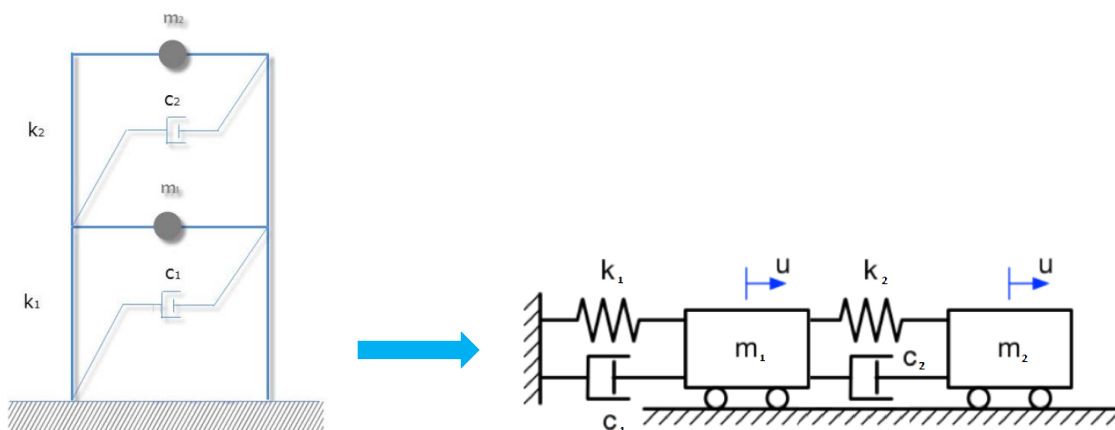
«En vil øke den effektive jordskjelvlasten, når massen til konstruksjonen økes».



Figur 3.2.7-2: Grunnbevegelse erstattet med effektiv jordskjelvkraft ( $f_{eff}$ ) [14]

### 3.2.8 Fler-frihetsgradsystem i rammekonstruksjoner

Frem til nå har det blitt sett på hvordan en rammekonstruksjon på én etasje kan beskrives. Dette delkapittelet vil ta for seg mer kompliserte konstruksjoner, hvor det er nødvendig å utvide systemet til å omfatte rammekonstruksjoner med flere frihetsgrader. Som et eksempel vil det bli sett på et tilfelle der rammekonstruksjonen har to etasjer med punktmasse i hver etasje.



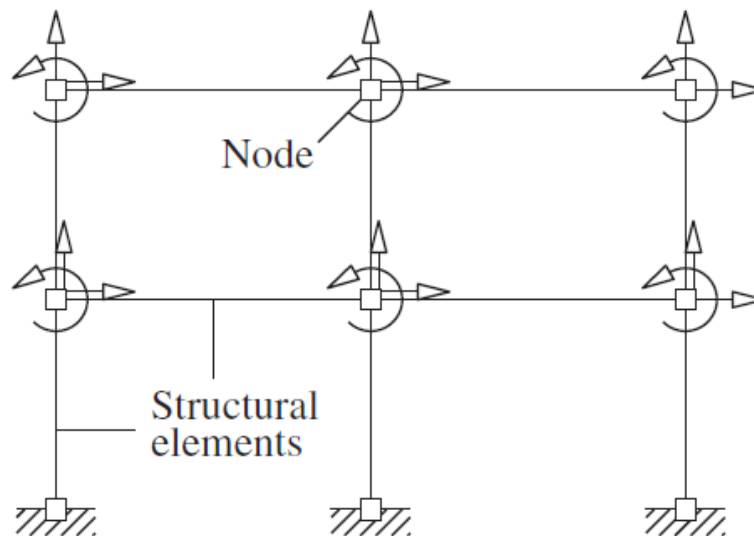
Figur 3.2.8-1: Illustrasjon av hvordan fjærsystem kan anvendes på reelle konstruksjoner med flere etasjer

Som tilfelle for SDF (Single Degree of Freedom), antas det at den lineære viskøse dempingsmekanismen representerer energispredningen i konstruksjonen. Hvor i dette tilfellet det er ett for hver etasje. Videre har konstruksjonen to frihetsgrader, det vil si horisontal forskyvning  $u_1$  og  $u_2$  av henholdsvis første og andre etasje.

I dette tilfellet vil bevegelsesligningen 3.2.7-3 fortsatt gjelde, og vil være utgangspunktet for videre utledning. Der  $m_j$  er summen av massen som virker på hver etasje ( $m_1 + m_2$ ). Som nevnt tidligere kan kreftene deles inn i tre grupper; elastisitetskrefter  $f_{sj}$ , ytrekrefter  $p_j(t)$  og dempingskrefter  $f_{Dj}$ . Ved hjelp av Newtons andre lov kan dette skrives som;

$$m_j \ddot{u}_j + f_{Dj} + f_{sj} = p_j(t) \quad \text{Formel 3.2.8-1}$$

Dette er derimot ikke tilrettelagt for komplekse konstruksjoner, dermed vil en mer generell fremgangsmåte bli presentert under. Rammekonstruksjonen kan brytes ned i ulike elementer for å definere frihetsgradene, og kan fremstilles idealisert i form av vegger, bjelker og søyleelementer sammenkoblet i knutepunkter. Hvor forskyvningen av knutepunktene er frihetsgrader. Generelt har et knutepunkt i en to-dimensjonal rammekonstruksjon tre frihetsgrader (DOF); to forskyvninger og én rotasjon. Videre har et knutepunkt i tre-dimensjonal rammekonstruksjon seks frihetsgrader; tre rotasjoner om x, y- og z-akse og tre forskyvninger.



Figur 3.2.8-2: Illustrasjon av aksiell- og rotasjonsdeformasjon av rammekonstruksjon [14]

### 3.2.9 Stivhetsmatrise

I figuren 3.2.6-2 resulterer de eksterne kreftene ( $f_s$ ) i deformasjonene  $u_j$ , og i et lineært system kan det ved bruk av superposisjonsprinsippet, beskrive forholdet mellom dem. Dette kan videre fremstilles som en stivhetsmatrise  $k$ . Matrisen består av komponenten  $k_{ij}$  som beskriver kraften, som må påføres frihetsgraden  $i$  for å få en enhetsforskyvning i frihetsgrad  $j$ .

$$f_{Si} = k_{i1}u_1 + k_{i2}u_2 + \dots + k_{ij}u_j + \dots + k_{iN}u_N \quad \text{Formel 3.2.9-1}$$

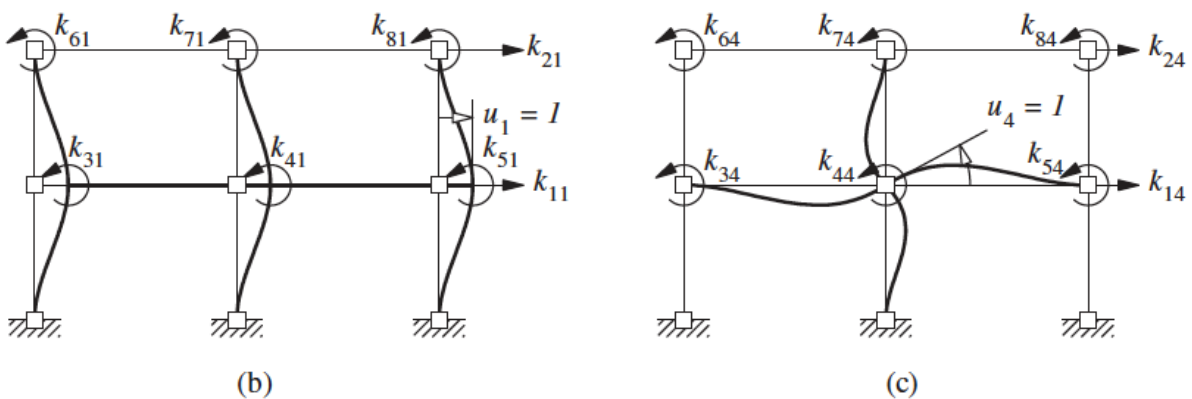
Ligning 3.2.9-1 viser at kraften i frihetsgrad  $i$  er knyttet til forskyvningen  $u_j$ , der  $j = 1$  til  $j = N$  (fig. 3.2.9-1). En slik ligning finnes for alle frihetsgrader, og man kan derfor fremstille dette som et matrisesystem.

$$\begin{bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \\ \vdots \\ f_{SN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1j} & \dots & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2j} & \dots & k_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ k_{N1} & k_{N2} & \dots & k_{Nj} & \dots & k_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_N \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{f}_s = \mathbf{k} \mathbf{u}$$

Formel 3.2.9-2

Der  $f_s$  er matrisen for ytre krefter,  $u$  er forskyvningsmatrise og  $k$  er systemets stivhetsmatrise. Den sistnevnte er en symmetrisk matrise og beskriver hvilken evne systemet har til å motstå forskyvning.



Figur 3.2.9-1: Rammekonstruksjon utsatt for deformasjoner i ulike frihetsgrader ( $u$ )  
 B ( $u_1=1$ ) C ( $u_4=1$ ) [14]

### 3.2.10 Dampingsmatrise

Grunnet energitap vil svingninger i en konstruksjon etter hvert forsvinne. Ved hjelp av en viskøs damping, blir dette illustrert i den idealiserte modellen. Som forklart i tidligere avsnitt (3.2.6) er dempingskraften ( $f_D$ ) relatert til hastigheten  $\dot{u}$  og dempingskoeffisient  $c$ . Dette kan i likhet med stivhetsmatrise beskrives ved bruk av superposisjonsprinsippet, og deretter fremstilles som et matrisesystem. Matrisen består av komponenten  $c_{ij}$  som beskriver ytre kraften i frihetsgraden  $i$ , forårsaket av en hastighet i frihetsgrad  $j$ .

$$f_{Di} = c_{i1}\dot{u}_1 + c_{i2}\dot{u}_2 + \dots + c_{ij}\dot{u}_j + \dots + c_{iN}\dot{u}_N \quad \text{Formel 3.2.10-1}$$

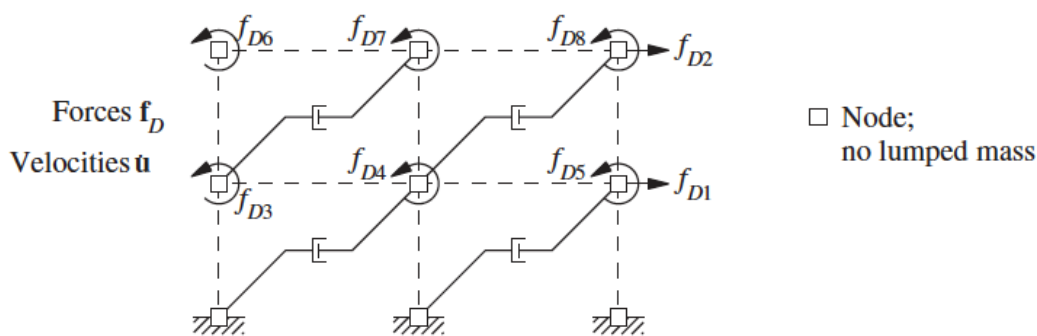
Ligning 3.2.10-1 viser kraften i frihetsgrad  $i$  knyttet til hastigheten  $\dot{u}_j$ , der  $j = 1$  til  $j = N$  (fig. 3.2.10-1) En slik ligning finnes for alle frihetsgrader, og man kan derfor fremstille dette som et matrisesystem.

$$\begin{bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \\ \vdots \\ f_{DN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1j} & \dots & c_{1N} \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2j} & \dots & c_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ c_{N1} & c_{N2} & \dots & c_{Nj} & \dots & c_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \vdots \\ \dot{u}_N \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{f}_D = \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}}$$

Formel 3.2.10-2

Der  $\mathbf{f}_D$  er matrisen for ytre krefter,  $\mathbf{c}$  er systemets dempingsmatrise og  $\dot{\mathbf{u}}$  er hastighetsmatrise.



Figur 3.2.10-1: De forskjellige dempingskomponentene i en rammekonstruksjon [14]

### 3.2.11 Massematrise

Massematrise er den siste matrisetypen som beskrives. Som nevnt tidligere i delkapitlet 3.2.6 er treghetskraften ( $f_i$ ) relatert til akselerasjon  $\ddot{u}$  og massen  $m$ . På tilsvarende måte kan dette fremstilles som et matrisesystem. Matrisen består av komponenten  $m_{ij}$  som beskriver ytre kraften i frihetsgraden  $i$  forårsaket av akselerasjonen i frihetsgrad  $j$ .

$$f_{i1} = m_{i1}\ddot{u}_1 + m_{i2}\ddot{u}_2 + \dots + m_{ij}\ddot{u}_j + \dots + m_{iN}\ddot{u}_N \quad \text{Formel 3.2.11-1}$$

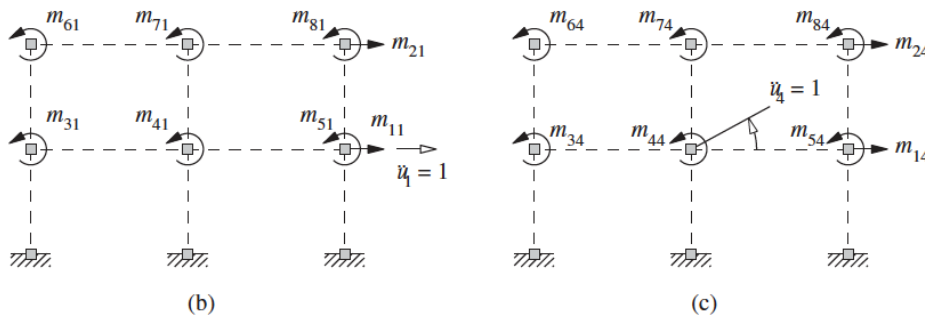
Ligning 3.2.11-1 viser kraften i frihetsgrad  $i$  knyttet til akselerasjonen  $\ddot{u}_j$ , der  $j = 1$  til  $j = N$  (fig. 3.2.11-1). En slik ligning finnes for alle frihetsgrader, og man kan derfor fremstille dette som et matrisesystem.

$$\begin{bmatrix} f_{I1} \\ f_{I2} \\ \vdots \\ f_{IN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & \dots & m_{1j} & \dots & m_{1N} \\ m_{21} & m_{22} & \dots & m_{2j} & \dots & m_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ m_{N1} & m_{N2} & \dots & m_{Nj} & \dots & m_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \vdots \\ \ddot{u}_N \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{f}_I = \mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}$$

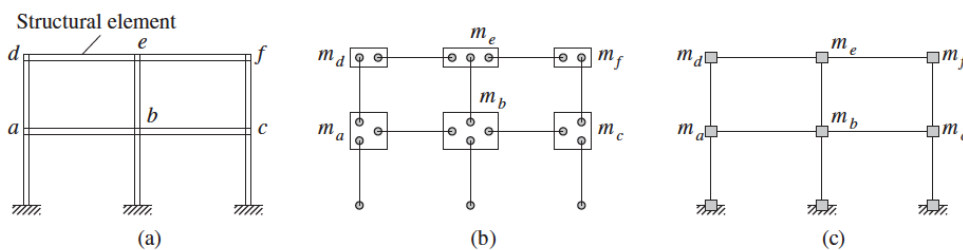
Formel 3.2.11-2

Der  $\mathbf{f}_I$  er matrisen for treghetskrefter,  $\ddot{\mathbf{u}}$  er akselerasjonsmatrise og  $\mathbf{m}$  er systemets massematrise.



Figur 3.2.11-1: Akselerasjon av masse i en rammekonstruksjon. B ( $\ddot{u}_1 = 1$ ), C ( $\ddot{u}_4 = 1$ ) [14]

I virkeligheten vil massen være fordelt utover konstruksjonen, men dette kan idealiseres som samlet («lumped») i knutepunktene slik figuren over viser. Dette gjøres ved å fordele vekten av elementene som punktmasser på deres korresponderende noder, der fordelingen finnes ved å utføre statiske analyser av elementet med kun egenvekt. Denne fremgangsmåten er illustrert med figuren under.



Figur 3.2.11-2: Trinnvis fremgangsmåte for inndeling av masse til knutepunkter [14]

Treghetskreftene som motvirker massenes rotasjon vil for reelle konstruksjoner gi ubetydelig innvirkning på dynamikken, slik at disse kan neglisjeres ( $m_{44} = 0$ ). I disse tilfeller vil massematrisen  $\mathbf{m}$  være diagonal med  $m_{ij} = 0$  når  $i \neq j$ .

### 3.3 Eurokode 8: Krav til prosjektering

I slutten av 2004, ble det første standardiserte krav til jordskjelvdimensjonering av bygninger fastsatt i Norge. Senere kom Eurokode 8 (EC8) med norsk oversettelse og nasjonale tillegg, som består av 6 underdeler

- **NS-EN 1998-1** Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger (EC8-1)
- **NS-EN 1998-2** Spesifikke regler for bruer
- **NS-EN 1998-3** Eksisterende konstruksjoner (EC8-3)
- **NS-EN 1998-4** Spesifikke regler for siloer, beholdere og rørledninger
- **NS-EN 1998-5** Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold
- **NS-EN 1998-6** Tårn, master og skorsteiner

som setter følgende grunnleggende krav;

«Krav til motstand mot sammenbrudd: *konstruksjonen skal dimensjoneres og oppføres for å tåle den dimensjonerende påvirkningen uten lokalt eller globalt sammenbrudd, og derved beholde sin konstruksjonsmessige integritet og en restbæreevne etter de seismiske hendelsene*». [15] Kravet gjelder for jordskjelv med en returperiode på 475 år.

I Norge stilles det ingen krav til skadebegrensning på grunn av seismisk påkjenning. Dette innebærer for eksempel skader på fasader, dører, vinduer, skillevegger og avskalling av konstruksjonsdeler. Standarden setter likevel en del krav til utforming av bygget og bærekonstruksjonen. Det gjelder å etablere en konstruksjon som er mest mulig enkel, regelmessig og symmetrisk i plan og i oppriss. Dette er ikke noe som kan endres for eksisterende bygg, allikevel er valg av de forskjellige analysemetodene direkte avhengig av disse kravene.

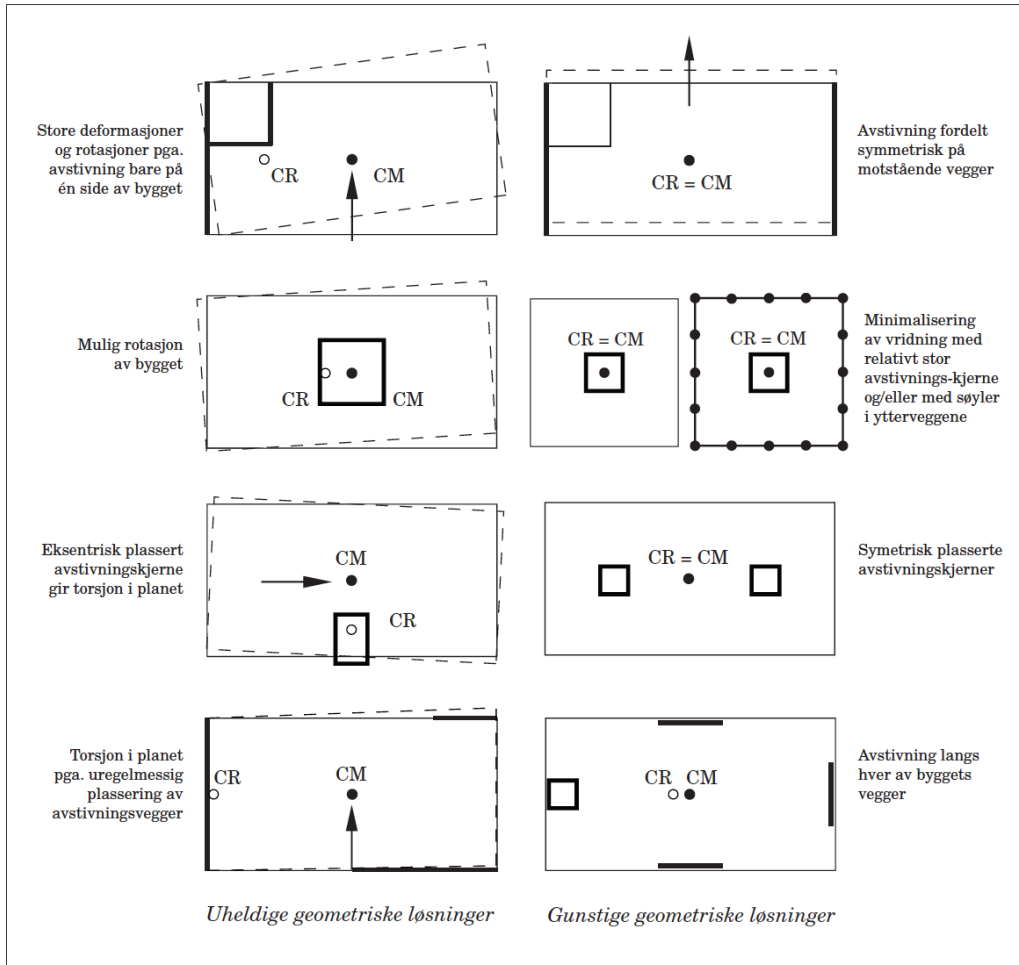
#### 3.3.1 Regularitet i plan

Det er gitt en rekke krav i EC8 **punkt 4.2.3.2** som skal være tilfredsstillt for å kunne klassifisere konstruksjonen som regulær i plan. Det essensielle vedrørende regularitet i planet er at avstanden mellom massesenter (CM) og stivhetssenter (CR) skal være liten i hvert plan, og at disse forflytter seg lite fra etasje til etasje. Fordelen med å tilfredsstille slike krav er;

- ❖ Jevn overføring av krefter i planet og gjennom etasjene
- ❖ Oversiktlige lastvirkningene
- ❖ Begrenset torsjonsvirkninger
- ❖ Forenklete analyser av bygget vil være godt nok
- ❖ Tilstrekkelig med beregning av kun første egensvingeperiode for bygget

Dette er illustrert i figuren på neste side, der gode enkle løsninger er satt opp mot komplisert geometri som gir opphav til en rekke konstruksjonsmessige problemer, nemlig torsjonsvirkninger.





Figur 3.3.1-1: Illustrasjon av ulike bestemmelsesgrunnlag for regularitet [15]

Moderne analyseprogrammer kan beregne beliggenheten av massesenteret og polart treghetsmoment for de forskjellige etasjeplan i bygninger. For et rektangulært bygg kan en forenklet kontroll utføres ved å anta massen jevnt fordelt over hele arealet med sidekantene  $l$  og  $b$ . Gulvmassens treghetsradius i planet kan da uttrykkes som;

$$I_s = \sqrt{\frac{l^2 + b^2}{12}} \quad \text{Formel 3.3.1-1}$$

Den minste tillatte maksimalavstand mellom massesenter og stivhetscenter er da gitt ved;

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot I_s \quad \text{Formel 3.3.1-2}$$

Når etasjeplanene i bygget er i nærheten av denne verdien, kan de sies å være regelmessig i plan. Problemet med irregularet kan reduseres ved bruk av så kalte seismiske fuger. Disse fugene kan dele opp en irregulær konstruksjon i flere regulære deler. Eksempler på dette ser vi på bildene under.

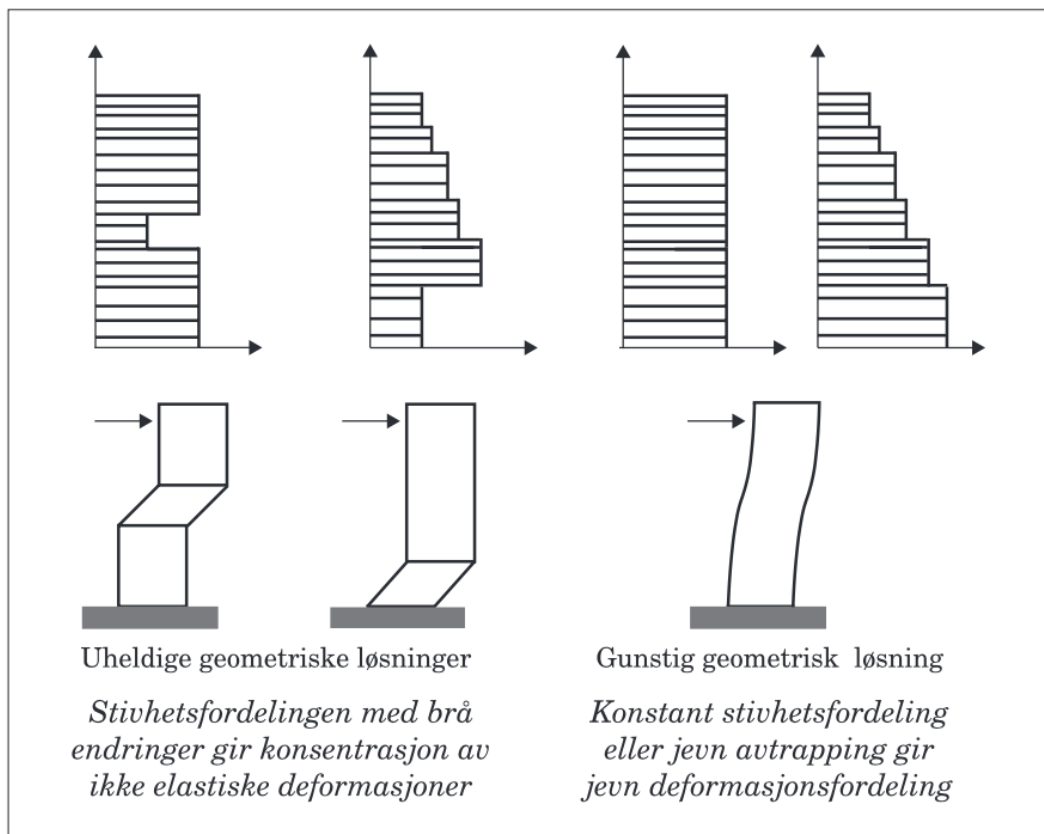


Figur 3.3.1-2: Illustrasjon av seismiske fuger [16]

### 3.3.2 Regularitet i oppriss

Kravene for regularitet i oppriss er gitt i EC8 punkt 4.2.3.3, som oppsummert innebærer dette å unngå store og brå endringer i stivheter fra etasje til etasje. Dette kan oppnås ved å;

- Unngå uheldige geometriske løsninger som sprang i avstivningen
- Ha kontinuitet i de vertikale bærende elementene
- Ha minkende masse oppover langs etasjene



Figur 3.3.2-1: Illustrasjon av uheldige- og gunstige geometriske løsninger [15]

Avstivende veggskiver eller kryss bør ha lik vertikal plassering og stivhet, eller redusert masse og stivhet oppover i bygningen. Uheldige geometriske løsninger som sprang i avstivningen gir ikke-elastiske deformasjoner. Dette øker faren for det som kalles «*Soft first-story building*». Dette fenomenet kjennetegnes ved at en etasje har vesentlig lavere stivhet enn overliggende etasjer. Resultatet av dette er ofte at denne etasjen vil klappe sammen og kollapse. Nesten halvparten av alle bygninger som kollapset under «*Loma Prieta 1989 jordskjelv*» ved California, var forårsaket av dette fenomenet. [17]



Figur 3.3.2-2: Illustrasjon av soft-first story building nær kollaps. Loma Prieta California [17]

### 3.3.3 Ingeniørmessige betraktninger

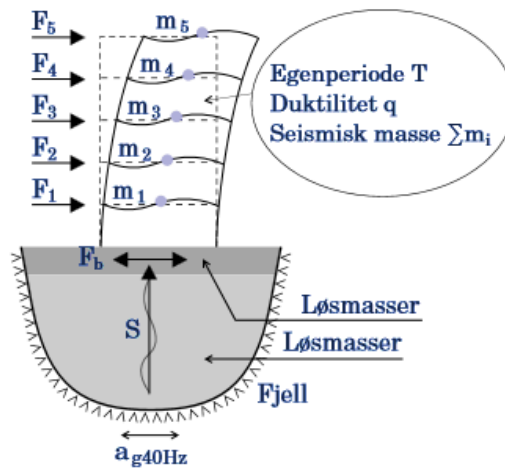
Jordskjelv er et komplisert og destruktiv påkjenning på grunn av variasjoner i retning, styrke og intensitet som en konstruksjon kan være utsatt for. Det er derfor vanskelig å finne rasjonelle metoder for beregninger og dimensjonering mot jordskjelv. Eurokode 8 gir jordskjelvpåkjenning på en konstruksjon som en lokal akselerasjon av berggrunnen, hvor verdien baserer seg på en stedlig maksimal referanseverdi i form av horisontale vibrasjoner,  $\alpha_{g40Hz}$ . Disse verdiene hentes fra seismiske sonekart gitt i nasjonalt tillegg (NA) i EC8, og har en returperiode på 475 år.

Videre vil disse vibrasjonene forplante seg gjennom løsmasser, noe som kan føre til endringer i frekvens og intensitet. Disse endringene er avhengig av hvilke grunnforhold som er gjeldende. Dette blir tatt hensyn til ved bruk av en forsterkningsfaktor  $S$  (også kalt fundamentfaktoren). Myke jordmasser i form av leire vil for eksempel ha en betydelig større  $S$  og likeså påkjenning fra skjelvet, enn harde morenemasser eller fjell.

Vibrasjonene fra jordskjelvet vil da sette konstruksjonen og bygget i svingninger. Styrken på disse svingningene er avhengig av differansen mellom jordas svingninger og byggets egenperiode  $T$ . Egenperioden til bygget er tiden bygget bruker på å svinge fra sin nøytralposisjon, og ut til maks utslag i begge retninger, før bygget er tilbake i nøytralposisjonen. Dersom jordas svingninger og byggets egenperiode er nært sammenfallende kan det oppstå uheldige dynamiske resonanseffekter som vil øke rystelsene betraktelig. (Se avsnitt 3.2.4 resonans)

Noe av jordskjelvenner dempes og absorberes av konstruksjonens egne evne. Denne egenskapen uttrykkes med konstruksjonsfaktoren  $q$ , og er et mål på konstruksjonens duktilitet (utdypet i kap. 3.4.3)

De nevnte parameterne vil resultere i en horisontal skjærkraft,  $F_b$  ved fundamentnivå eller på toppen av en stiv kjeller. Dette er påkjenningen av jordskjelv på en konstruksjon.



Figur 3.3.3-1: Ingeniørmessig betraktning av jordskjelvdimensjonering i henhold til EC8 [24]

Det er viktig å påpeke at det er vanlig i horisontalplanet å angi et ortogonalt koordinatsystem, når konstruksjoner beregnes for seismiske laster, hvor lasten enten påsettes i x- eller y-retning. I utgangspunktet er rystelser fra jordskjelv vilkårlig og vil ikke nødvendigvis sammenfalle med aksene. Dermed for å ta hensyn til de ulike retningene av skjelvets virkning, skal lastvirkingene i konstruksjonen fra primærretning og sekundærretningen kombineres. Med henholdsvis 1,0 for primærretning og 0,3 for sekundærretning.

$$\begin{aligned} a) & F_{Edx} + 0,3F_{Edy} \\ b) & 0,3F_{Edx} + F_{Edy} \end{aligned}$$

Formel 3.3.3-1

$F_{Edx}$  – Lastvirkingen som følge av påføringen av den seismiske påkjenningen langs den valgte horisontalaksen x av konstruksjonen.

$F_{Edy}$  – Lastvirkingen som følge av påføringen av den samme seismiske påkjenningen langs den ortogonale horisontalaksen y av konstruksjonen.

Dersom konstruksjonen er svært symmetrisk og regelmessig, kan multiplikatoren 0,3 reduseres til 0.

### 3.4 Seismiske parametere etter EC8

Kraften  $F_b$  er definert som summen av de totale horisontale lastene generert av jordskjelv for hver enkelt etasje over stiv kjeller. Hvor stor denne kraften blir, er bestemt av mange faktorer. Dermed i dette delkapitlet vil noen av disse bli utdypet.

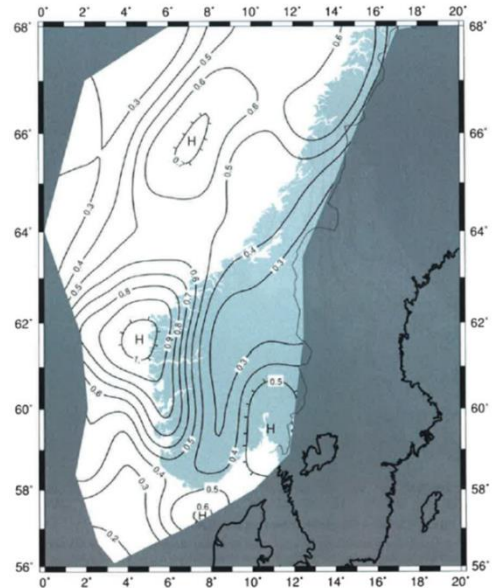
#### 3.4.1 Berggrunnens akselerasjon

Norge er inndelt i områder med forskjellige berggrunnens akselerasjon forårsaket av jordskjelv. Disse er gitt i NA 3.2.1 i form av et sonekart, slik figuren til høyre viser. Verdiene på kartet gir spissverdi for berggrunnens akselerasjon ( $a_{g40Hz}$ ) som strekker seg fra 0,2 til 1,0  $m/s^2$ . Ifølge standarden skal det legges til et tillegg på 0,05  $m/s^2$  for områder som befinner seg i det så kalte maksimalområder (H på kartet).

Denne verdien brukes videre til å finne referansespissverdi ( $a_{gR}$ ). Ved å multiplisere dette med seismiske faktoren ( $\gamma_1$ ), får man den dimensjonerende grunnakselerasjon ( $a_g$ ), som er inputen i de forskjellige beregningene og analysene.

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1 = 0,8a_{g40Hz} \cdot \gamma_1$$

Formel 3.4.1-1



Figur 3.4.1-1: Spissverdi for berggrunnens akselerasjon  $a_{g40Hz}$  [24]

#### 3.4.2 Seismisk faktor og seismisk klasse

Eurokoden plasserer konstruksjoner inn i fire ulike klasser, kalt seismiske klasser. Disse er parallell med pålitelighetsklassene og skal velges ut ifra konsekvensene ved ett eventuelt sammenbrudd av konstruksjonen. Tabellen baserer seg på; bygningens betydning for offentlig sikkerhet, fare for menneskelig og økonomisk tap. De seismiske klassene gir tilhørende sikkerhetsfaktorer kalt seismisk faktor,  $\gamma_1$ .

Tabell 3.4.2-1: Forenklet versjon av tabell NA.4 (901 og 902) som gir de ulike seismiske klassene og faktorene [15]

Byggverk	Seismisk klasse			
	I	II	III	IV
	Seismisk faktor ( $\gamma_1$ )			
	0,7	1,0	1,4	2,0
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				X
Viktig infrastruktur (sykehus, brannstasjoner, kraftforsyning osv.)			(X)	X
Høye bygninger (mer enn 15 etasjer)		(X)	X	
Veg- og gangbruer		(X)	X	(X)
Skoler og institusjonsbygg		(X)	X	
Kontorer, forretningsbygg og boligbygg		X	(X)	
Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, lagerhus osv.	X	(X)		

### 3.4.3 Duktilitet og konstruksjonsfaktor

Materialitets evne til å absorbere energi ved en deformasjon kalles duktilitet. Dette vil også med andre ord si evnen materialet har til å deformere seg ut over det elastiske området. Konstruksjonsfaktoren  $q$ , er ett mål for hvor mye energi bygget i seg selv kan absorbere og fordele i konstruksjonen, uten å miste styrke.

De dynamiske påkjenningene vil i et seismisk tilfelle, stort sett variere mellom like store verdier i motsatte retninger. Skal en konstruksjon opprettholde sin styrke og sin funksjon når den blir utsatt for et jordskjelv, må konstruksjonen kunne tilfredsstille følgende punkter;

- ❖ Byggematerialet må ha tilstrekkelig deformasjonsevne. (Kunne oppføre seg plastisk)
- ❖ Bæresystemet konstrueres slik at de duktile delene danner en deformasjonsmekanisme.
- ❖ Konstruksjonsdeler som bjelker, søyler, plater, skiver og knutepunkt må kunne oppta kraftige deformasjoner/tøyninger

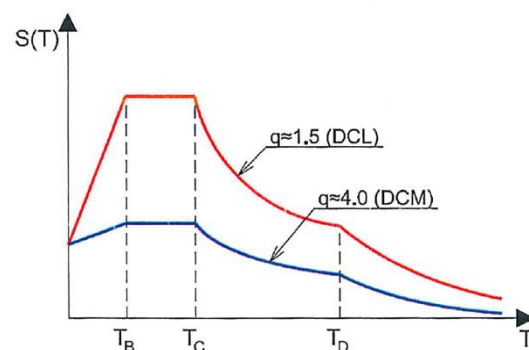
Det kan sees av punktene over at duktilitet og konstruksjonsfaktoren i stor grad er avhengig av hverandre. Om bygget er godt avstivet vil ikke dette ha mye for seg om energiabsorpsjon egenskaper internt i materialene er dårlig.

Eurokode 8, punkt 9.3, gir spesifikke bestemmelser for murkonstruksjoner. Der den klassifiserer konstruksjoner av mur i ulike kategorier som styres av faktoren  $q$ .

Tabell 3.4.3-1: Type murkonstruksjoner og korresponderende øvre grenseverdier for konstruksjonsfaktor

Type konstruksjon	Konstruksjonsfaktor ( $q$ )
Uarmert murverk	1,5
Randforsterket murverk	2,0
Armert murverk	2,5

Uarmert murverk som vi ser av figuren, tilsvare det som heter lav duktilitetsklasse (DCL  $q \leq 1,5$ ), mens de to andre konstruksjonstypene vil havne i middels duktilitetsklasse (DCM). Dimensjonering i høy duktilitetsklasse (DCH) er ikke anbefalt i Norge. Dimensjonering ved DCL fører til større seismiske laster enn ved DCM, altså mer konservative resultater. Dette er fordi de seismiske lastene reduseres med en  $q$ -faktor. Desto høyere  $q$ -faktor, desto lavere blir lasten. DCL har derimot fordelen med at jordskjelvberegninger blir betydelig enklere og raskere å utføre, da det kun skal ivareta materialets elastiske kapasitet. I motsetning til DCL vil dimensjonering i DCM kreve en grundigere vurdering av konstruksjonens duktile oppførsel. Figuren viser effekten av konstruksjonsfaktor på responspekteret.



Figur 3.4.3-1: Redusert respons ved øking av  $q$  (duktilitet) [24]

### 3.4.4 Terskelverdier

For å kunne bestemme hvilken duktilitetsklasse en konstruksjon skal dimensjoneres etter, er det gitt veiledende terskelverdier i EC8 (NA.3.2.1). Disse verdiene kan være avhengig av grunnens akselerasjon eller dimensjonerende responsspektrum. Under er de forskjellige terskelverdiene presentert. Det gjøres oppmerksom på at kun en av kravene trenger å være oppfylt.

Tabell 3.4.4-1: De forskjellige terskelverdiene i samsvar med Eurokode 8 [15]

	Krav 1	Krav 2	Konstruksjonsfaktor
<b>Terskel 1</b>	$a_g \cdot S < 0,05g$	$S_d < 0,05g$	$q \leq 1$
<b>Terskel 2</b>	$a_g \cdot S < 0,10g$	-	$q \leq 1,5$
<b>Terskel 3</b>	$a_g \cdot S < 0,25g$	-	$q \leq 1,5$
<b>Over Terskel 3</b>	$a_g \cdot S > 0,25g$	$a_g \cdot S > 0,1g$	

- **Terskel 1:** Hvis en av kravene er oppfylt vil området være kategorisert som «*svært lav seismisitet*». Dermed er prosjektering etter EC8 ikke påkrevd. Tilsvarende også konstruksjoner i seismisk klasse 1 og lette trekonstruksjoner.
- **Terskel 2:** Dersom kravet er oppfylt kan konstruksjonen dimensjoneres etter DCL. Hvis skjærkraften ( $F_b$ ) ved fundamentnivå er mindre enn skjærkraften beregnet for de øvrige lastkombinasjonene, kreves ingen ytterligere påvisning av tilstrekkelig kapasitet.
- **Terskel 3:** Gjelder kun for konstruksjoner i stål, betong eller ett samvirke av de to. Konstruksjonen dimensjoneres etter DCL, men skal i tillegg også påvise tilstrekkelig kapasitet selv om skjærkraften ( $F_b$ ) er mindre enn skjærkraften for de øvrige lastkombinasjonene.
- **Over Terskel 3:** Krav 1 gjelder for konstruksjoner i stål, betong eller ett samvirke av disse to. Mens krav 2 gjelder for konstruksjoner av andre materialer. I disse tilfellene er det ikke tillatt å bruke DCL.

$S_d$  er det dimensjonerende responsspekteret,  $g$  er tyngdeakselerasjonen ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ) og  $S$  er forsterkningsfaktor tilhørende grunnstype (se neste kapittel).

### 3.4.5 Grunntype og korresponderende faktor

Flere faktorer knyttet til beregninger og responsspekteret er direkte avhengig av grunntypen konstruksjonen står på. Det er derfor viktig å identifisere riktig grunntype i prosjekteringsfasen. For eksisterende bygg vil dette mest sannsynlig være en kjent variabel som eventuelt kan hentes fra geoteknisk avdeling innen en virksomhet. Dersom dette ikke er tilfelle, skal det utføres undersøkelser for å bestemme de geotekniske parameterne som EC8 spesifiserer. Den mest vanlige parameteren for å identifisere grunntypen på, er gjennomsnittlig skjærbølg hastighet i de øverste 30m,  $V_{s,30}$ .

*Tabell 3.4.5-1: Forenklet versjon av tabell NA.3.1 og 3.3 som gir de ulike grunntypene og tilhørende parametere knyttet til responsspektrene*

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	$V_{s,30}$ (m/s)	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
<b>A</b>	Fjell eller fjell-liknende geologiske formasjon, medregnet høyst 5m materiale på overflaten	>800	1,00	0,10	0,20	1,70
<b>B</b>	Avleiring av svært fast sand, grus eller stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360-800	1,30	0,10	0,25	1,50
<b>C</b>	Dype avleiring av fast eller middels fast sand, grus eller leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180-360	1,40	0,10	0,30	1,50
<b>D</b>	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonsslag).	120-180	1,55	0,15	0,40	1,60
<b>E</b>	Et grunnprofil som består av et alluviumslag i overflaten med $V_s$ -verdier av type C eller D.		1,65	0,10	0,30	1,40

Som anvist av tabellen over, er valgt grunntype bestemmende for hvilket verdier man får som forsterkningsfaktor og knekkpunkter ( $T_i$ ), som videre brukes i det elastiske responsspekteret.

- **S** er forsterkningsfaktor
- **$T_b$**  er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon
- **$T_c$**  er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon
- **$T_d$**  er verdien som definerer begynnelsen på spekterets område for konstant forskyvning



### 3.4.6 Egensvingeperiode T

Konstruksjonens egensvingeperiode ligger som regel mellom 0,5 til 1,5 sekunder. Denne verdien er tiden konstruksjonen vil bruke på å svinge ut til maksimalt utslag og tilbake til nøytralposisjon. Første egensvingeperioden  $T_1$ , for bygninger med en høyde på opptil 40m, beregnes forenklet ved bruk av punkt 4.3.3.2.2(2) i EC8. Dette gjelder for tverkraftmetoden, mens ved modalanalysen vil disse verdiene kunne hentes direkte fra analysene i programvaren.

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

Formel 3.4.6-1

$$C_t = 0,075/\sqrt{A_c}$$

Formel 3.4.6-2

Der  $C_t$  tar hensyn til byggets avstivningssystem og H er høyden på bygningen fra fundamentet eller overkant av stiv kjeller angitt i meter. Stive bygninger har lav  $C_t$ -verdi, noe som fører til kort egenperiode  $T_1$ , som igjen fører til større seismiske påkjenninger eller respons ifølge figur 3.4.6-1 på neste side. Det finnes flere metoder for å bestemme verdien av  $C_t$ , blant annet Rayleigh-metoden og bruk av effektivt skjærveggareal av første etasje i bygget (ligning 3.4.6-2). Eurokoden gir følgende veiledende empiriske verdier.

- 0,085 for momentstive stålrammer
- 0,075 for betongrammer
- 0,050 for alle andre konstruksjoner

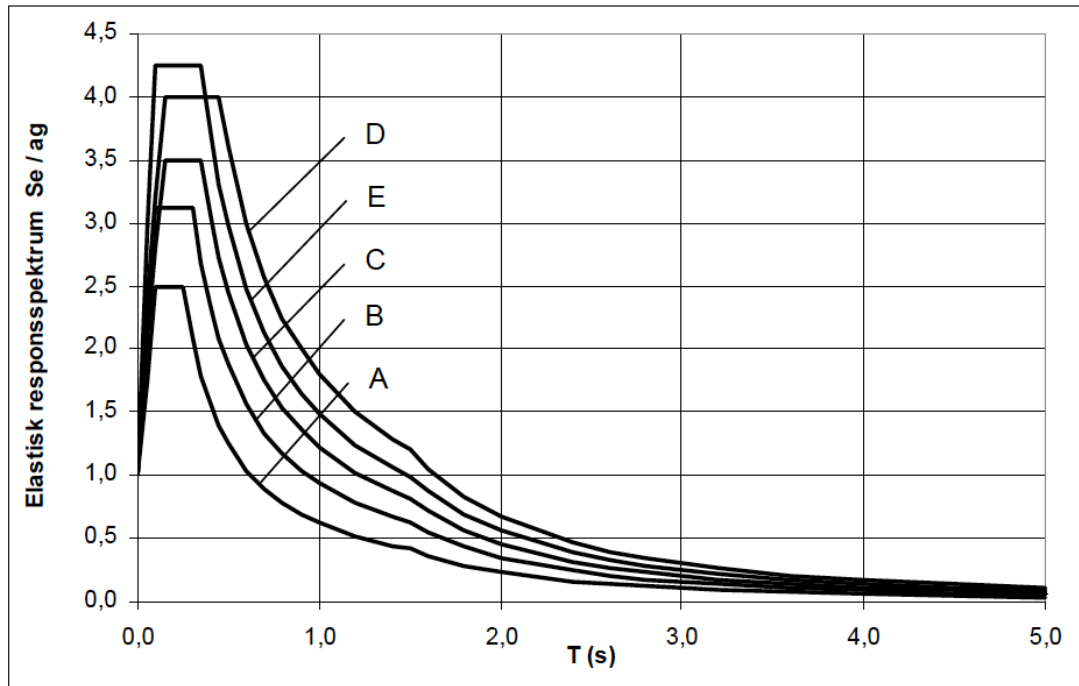
Ut ifra byggets svingeperiode T, beregnes det dimensjonerende responspekteret  $S_d(T)$ . Dette kalles dimensjonerende spekter fordi det er den dimensjonerende seismiske akselerasjonen, som konstruksjoner skal baseres på. Denne verdien brukes blant annet til å beregne de horisontale jordskjelvkraftene omtalt som  $F_b$  i tidligere avsnitt. I tillegg baserer en av de utelatesekriteriene (utdypet i 6.1) på det dimensjonerende responspekteret. I henhold til EC8 punkt 3.2.2.5 (4) er den dimensjonerende responspektrum gitt som følge;

Tabell 3.4.6-1: Bestemmelse av det dimensjonerende responspekteret

Grense for byggets egenperiode	Gjeldende responspekteret
$0 \leq T \leq T_B$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$
$T_B \leq T \leq T_C$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$
$T_C \leq T \leq T_D$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \geq 0,2a_g$
$T \geq T_D$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq 0,2a_g$

T – er byggets egensvingeperiode (også kalt  $T_1$ ), mens alle de andre faktorene er utdypet i de foregående kapitlene.

For forskjellige verdier av knekkpunkter kan det dimensjonerende responspekteret plottes, med andre ord for forskjellige grunntyper (A-E). Vi kan se av figuren under at kort egenperiode  $T$ , fører til større seismiske påkjenninger/respons. Det kan også sees at myke jordmasser (grunntype E) i form av leire vil for eksempel ha en betydelig større respons  $S_d(T)$  og likeså stor påkjenningen fra skjelvet, enn harde morenemasser eller fjell (grunntype A).



Figur 3.4.6-1: Illustrasjon av det dimensjonerende responspekteret ved forskjellige grunntyper [15]

Den samlede horisontale seismiske kraften  $F_b$ , ved overkant mark eller stiv kjeller, er gitt som;

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$$

Formel 3.4.6-3

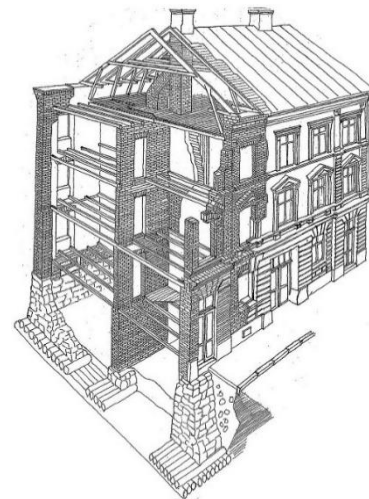
Der  $m$  er byggets total masse medregnet en prosentandel av nyttelasten.  $\lambda$  er korreksjonsfaktor som settes lik 0,85 dersom  $T \leq 2T_c$  og bygget har flere enn to etasjer, ellers settes den lik 1,0.

### 3.5 Murkonstruksjonensoppbygging

For at rapporten skal ha et godt læringsutbytte, har det blitt sett på murkonstruksjonens brukshistorie i Norge, og hvilke egenskaper mur har i konstruksjonssammenheng. I ingeniørverden har murkonstruksjoner en lang og kjent historie, noe som også gjelder i Norge. Siste halvdel av 1800-tallet ekspanderte boligveksten rundt om i mange byer i Norge. En løsning på dette var leiegårder i teglmur. Typisk utforming for disse byggene var at de besto av kvartaler med hovedbygninger vendende mot gater og gavlene tett inn mot naboens gavl. Videre hadde mange gårder en eller flere bakfløyer. I tillegg var det slik at mye av byggekunsten på den tiden var inspirert av Tyskland, der arkitekter og ingeniører for det meste hadde tatt sine utdannelser. [18]

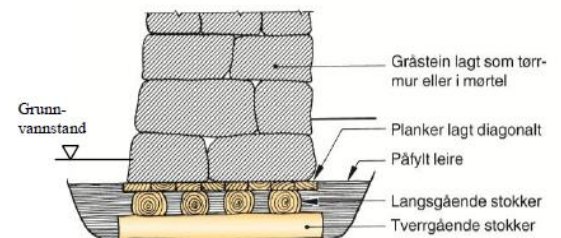
#### 3.5.1 Utforming og oppbygging

Gjennom 1800-tallet var hovedprinsippene for utforming i hovedsak det samme med lite endringer, men var likevel rik på ornamenter. På 1900-tallet derimot, kom det en endring. Bygningene besto fortsatt av saltakshus, men bruk av valmtak ble også vanlig. Her var de funksjonalistiske idealene gjeldene, med klarere former og volum, og mindre ornamenter. Fasaden og de innvendige langsgående bæreveggene i disse byggene var bærende for belastninger fra tak og bjelkelagene. Under vil det bli fremvist ulike detaljer, og som vil være av interesse for å kunne få et innblikk i byggeteknikken fra den tiden.



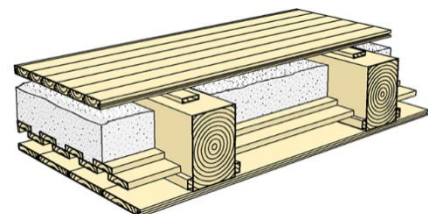
Figur 3.5.1-1: Illustrasjon av typisk murbygg fra 1900-tallet [18]

Fundamentet til mange av disse byggene var på denne tiden fundamentert enten på fjell eller faste masser. Siden murgårdene var tunge konstruksjoner var dette nødvendig, og dersom det ikke var tilgang på solid underlag, var det vanlig med fundamentering på treflåter. Disse ble lagt under grunnvannstanden (ca. 40cm) og pakket inn i leire for å forhindre tilgang på oksygen og unngå råteskade. På 1900-tallet ble dette etter hvert byttet ut med armert grunnsåle og støpt gulv.



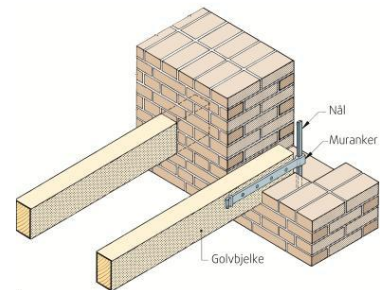
Figur 3.5.1-2: Fundamentering på treflåte [41]

På den tiden var teknologien ikke så videreutviklet, og det var ikke gode muligheter og like enkelt som i dag for å håndtere lengre spenn med trematerialer. Dermed ble dette blant annet løst ved at spennet til trebjelkelagene ble delt opp. Trebjelkelagene spenner fra gatefasade til midtvegg (hjertervegg) og videre til bakgårdsfasaden, fylt med stubbloftsleire og av og til med sagflis.



Figur 3.5.1-3: Oppbygging trebjelkelag [34]

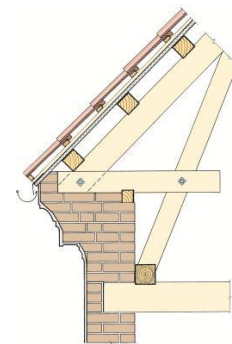
Mye av byggene var oppført med bærende teglvegger med tredekke som nevnt ovenfor. Figuren til høyre viser sikring av forbindelse mellom trebjelkelag og murte yttervegger med muranker for å holde den på plass.



Figur 3.5.1-4: Trebjelker forankret i murvegg [34]

Balkonger på tilsvarende måte, er utkragede jernbjelker innspent i murverket og ofte understøttet av støpt gulvplate mellom jernbjelkene og skråstivere i smijern.

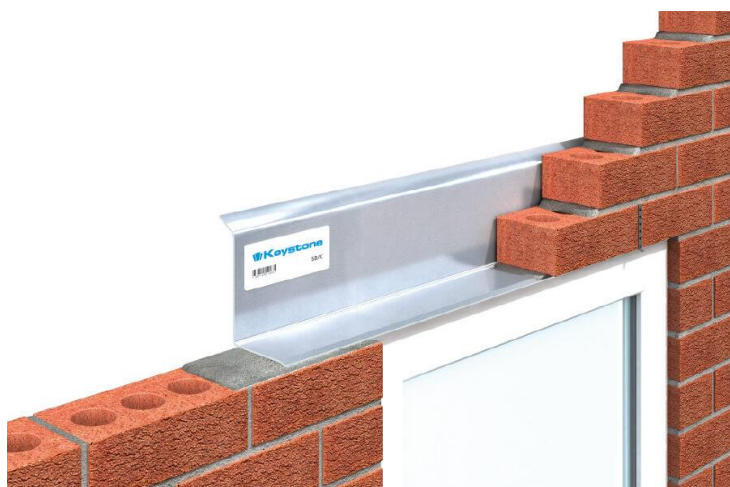
Figuren til høyre viser et utsnitt av en takkonstruksjon med sperrebind med åser som underlag for tak. Det er sperrebukker ved takfoten for at gesims ikke skal «sparke» ut. Gesimsene ved takfoten er utkraget, hvor de utkragede gesimsene kan holdes oppe av steinheller eller tilpassede flattstål. Disse er igjen forankret til de langsgående strekkankere.



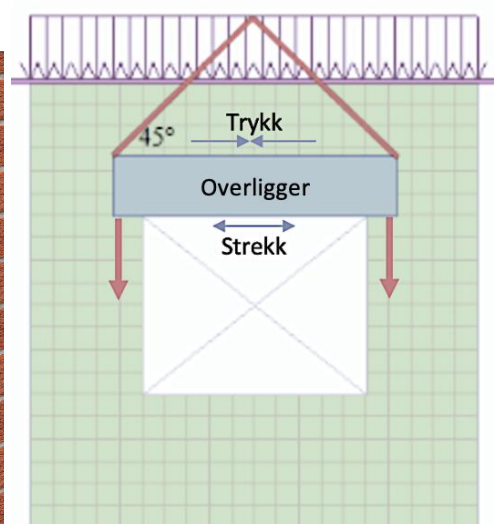
Figur 3.5.1-5: Illustrasjon av gesims [40]

Tekking med tegltakstein, metallplater eller skifer.

Overligger (Lintel) er en horisontal steinblokk eller en bjelke, som strekker seg over åpningen mellom to vegger eller to vertikale støttesøyler. [19] En overligger kan være alt fra et dekorativt arkitekturelement til en viktig bærende konstruksjonsdel. Disse er ofte funnet på gamle konstruksjoner, over åpninger som portaler, dører, vinduer eller peiser. Hovedfunksjonen er å ta krefter fra over åpningen, og videreføre disse til sideveggene. Den overfører kun vertikale laster til delen av veggen den er støttet over, selv om overliggeren er utsatt for bøyning og skjær. Ofte slutter den inn i veggen og har samme bredde, som illustrert på figuren under. Mest brukte overliggerer er i tre, stål eller armert betong.



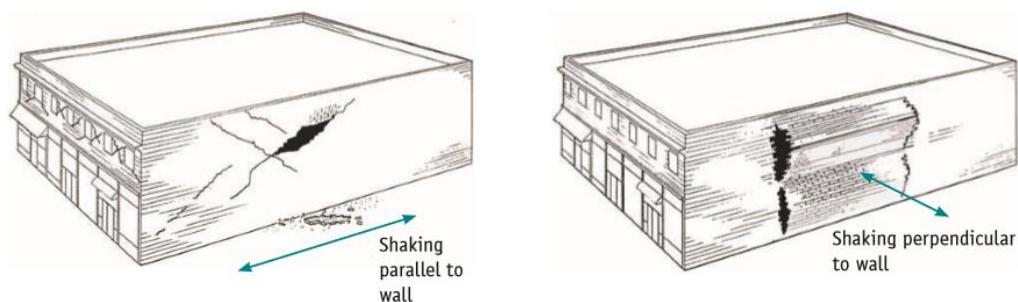
Figur 3.5.1-6: Snittegning av overligger i en murvegg [33]



Figur 3.5.1-7: Kraftoverføring ved en overligger [32]

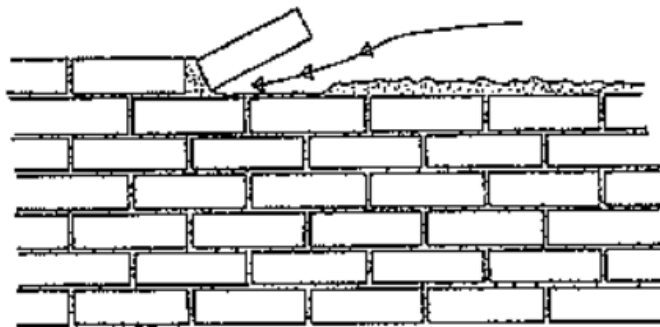
### 3.5.2 Styrkeegenskapen til Mur

Murkonstruksjoner har generelt dårlig styrke når det kommer til seismiske påvirkninger. Dette skyldes at under risting forårsaket av jordskjelv, vil den tunge massen fra murveggene bidra til store treghetskrefter. Selv om mur har god styrke under trykk, er den veldig svak, når det kommer til horisontale- og skjærkrefter. Generelt vil et bygg være trygg dersom kreftene uten hindring, får muligheten til å finne sin veg ned til fundamentet, og dermed minimere skade eller sannsynligheten for kollaps. På figuren under til høyre kan vi se at ristingen på konstruksjonen bidrar med at veggene bøyer seg ut eller langs planet. Dette kan forårsake en eventuell kollaps, spesielt dersom konstruksjonen er uarmert [20].



Figur 3.5.2-1: Illustrasjon av skjærkrefter på en murvegg [20]

Mørtel er bindingen i murkonstruksjoner, som sørger for at to murflater holder seg sammen, men når dette sprekker under jordskjelv er det sprøbrudd på samme måte som teglsteinene. Spesielt for eldre bygg som har et svakere mørtel enn det dagens byggregler tillater, kan det være problematisk. Videre har mørtel en tendens til å redusere i styrke (smuldre) med tiden, i motsetning til det murverket vil gjøre.



Figur 3.5.2-2: Forholdet mellom mørtel og teglstein [18]

### 3.6 Eurokode 6: Prosjektering av murkonstruksjoner

Eurokode 6; Prosjektering av murkonstruksjoner (EC6), ble innført som nasjonal standard i 2010. Standarden angir retningslinjer for dimensjonering av murverk.

For murverk er det krevende å fastsette karakteristisk fasthet uten å ha tilstrekkelig informasjon angående; type mørtel, utførelsesgruppe, murproduktkategori og kontrollklasse. Generelt skal karakteristisk trykkfasthet,  $f_k$ , eller skjærfasthet  $f_{vk}$ , bestemmes ut ifra resultater av prøvinger i samsvar med NS-EN 1052-1. Disse kan enten være resultater fra prøvinger som tidligere er utført, eller ved å utføre nye laboratorietester for å finne de nødvendige parameterne. [21]

Den dimensjonerende trykkfastheten  $f_{cd}$  er gitt ved ligning 3.6-1, mens den karakteristiske trykkfastheten  $f_{cn}$ , hvor det ikke foreligger dokumenterte verdier, kan ifølge Byggforsk settes lik formelen 3.6-2. [22]

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_M}$$

Formel 3.6-1

$$f_{cn} = K \cdot f_{cp}^{0.75} \cdot f_{cm}^{0.25}$$

Formel 3.6-2

$f_{cn}$  er den dimensjonerende trykkfasthet [ $N/mm^2$ ]

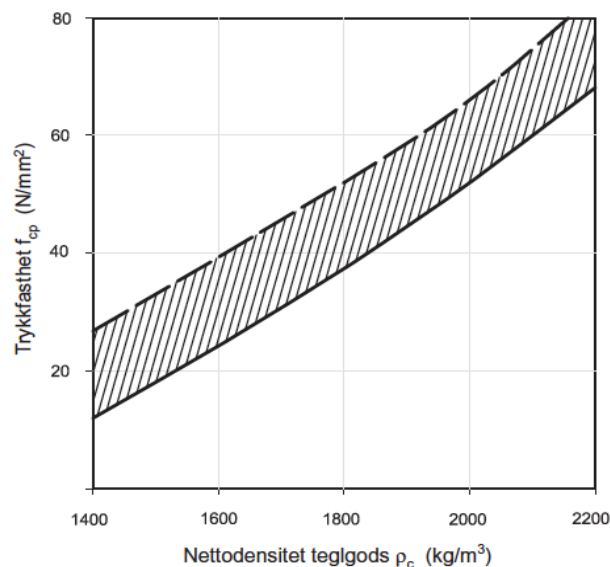
$\gamma_m$  Materialfaktor

$K$  er 0,30 for teglstein med  $\leq 25\%$  hullandel og 0,28 for større hullandel

$f_{cp}$  er murverkets trykkfasthet basert på nettodensitet av tegl, figur 3.6-1 [ $N/mm^2$ ]

$f_{cm}$  trykkfasthet til mørtel [ $N/mm^2$ ]

Figuren under viser normale sammenhenger mellom fasthetsklasse og nettodensitet for hulltegl med ca. 25% hullandel i samsvar med NS-3420. [22]



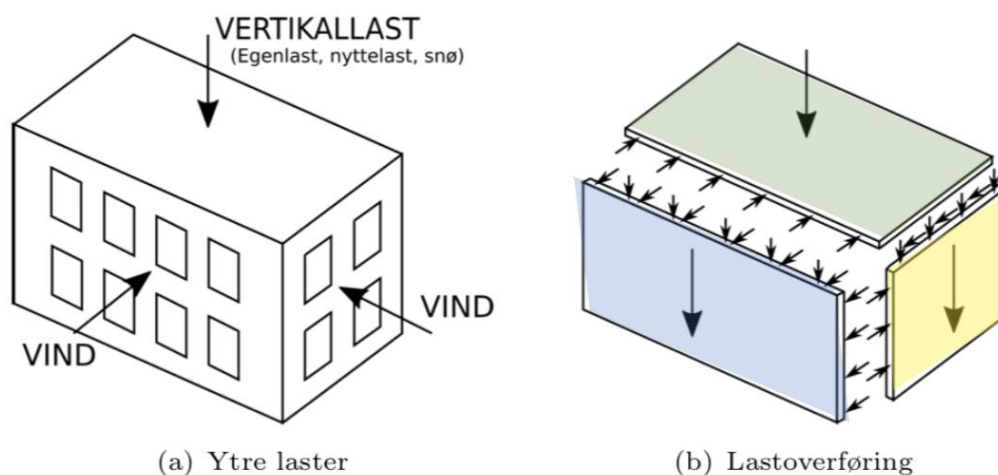
Figur 3.6-1: Sammenheng mellom trykkfasthet  $f_{cp}$  og nettodensitet  $\rho_c$  [22]

### 3.7 Skivesystemer

Skivesystemer er en form for å sikre global stabilitet av et bygg. I skivesystemer blir horisontallastene fordelt av horisontale skiver som er opplagt på vertikale skiver som skjærvegger, trapperom eller heissjakter. Veggene bærer etasjeskillerene samtidig som de er avstivende.

Figuren under viser en forenklet lastoverføring i et skivesystem for at bygget skal være stabilt. Konstruksjonsdelen markert med blått representerer yttervegg, mens grønt og gult representerer henholdsvis etasjeskillere og avstivende vegger.

Ytterveggene virker som skall og overfører horisontallast (for eksempel vind) og vertikallast fra ovenforliggende vegger til etasjeskillerene og avstivende vegger. Når horisontallastene tas opp av etasjeskillerene må disse igjen fastholdes av vertikale bæresystemer som veggskiver, heis- og trappesjakter. Etasjeskillerene overfører så vertikallast til de nedenforliggende etasjene ved hjelp av skiveveggene (gult). Avstivende vegger virker som skiver og overfører de horisontallastene fra yttervegg og vertikallastene fra etasjeskillere nedover i konstruksjonen.



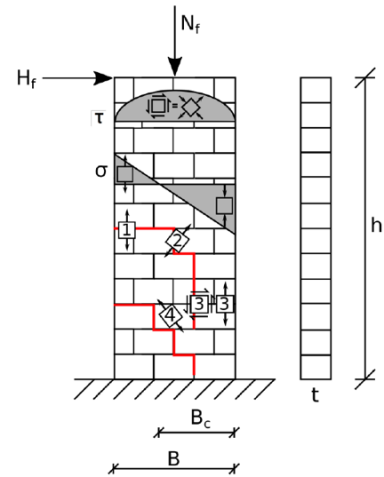
Figur 3.7-1: Lastoverføringsbilde ved et skivesystem bestående av yttervegg (blått), etasjeskiller (grønt) og avstivende vegg (gult).

Det forutsettes at forbindelsene mellom vegger og etasjeskillere, samt mellom hver enkelt veggskive er leddet. Plassering av de avstivende veggene må være slik at konstruksjonen kan ta opp krefter i alle horisontalretninger av bygget. Dette gjøres som oftest ved å plassere vegger orientert i de to hovedretningene, og slik at veggens akselinjer ikke møtes i ett punkt. Kraftene i andre retninger skal dekomponeres i hovedretningene og fordeles på veggene. Hvis de avstivende veggene plasseres usymmetrisk i tverrsnittet, vil bygningen i tillegg til translasjonskrefter bli påkjent av rotasjonskrefter som veggene må dimensjoneres for.

### 3.8 Skjærveggers virkemåte

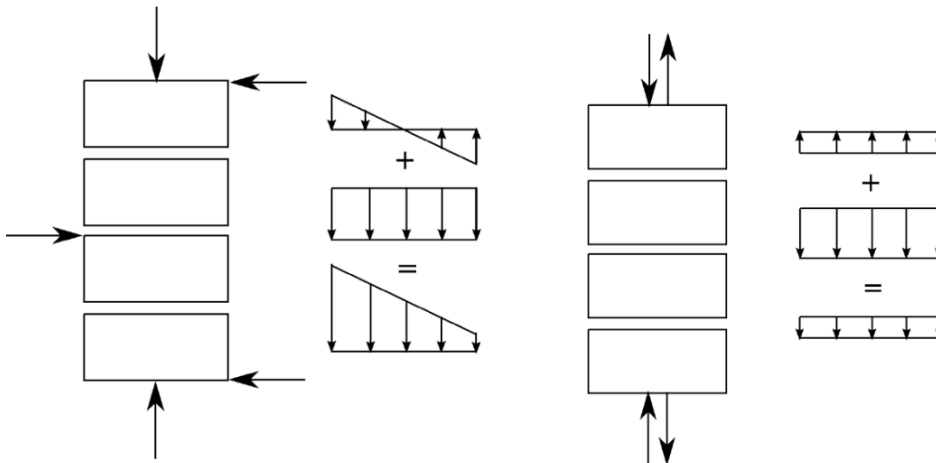
Teorien i dette kapittelet er hovedsakelig basert på «Dimensjonering av murkonstruksjoner» utgitt av Karl Vincent Høiseth (NTNU). [23]

Skjærvegger kan betraktes som søyler med den forskjellen at veggene vil ha stor stivhet i kraftretningen og liten stivhet i tverretningen. De vertikale lastene fra egenvekt og nyttelast, samt de horisontale lastene fra vind eller jordskjelv forårsaker momenter, aksialkrefter og skjærkrefter i veggene. Disse fører til typisk spenningsbilde som er illustrert på figuren til høyre. Der  $H_f$  er horisontallasten, som gir moment og skjær, mens  $N_f$  er vertikallasten som gir aksiallast. Spenningstilstanden på figuren viser en parabelformet skjærspenningsfordeling ( $\tau$ ) over hele veggens bredde, og en normalspenningsfordeling ( $\sigma$ ) som er summen av bøyestresser og aksialspenninger.



Figur 3.8-1: Generell spenningsbilde i en skjærvegg [23]

Som nevnt tidligere har murverk relativ høy vekt, stor trykkfasthet, men ingen ren strekkfasthet. Når trykkpåkjenninger opptrer samtidig med andre belastninger, som for eksempel murverkets egenvekt, vil bøyestrekkspenningene kunne reduseres og rene strekkspenninger fjernes. Det er altså gunstig å ha murbygninger slik at de murte skjærveggene får mest mulig av byggets vertikale laster, slik at det kan eliminere eventuelle strekkrefter som vil opptre. Dette er illustrert på figuren under.



Figur 3.8-2: Eliminering og redusering av strekkrefter ved hjelp av murverkets egenvekt [23]



### 3.8.1 Momentkapasitet av skjærvegger

I henhold til det nevnte kompendiet «Dimensjonering av murkonstruksjoner», finnes det to alternativer for momentkapasitetskontroll av skjærvegger. [23]

- 1) Når aksialspenningene er mindre enn halve trykkfastheten, vil man få strekkspenninger i tverrsnittet ettersom momentet øker. Siden det ikke tillates å regne med murverkets strekkfasthet, blir den strekkbelastede delen av tverrsnittet antatt spenningsfri. Dette alternativet har boken kalt «Momentkapasitet ved liten aksiallast» illustrert i figur 3.8.1-1. Det vil si når;

$$N_f < 0,5 \cdot f_{cd} \cdot A$$

Formel 3.8.1-1

Momentkapasitet for skjærveggen er basert på grunnlag av bøyepeningene, siden aksialspenningene ikke gir noe moment om nøytralaksen. Momentkapasitet er da gitt ved;

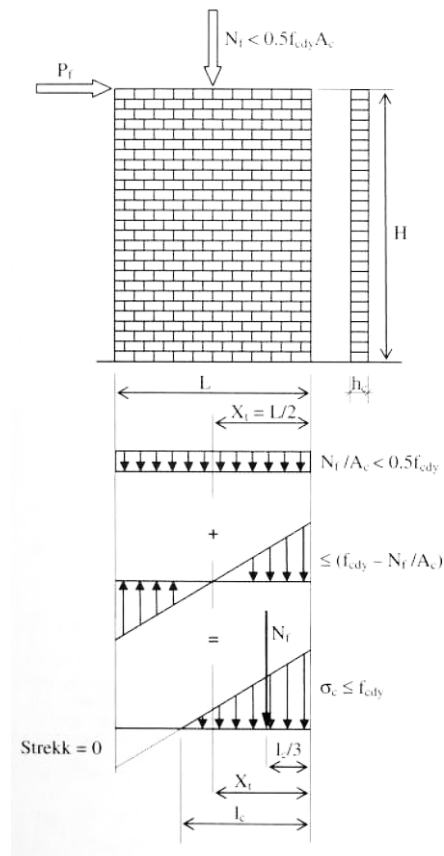
$$M_d = N_f \left( \frac{L}{2} - \frac{2N_f}{3 \cdot h \cdot f_{cd}} \right)$$

Formel 3.8.1-2

Skjærveggens momentkapasitet ansees å være tilstrekkelig når;

$$M_d \geq M_f = P_f \cdot H$$

Formel 3.8.1-3



Figur 3.8.1-1: Illustrasjon av spenningsbilde ved liten aksiallast

- 2) Når aksialspenningene er større enn halve trykkfastheten, vil hele tverrsnittet være belastet i trykk når kapasiteten er fullt utnyttet. Ettersom trykkspenningen ved randen overskrider trykkkapasiteten ved full utnyttelse, vil en få trykkbrudd. Når man beregner momentkapasitet antar man derfor at trykkspenningene ved randen er lik trykkfastheten til murverket. Dette alternativet har boken kalt «*Momentkapasitet ved stor aksiallast*» illustrert i figur 3.8.1-2. Det vil si når;

$$N_f > 0,5 \cdot f_{cd} \cdot A$$

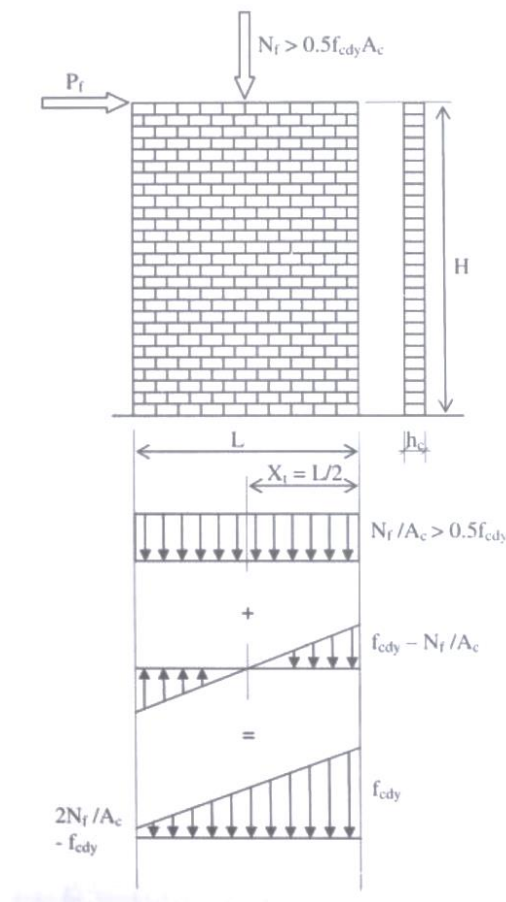
Formel 3.8.1-4

Momentkapasitet for skjærveggen er da gitt ved;

$$M_d = \frac{h \cdot L^2}{6} f_{cd} - \frac{N_f \cdot L}{6}$$

Formel 3.8.1-5

Skjærveggens momentkapasitet ansees å være tilstrekkelig når formel 3.8.1-3 er oppfylt.  $f_{cd}$  er dimensjonerende trykkfasthet ved ligning 3.6-1, mens figur 3.8.1-2 viser hva de andre notasjonene står for.



Figur 3.8.1-2: Illustrasjon av spenningsbilde ved stor aksiallast

### 3.8.2 Skjærkapasitet av skjærvegger

Kontroll av skjærkapasitet for skjærveggene er basert på uarmert murverk gitt i «*Dimensjonering av murkonstruksjoner*». Her kontrolleres både strekk- og trykkbrudd. Alle de mekaniske egenskapene er funnet ved hjelp av publiseringen M1 (Teglegenskaper, gitt av Byggforsk). [22] Fullstendig beregninger finnes i vedlegg 9 og 10 (Kapasitetskontroll av skjærvegger).

Kapasitet for strekkbrudd for uarmert murverk er gitt som;

$$V_d = f_{vdx} \cdot t \cdot B_c + \frac{\mu_m \cdot N_f}{0,7 \cdot \gamma_M} \leq f_{vdm} \cdot t \cdot B_c$$

Formel 3.8.2-1

$f_{vdx}$  den dimensjonerende skjærfast i x-retning (horisontal)

$t$  Skjærveggenes tykkelse

$B_c$  effektive bredden, gitt ved  $B_c = 3 \left( \frac{L}{2} - \frac{M_f}{N_f} \right) \leq B$

$\mu_m$  en friksjonskoeffisient antatt 0,8 ifølge det nevnte kompendiet og M1

$f_{vdm}$  den dimensjonerende skjærfasthet for skråstrekkbrudd

Kapasitet for trykkbrudd er gitt som;

$$V_d = (0,1 + 80 \cdot \varepsilon_{cuy}) \cdot f_{cd} \cdot t \cdot d \leq 0,4 \cdot f_{cd} \cdot t \cdot d$$

Formel 3.8.2-2

$\varepsilon_{cuy}$  murverkets tøyningsgrense ved trykk, tatt fra M1 publikasjonen, gitt i vedlegg 8 (Tabell – Materialeenskaper).

$d$  effektiv høyde, som for uarmerte vegger kan settes lik L

#### 4. Forskerspørsmål

I det følgende kapittelet skal forskerspørsmålet som er definert for oppgaven, delmål og avgrensninger, presenteres. Hovedfokuset vil være å studere den dynamiske oppførselen av en murkonstruksjon og hvordan dette vil påvirkes av eventuell ombygging. Samtidig skal det fokuseres på en parameterstudie for å få nødvendige kjennskap om hvilken seismisk parameter som gir størst utslag på dynamiske krefter som oppstår under et jordskjelv.

Eurokode 8 pålegger at alle eksisterende bygninger, som er bygget før 2005, skal kontrolleres for kapasitet mot jordskjelv ved eventuell ombygging eller rehabilitering. Det er derfor viktig å finne ut om det er nødvendig å forsterke en konstruksjon mot jordskjelv eller ikke. Måten dette gjøres på er ytterligere beskrevet under metodekapitlet. Hovedformålet er å benytte de seismiske analysene til å kontrollere jordskjelvlastene som opptrer før og etter ombygg på den aktuelle konstruksjonen. Siden det generelt undervises lite om dynamikk og jordskjelv for byggstudenter ved universiteter i Norge, har vi et ønske, om å tilegne oss de nødvendige kunnskapene ved å svare på følgende forskerspørsmål.

#### **«Hvordan dokumentere og tilfredsstillere krav innen jordskjelvdimensjonering av eksisterende murbygg?»**

I tillegg ønsker vi å avdekke følgende problemstillinger og delmål som kan være til hjelp ved dokumentering av jordskjelvdimensjonering.

- ❖ Hvordan er jordskjelv påvirkningen før- og etter ombygg?
- ❖ Hvor stor påvirkning har ulike seismiske parametere på resultatene?
- ❖ Hvordan fordeles kreftene på veggskivene?
- ❖ Hvilke utfordringer er viktig å være klar over ved modellering i Robot (RSA)?
- ❖ Få en grundig forståelse for dynamikken og de seismiske parameterne som Eurokode 8 setter.

For å besvare spørsmålene ovenfor vil det blant annet bli utført en modal analyse ved hjelp av programvaren Robot (RSA). Analysen gjøres i samsvar med Eurokode 8 og RIF-dokumentet «*Dimensjonering for Jordskjelv*».

Opgaven vil ikke omhandle følgende fagområder;

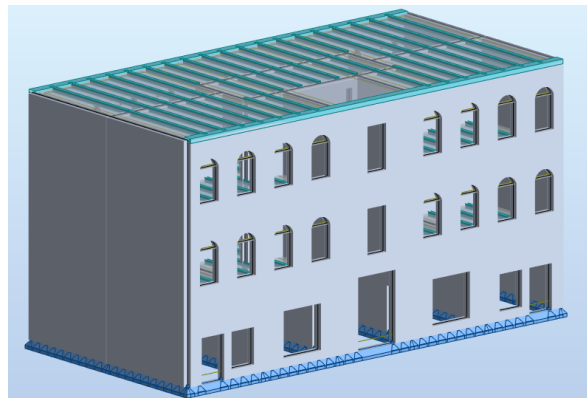
- ❖ Fundamentering (deformasjon og fleksibilitet av grunn)
- ❖ Overflatebehandling
- ❖ Seismiske laster i z-retning
- ❖ Modellering av forsterkning mot jordskjelv
- ❖ Detaljløsning av knutepunkter

## 5. Case

Det er mange gamle murkonstruksjoner ved Majorstua-området i Oslo, som de senere årene har hatt behov for renovering eller ombygging. Disse må på en viss grad kontrolleres og vurderes mot jordskjelv. Oppgaven gruppen har fått, er dermed en aktuell case som de rådgivende selskapene stadig møter. Gruppen skal som utgangspunkt bruke et slikt murbygg fra 1900-tallet, og utarbeide en fremgangsmåte i form av et flytskjema. Dette for å kunne gjøre bruken av Eurokoden lettere, samt gi en bedre forståelse av reglene og kriteriene bak standarden.

Det aktuelle bygget skal studeres og kontrolleres for utelatelseskriterier, samt beregne de opptredende seismiske kreftene før- og etter ombygning. Ombygg innebærer fjerning av de nest ytterste veggene, samt få større åpning i den langsgående vegg i første etasje. Slik illustrert på plantegningen, på neste side. Dette skal bli utført ved hjelp av analyseprogrammet Robot (RSA), som er det mest benyttede programvaren hos Multiconsult og andre konsulentfirmaer.

For dette prosjektet skal det studerte bygget i utgangspunktet være på 4 etasjer, hvor siste etasje er et loft. På grunn av Robots utfordringer med å tolke takkonstruksjonen under modal analyse er dette blitt fjernet som en del av modelleringen. Dette er ytterligere utdypet under delkapittel 6.4 Programvare. Videre skal bygget være rektangulært med dybde på 10 meter og lengde på 20 meter. I tillegg er det antatt en etasje- og lofthøyde på henholdsvis 3,5 og 4,5 meter.



Figur 5-1: Endelig modell av konstruksjonen gitt i Robot (RSA)

Bæresystemet i bygget er basert på bjelkelag som bæres av murveggene. Disse bjelkelagene er leddet med et spenn på 3,5 og 5 meter hver. Videre hviler disse på en skillevegg (hjertervegg) tversgjennom konstruksjonen med tykkelse 400mm i de tre første etasjene, og 250mm i fjerde etasje (loftet). De to første etasjene i bygget er butikklokaler, der første etasjen også har to sidebutikker i hver ende. Tredje etasje, samt loft er tilrettelagt for bolig.

Siden dette er et gammelt bygg fra 1900-tallet, hvor andre byggeregler var gjeldende, har gruppen i tett dialog med ekstern veileder fra Multiconsult fått oppgitt følgende spesifikke lastverdier.

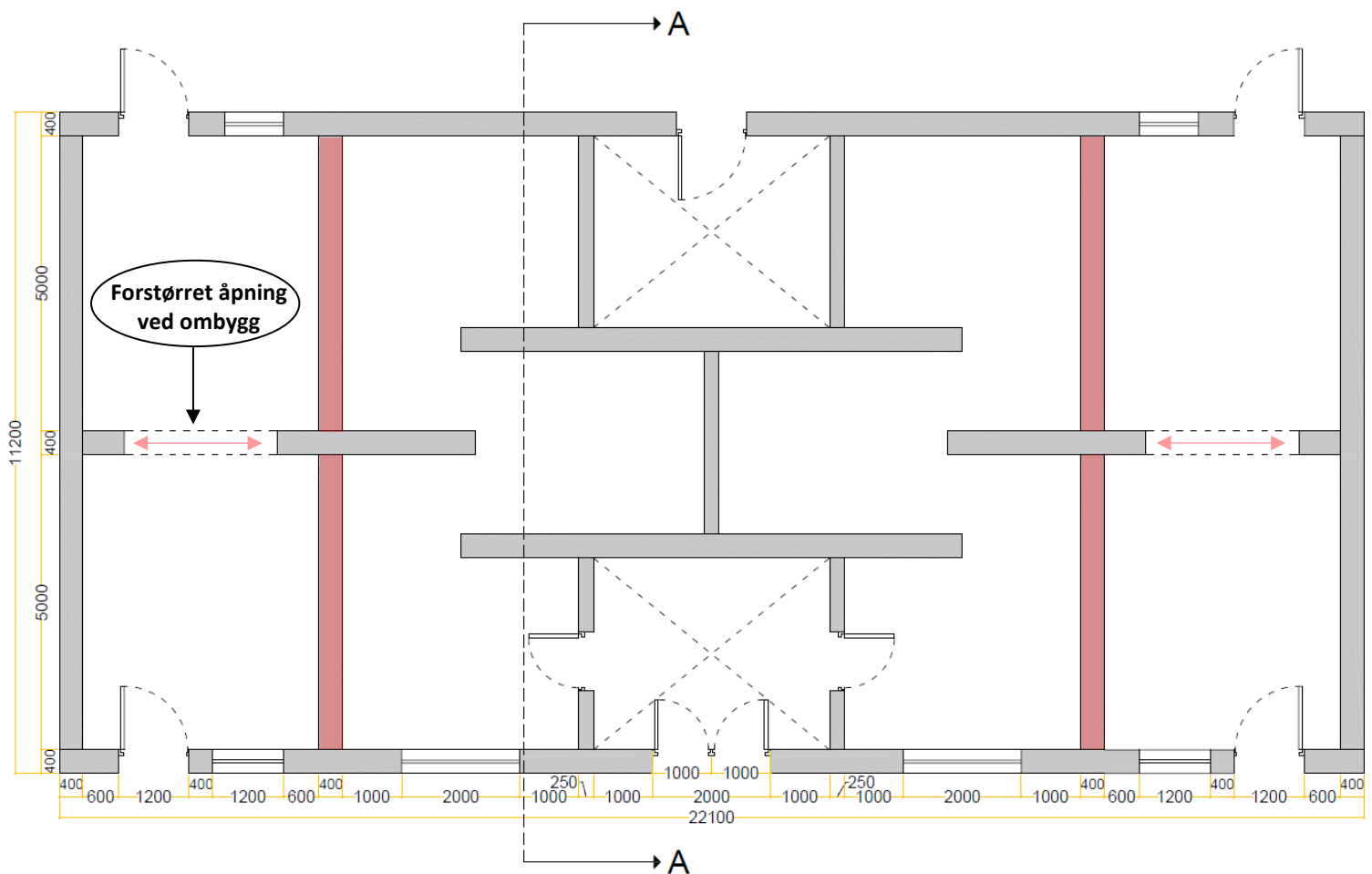
Tabell 5-1: Generelle verdier på laster og andre faktorer som er antatt eller angitt av Multiconsult

Permanente Laster	Lastfaktor seismisk	Verdi	Seismisk prosent masse
Egenlast dekke	1,0	2,5 kN/m <sup>2</sup>	100 %
Egenlast takstol	1,0	2,5 kN/m <sup>2</sup>	100 %
Egenlast påført	1,0	1,0 kN/m <sup>2</sup>	100 %

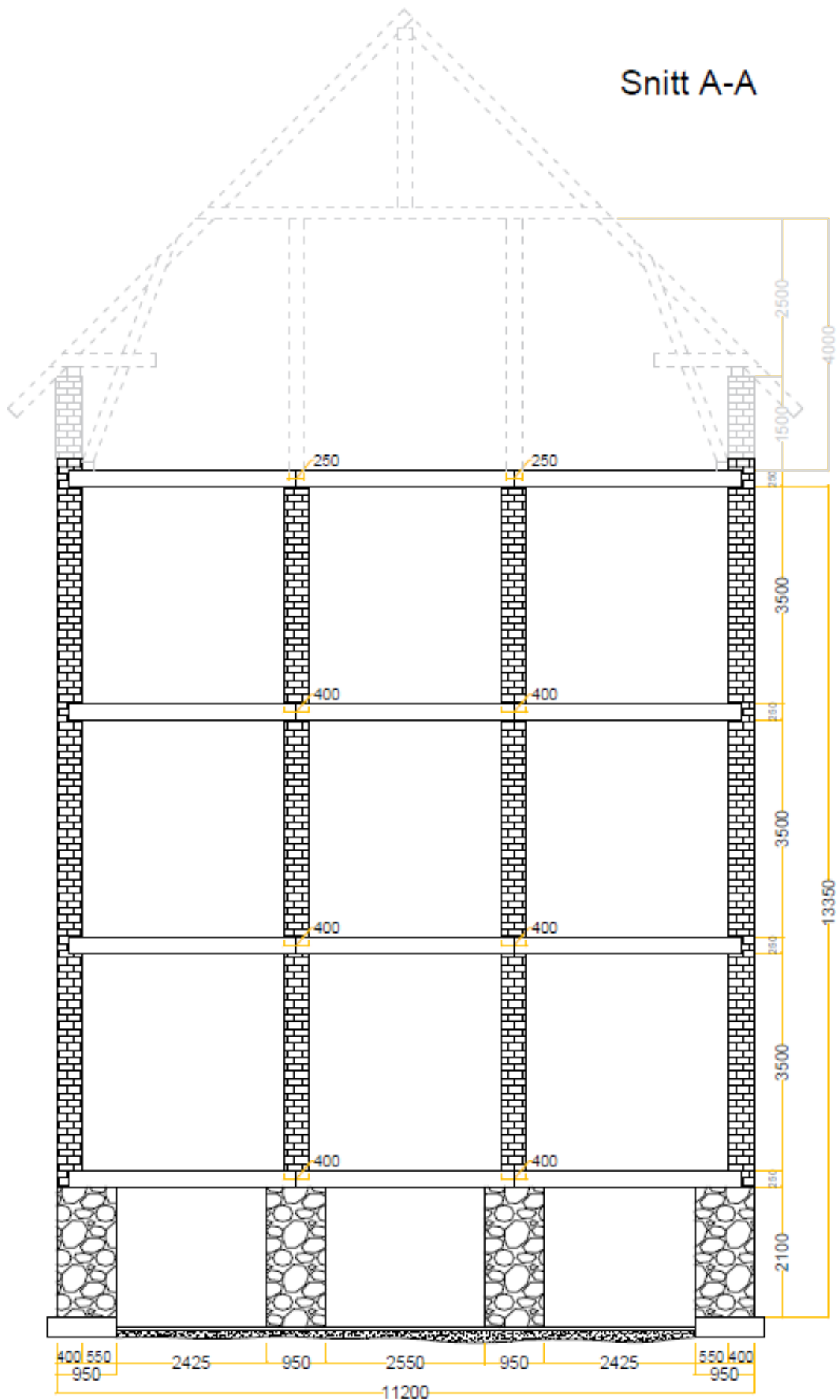
Nyttelaster	Lastfaktor seismisk	Verdi	Seismisk prosent masse
Butikk	0,6	5,0 kN/m <sup>2</sup>	60 %
Bolig	0,3	2,0 kN/m <sup>2</sup>	30 %
Snølast	0,2	3,2 kN/m <sup>2</sup>	20 %

I henhold til Eurokode 8, som presisert i tabellen over, skal det ved beregningene legges til en prosentdel av snølast og nyttelast (butikk og bolig) i modal masse. Siden jordskjelv er en ulykkeshendelse, skal lastfaktorene for snølast og nyttelast settes henholdsvis lik 0,2 og (0,6 og 0,3). Det er denne lastkombinasjonen som er kalt «*COMB-Allé*» i Robot (RSA).

Videre er det gitt av ekstern veileder at densitet av tegl er  $20\text{kN/m}^3$ , mørtelkapasitet  $2\text{MPa}$ , og en grunntype tilsvarende klasse E. Under er det fremvist en plan- og snittegning av eksisterende bygg, utført i AutoCAD. Plantegninger for de resterende etasjene er vedlagt i vedlegg 3.



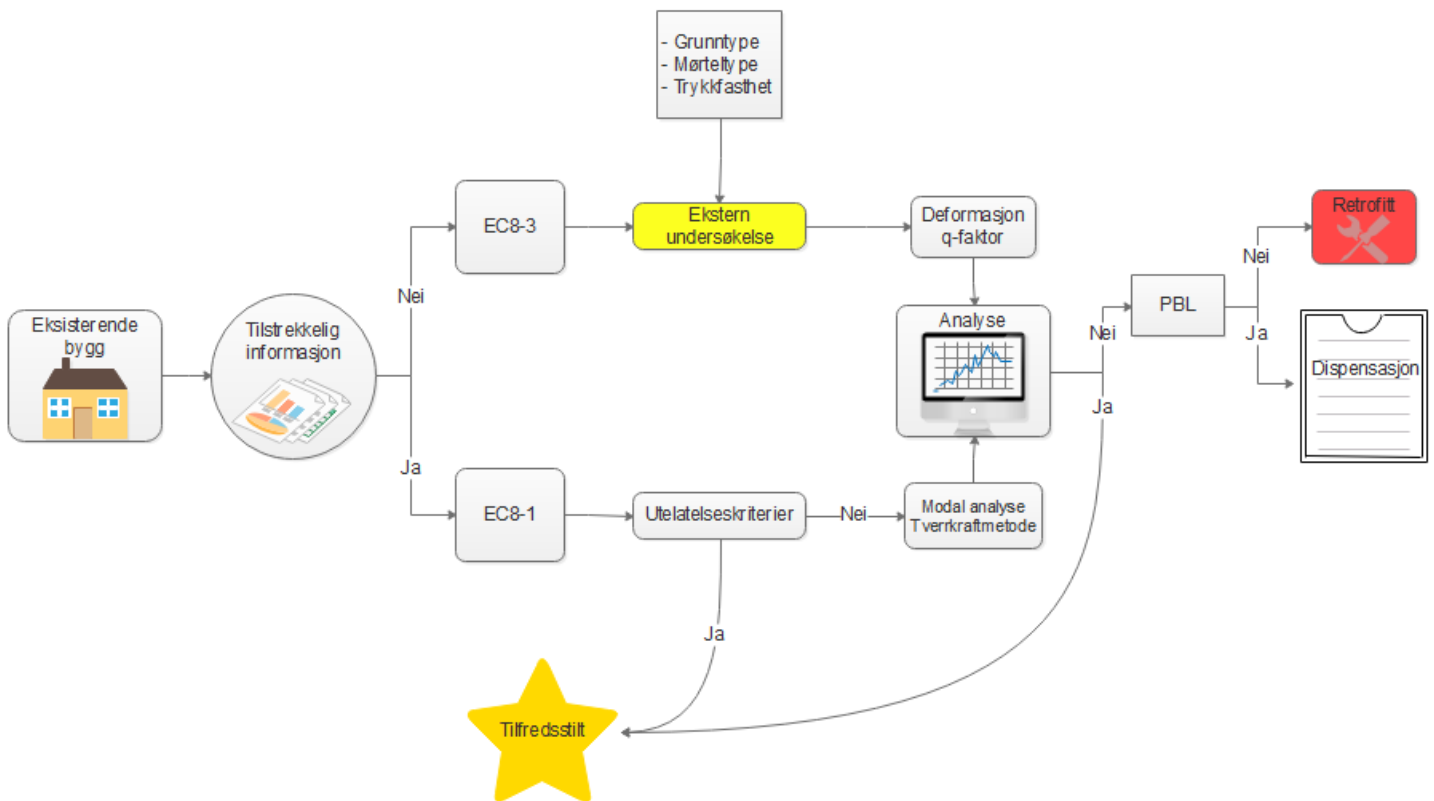
Figur 5-2: Plantegningen av første etasje med angitt markering av snitt A-A [Tegnet i AutoCAD]  
De markerte veggene indikerer veggene som er fjernet ved ombygg



Figur 5-3: Snitt A-A av konstruksjonen for alle etasjer [Tegnet i AutoCAD]

## 6. Metode

I samsvar med EC8 og RIF-dokumentet «Dimensjonering for Jordskjelv», har gruppen utarbeidet følgende flytskjema, som viser en stegvis fremgangsmåte for dokumentering av jordskjelv for eksisterende bygg. Det er denne metodikken som rapporten baserer seg på. Grunnen til dette er at Eurokode 8-3 er kun tilgjengelig i engelsk utgave, som ennå ikke har blitt oversatt til norsk. Dermed vil denne fremgangsmåten kunne benyttes som veiledende og gi råd for å lette bruken av Eurokoden.



Figur 6-1: Flytskjema som belyser en stegvis fremgangsmåte for dokumentering av jordskjelv [Laget i Edraw Max]

Den nye utfordringen i byggebransjen med tanke på ombygging og rehabilitering av gamle eksisterende bygg, er å kontrollere disse for kapasitet mot jordskjelv. Standarden fastslår at bygninger bygget før 2005; som planlegges for bygningsmessige endringer, har fått skader eller skal oppgraderes til de gjeldende norske standarder, skal på en viss grad kontrolleres og eventuell forsterkes mot jordskjelv. Dette er som oftest ugunstig og kostbar, noe som de aller fleste rådgivere vil prøve å unngå. Dermed er dette punktet satt som det siste leddet i flytskjemaet, og det er mange tiltak en ingeniør kan vurdere før man er nødt til å forsterke bygget.

Som det første steget, er det helt avgjørende at det foreligger tilstrekkelig informasjon og data om bygget som skal vurderes. Dette fordi standarden har angitt en veiledende tabell, med kriterier som kan benyttes for å avgjøre om man skal dimensjonere konstruksjonen etter EC8-1 eller EC8-3. Tabellen er basert på hvilke kjennskap man har om det eksisterende bygget. Det finnes tre nivåer; KL1, KL2 og KL3, som henholdsvis angir kunnskapsnivåene begrenset kunnskap, normal kunnskap og full kunnskap. Et fornorsket utdrag av denne tabellen er gitt på neste side.



Tabell 6-1: Oversikt over ulike kjennskapsnivåer, pålitelighetsfaktor og analysemetoder [15] [24]

Kunnskapsnivå	Geometri (Bygning og bæresystem)	Konstruksjonsdetaljer Pkt. 3.3.1(2) ii	Materialer, styrke og stivhet	Egenverdier og konstruksjonsanalyse	Pålitelighetsfaktor/ Confidence Factor
KL1	Fra tegninger og stedvis oppmåling eller fra full oppmåling, som gir nye detaljtegninger av bygget	Beregninger iht relevant praksis og fra begrenset in-situ kartlegging	Kjente verdier iht standarder da bygget ble reist og begrenset in-situ prøver	Tverkraft analyse og Modal respons analyse	$CF_{KL1} = 1,35$
KL2		Fra ufullstendig byggetegninger med begrenset in-situ kartlegging	Fra opprinnelige design spesifikasjoner og begrenset in-situ prøver eller fra utvidet in-situ prøving	Relevante metoder kan benyttes (ref. EU8-1)	$CF_{KL2} = 1,20$
KL3		Fra som-bygget tegninger med begrenset in-situ kartlegging, eller fra svært omfattende in-situ kartlegging	Fra opprinnelige prøvings rapporter med begrenset in-situ prøver eller omfattende in situ testing	Relevante metoder kan benyttes (ref. (EU8-1))	$CF_{KL3} = 1,00$

Dersom det foreligger tilstrekkelig dokumentasjon om bygget, slik at man har like god informasjon som om det skulle vært et nytt bygg, kan konstruksjonen ifølge punkt 6.1(5) i EC8-3 dimensjoneres etter reglene for EC8-1. Det vil si en konstruksjon som befinner seg i KL3 og KL2, kan dimensjoneres etter reglene gitt i EC8-1, videre skal EC8-3 benyttes for konstruksjoner som befinner seg i KL1.

Hovedforskjellen er at dersom dimensjoneringen skjer etter EC8-3, er sikkerhetsnivået delvis basert på kunnskapsnivået. Det betyr at man skal i tillegg utføre vesentlig omfang av inspeksjon og tester av konstruksjonsmaterialene, noe som igjen vil føre til uønskede kostnader. I tillegg skal middelveidier av materialfastheten som er benyttet, justeres med en CF-faktor for lineære beregningsmetoder. Dette vil bidra med en større utnyttelse av materialet, og samtidig redusere sikkerhetsnivået. Disse CF-faktorene er fremvist i tabellen over. Dermed er det anbefalt at det alltid fremskaffes tilstrekkelig informasjon vedrørende punktene nedenfor for å oppfylle kravet om tilstrekkelig dokumentasjon.

- ❖ Tegninger som viser konstruksjonens og fundamenteringens geometri (formtegninger)
- ❖ Komplette tegninger av alle detaljer. Eksempelvis knutepunkter, hjørner og fundamenter
- ❖ Karakteristiske verdier av materialfasthet for alle materialer
- ❖ Grunnforhold og fundament
- ❖ Armeringstegninger og bøyelister for betongkonstruksjoner

## 6.1 Dimensjonering etter EC8-1

Når tilstrekkelig dokumentasjon om bygget er fremskaffet, slik at konstruksjonen kan plasseres i kunnskapsklasse 2 eller 3, kan reglene for EC8-1 komme til anvendelse. Det betyr samme forutsetninger og regler som en ville brukt for dimensjonering av nybygg mot jordskjelv. Siden Norge er et lavseismisk område med lite erfaring innen jordskjelvdimensjonering, kan det ofte føre til konservative vurderinger fra ingeniører som igjen kan føre til overdimensjonerte konstruksjoner. Det er derfor viktig å finne ut om det aldeles er nødvendig å dimensjonere en konstruksjon for jordskjelv eller ikke. Her kan flere såkalte utelateskriterier komme til anvendelse.

### 6.1.1 Utelateskriteriet EC8-1

Disse kriteriene baserer seg i stor grad på bygningens tyngde, egensvingeperioder, regularitet og kompleksitet. Nedenfor er de fem forskjellige utelateskriteriene presentert.

#### ❖ 1. Seismisk klasse og konstruksjonstype

Konstruksjoner klassifisert som seismisk klasse I eller lette trekonstruksjoner, krever normalt sett ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter EC8. Dette gjelder små boliger og lagerhus, kulverter og andre konstruksjoner med liten konsekvenser ved sammenbrudd. NA 3.2.1(5)

#### ❖ 2. Svært lav seismisitet

I henhold til punkt 2.2.1 (4) i EC8, er det ikke nødvendig å overholde bestemmelsene i standarden og dermed kan seismiske analyser utelates ved svært lav seismisitet. Dette er tilfelle når følgende kriterium er oppfylt;

$$a_g \cdot S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

Formel 6.1.1-1

#### ❖ 3. Dimensjonerende spektrum

Seismisk analyser kan også utelates dersom følgende dimensjonerende spekter-kriterium er oppfylt;

$$S_d(T) < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

Formel 6.1.1-2

Standarden stiller likevel tre krav for å kunne benytte seg av dette kriteriet.

- Konstruksjonsfaktor  $q \leq 1,5$
- Konstruksjonen må tilfredsstillere regularitetskravene gitt i EC8
- Stivheten til konstruksjoner i betong og mur skal fastsettes uten opprissing

#### ❖ 4. Sammenligning av krefter

Ved å sammenligne skjærkraft ( $F_b$ ) på fundamentnivå fra et jordskjelv med skjærkraft fra de øvrige lastkombinasjoner, kan videre kontroll av kapasitet for jordskjelv utelates hvis følgende krav er oppfylt.

$$F_b < (1,5 \cdot F_{vind} + 1,05 \cdot F_{skjev}) \cdot \frac{\gamma_{c,brudd}}{\gamma_{c,DCL}}$$

Formel 6.1.1-3

$F_b$  – er horisontal skjærkraft på fundamentnivået fra jordskjelv

$F_{vind}$  – er vindkraften fra vindpåkjenning

$F_{skjev}$  – er skjevlaster som angitt i EC standardene for materialene. Knyttet til byggetoleranser, 0,5% av byggets totale masse.

$\gamma_{c,brudd}$  – er materialfaktorer i bruddgrensetilstand

$\gamma_{c,DCL}$  – er seismisk dimensjoneringsfaktor gitt i NA.5.2.4 i EC8.

I tillegg skal følgende krav oppfylles for å kunne benytte seg av utelatelseskriteriene.

- Kreftene må baseres på lineær analyse av konstruksjonen
- Konstruksjonsfaktor  $q \leq 1,5$ , altså lav duktilitet
- Bygget må tilfredsstillere kravene til enkelhet i plan og oppriss i henhold til EC8
- Den lineære elastiske analysemodellen skal representere konstruksjonen på en god måte.

Alle øvrige konstruksjoner som ikke faller innenfor de ovenstående punktene må kontrolleres for seismisk påkjenning i henhold til Eurokode 8.

#### ❖ 5. «Enkle-murbygninger»

Eurokode 8, punkt 9.7.1 (spesifikke regler- og bestemmelser for murkonstruksjoner) setter et interessant tilleggskriterium for murbygninger som tyder slik;

*«Bygninger som tilhører seismisk klasse I eller II, og som er i samsvar med punkt 9.2, 9.5 og 9.7.2 kan klassifiseres som “enkle murbygninger”. For slike bygninger er påvisning av sikkerhet mot sammenbrudd ikke obligatorisk.»*

Hva eurokoden mener med «enkle murbygninger» er spesifisert ytterligere i de overnevnte punktene i EC8. De går hovedsakelig ut på materialegenskapene av mur- og mørteltype, som er benyttet i den aktuelle konstruksjonen. Krav til utforming og en rekke andre geometriske krav tilknyttet konstruksjonen bør være oppfylt for å kunne klassifisere konstruksjonen som «enkle murbygninger». Spesifikt om dette kriteriet finnes i vedlegg 5 (Utelatelseskriterier).

Det er tilstrekkelig at kun en av disse kriteriene er oppfylt for å kunne utelate jordskjelvdimensjonering. Hvis dette ikke er tilfellet skal det utføres analyser i samsvar med EC8-1, for å bestemme dynamiske laster som opptrer på grunn av jordskjelv. Deretter kan man påvise om de seismiske påvirkningene er ivaretatt eller ikke, når kapasiteten av elementene er kjent. EC8-1 angir fire standardiserte analysemetoder for å bestemme den dimensjonerende seismiske påvirkningen på en konstruksjon. Hvorav to av disse baserer seg på en lineær-elastisk modell. Denne modellen er basert på en responsspektrum-analyse der det dimensjonerende elastiske spekteret ( $S_d$ ) benyttes. Alternativet til dette er ikke-lineære beregningsmetoder.

#### Lineær analyse:

- Tverrkraftmetoden
- Modal responsspektrum-analyse

#### Ikke-lineær analyse:

- Ikke-lineær statisk analyse (analyse ved påført forskyvning, også kalt «Pushover»)
- Tidshistorie-analyse (Ikke-lineær dynamisk analyse)

I denne rapporten skal det fokuseres på de to lineære analysene, da disse i stor grad kan anvendes på norske bygg i seismisk *klasse II* og *III*. De ikke-lineære analysene er spesielt aktuelle for konstruksjoner som krever større sikkerhetsnivå, der det skal dimensjoneres for jordskjelv med lengre returperioder enn referanseperioden på 475 år. Disse er dermed ikke vurdert videre i denne oppgaven.

### 6.1.2 Tverrkraftmetode

Denne metoden er en forenklet fremgangsmåte for å bestemme den dimensjonerende seismiske påvirkningen. Metoden er kun anvendbar dersom konstruksjonen ikke påvirkes av andre svingeformer enn den første. I tillegg skal konstruksjonen tilfredsstillende krav til regularitet i plan og oppriss.

Ved tverrkraftmetoden blir bygningens dynamiske respons kalkulert ut ifra etasjevise krefter basert på masse som fordeles på de ulike etasjene. Bygningens første egensvingeperiode beregnes forenklet og baserer seg på én-frihetsgrad system. Dersom bygget er regulært i oppriss men ikke i plan, kan to separate modeller benyttes, der man vurderer de to retningene hver for seg. Dette er kun tillatt for bygninger opp til seismisk klasse 2.

Oppsummert har metoden følgende fordeler og ulemper;

#### Fordeler:

- *Raskt og enkelt å utføre selv ved håndberegning*
- *Godt egnet for overslag i en tidlig fase i prosjekteringen*
- *Ikke behov for dynamiske analyseverktøy*

#### Ulemper:

- *Gir konservative resultater*
- *Vanskelig å oppfylle kravene til regularitet og symmetri*
- *Tar ikke hensyn til bygningens stivhet i ulike retninger*

Dersom kravene til regularitet, presentert i delkapittel 3.3.1 er oppfylt, kan tverrkraftmetoden stegvis benyttes på følgende måte;

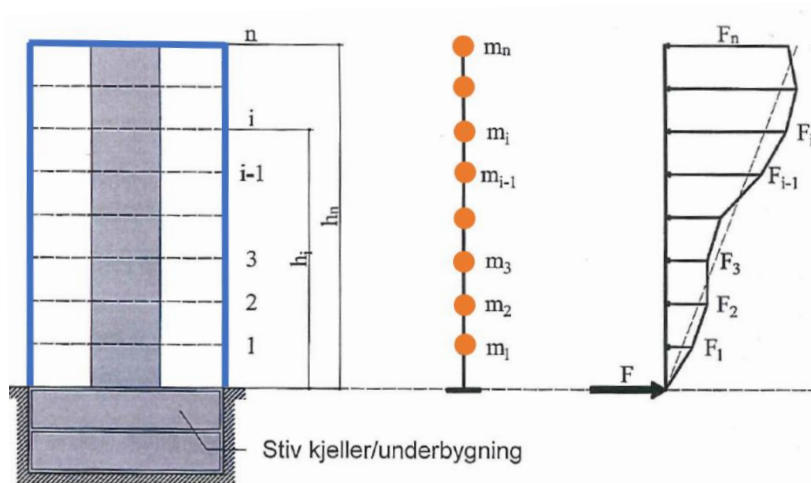
1. Estimer byggets første egensvingeperiode ( $T_1$ ) ved en av følgende metode;

- *Forenklet metode (beskrevet i kap. 3.4.6)*
- *Egensvingeperiode basert på forskyvning grunnet et «horisontalt» gravitasjonsfelt*
- *Rayleigh-metode*

Egensvingeperiode ( $T_1$ ) bør være mindre enn  $4T_c$  og 2 sekunder i hver hovedretning for å kunne benytte seg av tverrkraftmetoden.

2. Beregne den samlede horisontale seismiske kraften  $F_b$  (beskrevet i kap. 3.4.6)

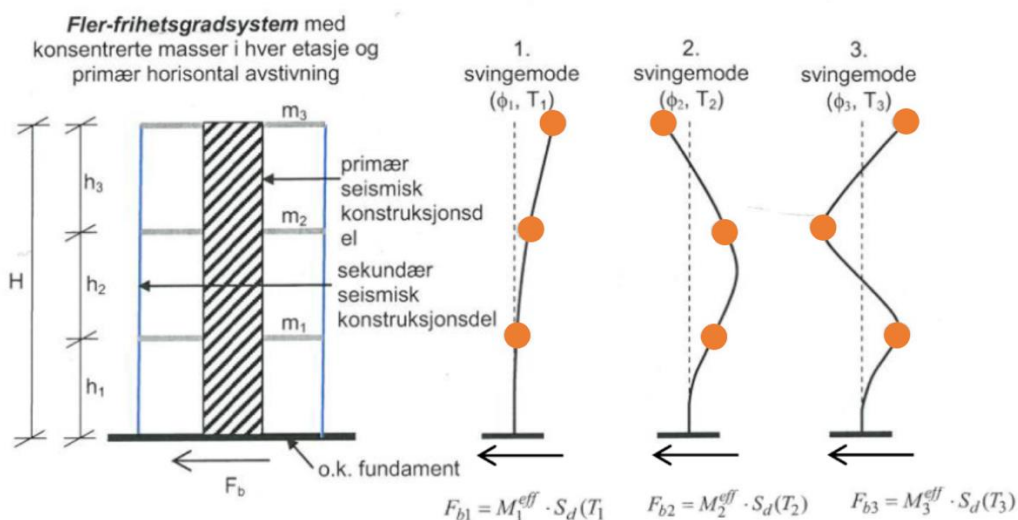
3. Fordele de horisontale etasjevise kreftene ( $F_i$ ) slik figuren på neste side illustrerer.



Figur 6.1.2-1: Byggverkets seismiske respons representert etter tverrkraftmetoden [24]

### 6.1.3 Modal responspektrum-analyse

Modal respons-spektrum er anvendelig på de aller fleste konstruksjoner som ikke tilfredsstillter, blant annet krav til regularitet i oppriss og andre krav gitt for tverrkraftmetoden. Som det ble nevnt i forrige avsnitt vil konstruksjonens irregularitet bidra til betydelige torsjonsvirkninger, noe som fører til at flere svingeformer (moder) kan forekomme. Dette er ikke noe tverrkraftmetoden kan ta hensyn til. Modal analyse er basert på en lineær dynamisk analyse, hvor formålet er å finne maksimale krefter og forskyvninger for flere egenperioder med tilhørende svingeform. Metoden konverterer med andre ord det som i utgangspunktet er ett «*fler-frihetsgradsystem*» til flere «*én-frihetsgradsystemer*». Dette er best illustrert på figuren under, der hovedkonstruksjonen har blitt inndelt i flere sett med én-frihetsgradsystemer. Hver svingemode har en egenperiode og masse, som er konsentrert i midten av hver etasje. Summen av denne massen kalles effektiv masse eller modalmasse for en gitt mode.



Figur 6.1.3-1: Modal respons – transformasjon av et fler-frihetsgradsystem til et sett med flere ekvivalente én-frihetsgradsystemer [24]

Det er den primære seismiske konstruksjonsdelen som vil gi størst bidrag til sidestivhet, mens de sekundære konstruksjonsdeler vil bidra i mindre grad til stivhet i de forskjellige svingemodene. Det betyr at den effektive massen (modalmassen) og sidestivhet er hovedfaktorene som er med på å bestemme svingemodene. Konstruksjonenes respons for hver mode vil da gis som en horisontal skjærkraft ( $F_{bi}$ ) ved fundamentnivå eller overkant av stiv kjeller. Vi kan se av figuren over at dette finnes ved å multiplisere den modale-massen med det dimensjonerende spekteret,  $S_d(T)$  for hver mode.

Eurokode 8-1 punkt **4.3.3.1** stiller følgende krav til hvor mange svingeformer man skal ta hensyn til ved en modalanalyse;

- «Summen av de effektive modale massene for svingeformene som det er tatt hensyn til, må være minst 90% av byggets total masse.»
- «Alle svingeformer som bidrar med mer enn 5% av byggets total masse skal inkluderes i analysene.»

Dersom de overnevnte kravene ikke kan tilfredsstilles (for eksempel i bygninger med et betydelig bidrag fra torsjonsformer), gir eurokoden et minstekrav på antall svingeformer som det skal tas hensyn til ( $k$ ). Denne verdien må tilfredsstille begge de to følgende betingelsene;

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad \text{Formel 6.1.3-1}$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ sek.} \quad \text{Formel 6.1.3-2}$$

Der

$k$  – antall svingeformer som det er tatt hensyn til

$n$  – antall etasjer over fundamentet eller toppen på en stiv kjeller

$T_k$  – Egenperiode tilhørende svingeformen  $k$

## 6.2 Dimensjonering etter EC8-3

Når detaljerte tegninger og/eller materialparametere for den eksisterende konstruksjonen er ukjent, må dimensjoneringen skje etter reglene gitt i EC8-3 med tilhørende minstekrav til inspeksjon og testing.

Tabell 6.2-1: Retningslinjer for tilhørende minstekrav til inspeksjon og testing [15]

Graden av inspeksjon og prøving	%-antall elementer som er sjekket for Inspeksjon	Materialprøver pr. etasje
Begrenset	20	1
Utvidet	50	2
Omfattende	80	3

Inspeksjon innebærer kontroll av hver type bærende element som bjelke, søyle, vegg og dekke. Materialprøver omfatter blant annet testing av mørtelkvalitet og murfasthet. En materialprøve må inneholde prøving av alle elementene som inngår i det primære bæresystemet. Prøvingsmetoder for murverk skal gjøres i samsvar med NS-EN 1052-1, mens for mørtel skal det utføres i henhold til NS-EN 1015-11. Punkter som skal undersøkes og testes er detaljert beskrevet i EC8-3 Annex C. Under er de hovedpunktene listet opp.

- ❖ Type murstein som er benyttet (betong, leire, med hull, uten hull)
- ❖ Fysisk tilstand og tegn for degradering
- ❖ Mørtelkvalitet og kapasitet
- ❖ Størrelse og plassering av alle skjærvegger (høyde, tykkelse og lengde)
- ❖ Nøyaktig plassering og størrelse av åpninger (vinduer og dører)
- ❖ Armert eller uarmert murverk (antall horisontale- og vertikale armeringer)
- ❖ Ultralyd inspeksjon for å identifisere variasjon av densitet og modulus av murverk
- ❖ Inspeksjon av rissvidder

For styrkeberegninger skal styrken til disse materialene settes lik gjennomsnittsverdien av gjennomførte prøvinger dividert med pålitelighetsfaktoren (CF), gitt i tabell 6.1. Etter at diverse tester og inspeksjoner er utført, kan man begynne med jordskjelvdimensjonering i henhold til EC8-3. Her angir standarden to analysemetoder; deformasjonsmetode og q-faktor metode.

Hovedforskjellen mellom de to metodene er duktilitetsklasse som konstruksjonen befinner seg i. Ved DCL refereres det til å bruke q-faktor metoden, som baserer seg på reglene i EC8-1. Det betyr at EC8-3 kun benyttes til å fastlegge kunnskapsnivå, og derav følgende bruk av pålitelighetsfaktor (CF) for å bestemme midlere materialfasthet. Ved dimensjonering i DCM, anbefales det å benytte deformasjonsmetoden med tilhørende regler gitt i EC8-3. Begge disse fremgangsmåtene er kortfattet presentert på neste side.

### 6.2.1 Deformasjonsmetoden

Denne metoden baserer seg på dimensjonering med medium duktilitet (DCM), og forutsetter deformasjoner utover elastisitetsgrensen. Under er det listet opp en stegvis fremgangsmåte for denne metoden.

1. Bærekonstruksjonen deles inn i duktile og ikke-duktiler elementer. De ikke-duktiler elementene forblir i elastisk tilstand gjennom jordskjelvhendelsen ved at de dimensjoneres med en overstryke. Duktile elementer har områder som kan gjennomgå store deformasjoner og rotasjoner.
2. Egenperiodene til bygget beregnes med elastiske metoder
3. Belastningene beregnes i henhold til EC8-1 med  $q = 1.0$  (elastisk responspekter)
4. Ved hjelp av push-over analyse, beregnes påtrykte deformasjoner i de duktile delene av bærekonstruksjonen. (ikke-lineær analyse)
5. Konstruksjonens kapasitet for deformasjoner og rotasjoner skal baseres på grunnlag av kunnskapsnivåene, presentert i tabell 6.1. Forholdet mellom utnyttelsesgraden av minst og mest utnyttede duktile delen av bæresystemet skal ikke overskride 2,5.
6. Styrken til de elastiske ikke-duktiler bæreelementene kontrolleres etter punkt 3.5 i EC8-3.

### 6.2.2 q-faktor metode

Dette er den anbefalte analysemetoden framfor deformasjonsmetoden. Dette fordi at metoden baserer seg på reglene gitt i EC8-1, og dermed enklere å håndtere. I tillegg er metoden anvendbar på både lav og middels duktilitet (DCL og DCM). Fremgangsmåten av denne er beskrevet nedenfor.

1. Egenperiodene beregnes med elastiske metoder
2. Belastningene beregnes etter EC8-1 med q-verdi tilhørende konstruksjonen (1,5 for betong, 2,0 for stål og 1,5 for murverk).
3. Konstruksjonsanalyse beregner lastvirkninger
4. Dimensjonerende materialstyrke av konstruksjonen baserer seg på kunnskapsnivåene, og kontrolleres etter vanlige konstruksjonsstandarder for beregning i DCL.



### 6.2.3 Grensetilstand

EC8-3 oppgir at eksisterende konstruksjoner skal klassifiseres i tre ulike grensetilstander, som angir hvilken grad av skader og brudd kan tolereres ved seismiske påkjenninger. Disse omtales som «*Limit States*» og er delt opp slik;

1. Limit state of near collapse (NC)
2. Limit state of significant damage (SD)
3. Limit state of damage limitation (DL)

I det nasjonale tillegg er det oppgitt at i Norge brukes grensetilstanden SD. Dette innebærer at etter en jordskjelvhendelse; «*Kan konstruksjonen være betydelig skadet, men med en resterende horisontal bæreevne og stivhet. De vertikale bæreelementene skal kunne fortsatt ta vertikale laster, og konstruksjonen skal kunne tåle moderate etterskjelv. Ikke-bærende elementer kan tillattes å få vesentlige skader. Det vil også oppstå moderate og permanente deformasjoner i konstruksjonen, slik at skadene kan være uøkonomisk å reparere.*» [15]

### 6.2.4 Utelatelseskriteriet EC8-3

**Punkt 2.1(2)** i det nasjonale tillegget i EC8-3 gir anledning til å utelate jordskjelvdimensjonering og dermed forsterkning av eksisterende konstruksjoner for; «*Bygg som ikke har vært utsatt for jordskjelvskaide, kreves bare forsterket når sannsynligheten for sammenbrudd av bærekonstruksjonen ved jordskjelv øker betydelig på grunn av de endringer som foretas.*». Hva som menes med betydelig økning i sannsynligheten for sammenbrudd gir ikke standarden noe kvantitativ løsning på. En kan tolke denne bestemmelsen på flere måter og kan ofte føre til misforståelser.

Hovedformålet vil være å benytte analysene nevnt ovenfor, til å kontrollere jordskjelvlastene som opptrer før og etter endring på den aktuelle konstruksjonen. Deretter, basert på ingeniørmessig skjønn, kan det i samsvar med grensetilstander fremlegges om sannsynligheten for sammenbrudd overskrides eller ikke.

1. Gjør forenklete beregninger av jordskjelvlastene som opptrer før og etter endring/påbygg.
2. En rettesnor kan være at en betydelig økning i sannsynligheten for sammenbrudd, vil være en dobling av sannsynligheten for overskridelse i løpet av en 50-års periode. En returperiode på 200år tilsvarer 22% sannsynlighet for overskridelse i løpet av 50 år.

Dersom spissverdien for berggrunnens akselerasjon ( $a_{g40Hz}$ ) multipliseres med en faktor på 0.7, vil dette tilsvare en returperiode på 200år. Hvis største utnyttelse i bygget er mindre enn 1.0, ved en returperiode på 200år for  $a_{g40Hz}$ , kan bygget regnes å falle innen punkt **2.1(2)** nevnt ovenfor. Videre dokumentasjon av kapasitet er da ikke nødvendig.

3. Regularitet i planet og i oppriss er viktig i denne sammenheng, fordi konsentrasjoner av lastvirkninger på grunn av dynamisk last mest sannsynlig ikke var identifisert i opprinnelig dimensjonering. Dermed bør terskelen for betydelig økning settes lavere ved manglende regularitet. Det betyr at ovennevnte multiplikasjonsfaktor for  $a_{g40Hz}$  bør settes mellom 0,7-1,0.

4. Byggets tilstand og eventuelle svekkelser i bærekonstruksjonen må medtas i dimensjoneringen som reduksjon i bæresystemets kapasitet etter ombygg.
5. Mer detaljerte analyser av bygget kan gjennomføres og legges til grunn for en konklusjon om hva sannsynligheten for sammenbrudd vil være før og etter endring. Eksempelvis 3D-, modal og ikke-lineære analyser.

Der endringer eller påbygg er aktuelt, skal både ny og gammel del prosjekteres for jordskjelv. I praksis betyr dette at gammel del dimensjoneres etter EC8-3 på bakgrunn av det kunnskapsnivået man skaffer seg om bygningen. Mens den nye delen dimensjoneres etter EC8-1, siden alt dokumentasjon om dette vil være tilgjengelig. Dersom ny og gammel del utformes slik at disse er frikoblet fra hverandre i jordskjelvsituasjon, kreves kun verifikasjon av den nye delen i henhold til EC8-1, hvilket innebærer at dokumentasjon av eksisterende bygg ikke er nødvendig.

### 6.3 Plan- og bygningslov (PBL) for eksisterende bygg

Gjennom årene har kravene i byggeteknisk forskrift endret seg betydelig, og for eldre bygninger er det store forskjeller i opprinnelig kvalitetskrav og de kravene som stilles i dag. Dermed kan det spesielt være utfordrende med tanke på at etter PBL skal tiltak på eksisterende konstruksjoner prosjekteres og utføres i samsvar med bestemmelser gitt i loven. Dette vil med andre ord si at ved tiltak på eksisterende byggverk, gjelder i utgangspunktet de samme kravene som for nye tiltak. Likevel finnes det vilkår for å få innvilget unntak fra dagens tekniske krav. Blant annet gir plan- og bygningsloven anledning til å la være å forsterke hvis det gir uforholdsmessige store kostnader. [25]

Kommunen kan gi tillatelse til bruksendring og nødvendig ombygging og rehabilitering av eksisterende byggverk, selv om det ikke er mulig å tilpasse byggverket til tekniske krav uten uforholdsmessige kostnader. Dette gjelder når bruksendringen eller ombyggingen er forsvarlig og nødvendig for å sikre hensiktsmessig bruk. Dette er spesielt aktuelt når endringen i bygget er liten og konsekvensene ved full oppgradering er stor.

Hva som legges i uforholdsmessige kostnader skal kommunen vurdere skjønnsmessig i hvert enkelt tilfelle, hvor personlig økonomi ikke er et ledd som skal tas hensyn til under vurderingen.

De uforholdsmessige kostnadene vurderes ut ifra:

- ❖ Forholdet som ligger til grunn mellom bygningens markedsverdi før og etter ombygging.
- ❖ Byggekostnader
- ❖ Verdiøkning eller besparelse som det eventuelt skulle gis som et resultat av tiltaket
- ❖ Markedsverdi for salg eller leie

Dersom ingen av tiltakene i flytskjemaet er tilfredsstillende, er forsterkning det avsluttende leddet som skal vurderes. Dette skal gjøres i samsvar med EC8-3. Modellering av forsterkning er ikke en del av oppgaven, likevel har en rekke forsterkningsmuligheter for murkonstruksjoner blitt studert. Disse er presentert under kapittelet «Anbefalinger» for videre arbeid.

## 6.4 Programvare

Som tidligere angitt i forprosjektet finnes det på markedet en rekke programvarer som kan benyttes til ulike beregningsformål av statiske- og dynamiske laster. Det finnes derimot ikke en fasit på hva som er best, men opp til hvilke behov man har som programvaren skal kunne dekke. I tillegg den enkeltes erfaring med bruken av slike programvarer. Dermed etter en grundig vurdering har det blitt kommet frem til at programvarene Robot (RSA) og ETABS er mest hensiktsmessig for vårt bruk. I henhold til forprosjektet var planen at det skulle benyttes programvaren ETABS under dette masterprosjektet, ettersom Robot (RSA) ikke direkte er tilrettelagt for murkonstruksjoner. Men etter en grundigere vurdering og utforsking av begge programvarene, har det likevel blitt bestemt at Robot (RSA) er bedre egnet i vårt tilfelle og kan dekke tilsvarende behov som ETABS kan tilby. Dette gjelder på flere områder, både når det kommer til utførelse av modellering og analyser. Videre er Robot (RSA) en utbredt programvare innen konsulentbransjen i Norge. På en annen side kan det være utfordringer med å sette inn materialeegenskaper manuelt for begge programvarene, som kan medføre unøyaktige resultater. Dette har derimot gruppen sett på som positivt, da man vil få et større læringsutbytte ved å ha kontroll på hvilke parametere som settes inn i programvaren.

### 6.4.1 Modellering i Robot (RSA)

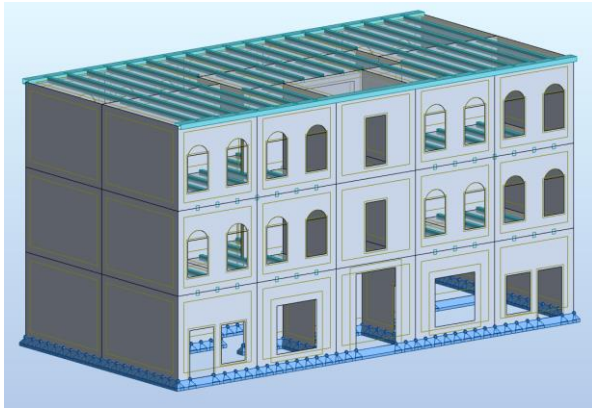
På grunnlag av de detaljerte plantegningene presentert i Case-kapittelet, skal konstruksjonen settes opp i programvaren som en 3D-modell. Først ble aksesystemet i x, y og z retning med utgangspunkt i ytterveggene med angitte avstander definert. Deretter ble nye aksesystemer for innerveggene, i hovedsak x- og y retning satt opp. Disse aksesystemene er avgjørende for plasseringen av de ulike veggene i konstruksjonen. Deretter kan et nytt egendefinert material for veggene legges til, med utgangspunkt i B10 (laveste betongklasse uten armering). Disse verdiene legges til tilnærmet det som er gitt for egenskaper til mur. Det er viktig å være klar over at de endelige resultatene gitt av programvaren vil være en tilnærming, da materialet fortsatt vil ha høyere bøyestivhet enn mur. Materialparameterne som er benyttet, med råd fra veilederne, er vedlagt i vedlegg 11 (Robot input data).

Ved hjelp av de ulike valgmulighetene i programmet (anvist på figuren under), kan de ønskede elementene som dekke, bjelker, vegger og samt åpninger (vindu) modelleres inn. Siden dette er et murbygg fra 1900-tallet, er både ytterveggene og de midtre veggene (hjertervegg) bærende og skal legges inn som skall-elementer. På denne tiden var det vanlig å benytte seg av bjelkelag som dekke framfor betongdekke. Dermed er hjerterveggene en nødvendig del av designet, fordi bjelkelagene på denne tiden ikke hadde god nok evne for lengre spenn. Disse er dermed leddet på hjerterveggene med 3,5-5m spenn. Videre i de ulike etasjene er bjelkene antatt til å være av typen 6X9 tommer med C/C på 0,8 meter.

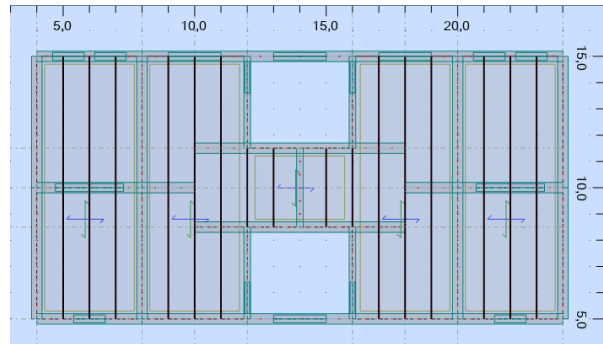


Figur 6.4.1-1: Valgmuligheter for modellering av ulike elementer

I figuren under er det vist hvordan konstruksjonen i programvaren Robot (RSA) er satt opp.

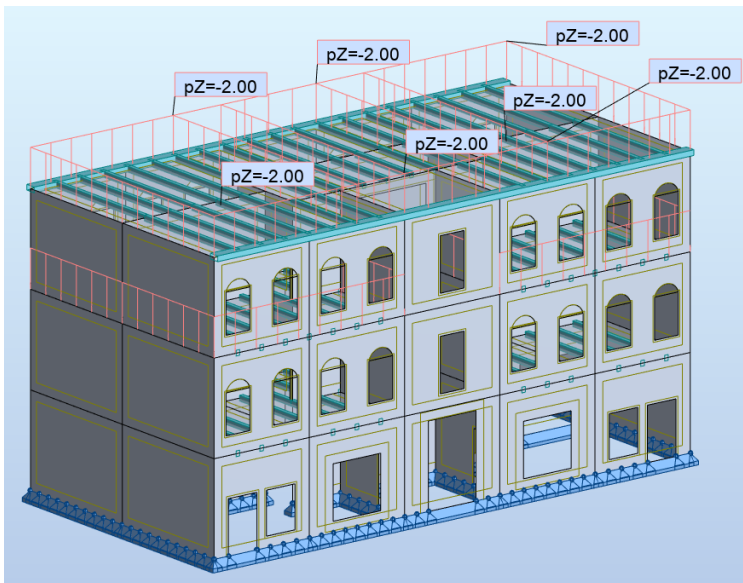


Figur 6.4.1-2: Endelig 3D modell av konstruksjonen

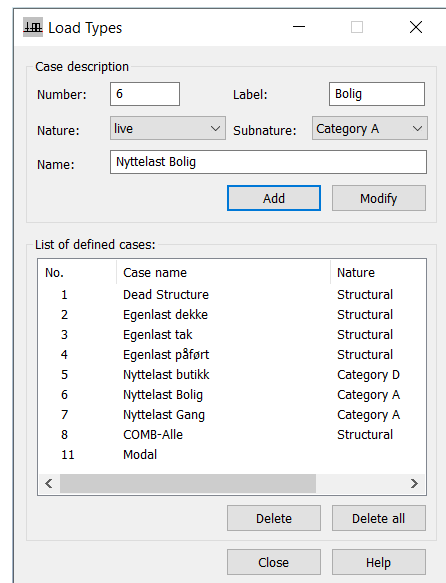


Figur 6.4.1-3: Plantegning av endelig modell

Når modellen er ferdigstilt skal alle lasttyper defineres for konstruksjonen, slik anvist på figuren 6.4.1-5 under. Deretter kan alle permanente og variable laster legges til på konstruksjonen. Disse lastene er lagt inn i henhold til norsk standard, med tilleggsinformasjon fra eksternt veileder og det som er spesifisert i tabell 5-1 under Case kapittelet.



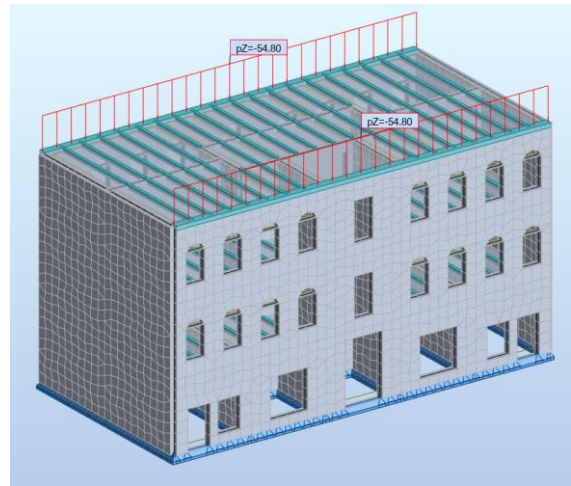
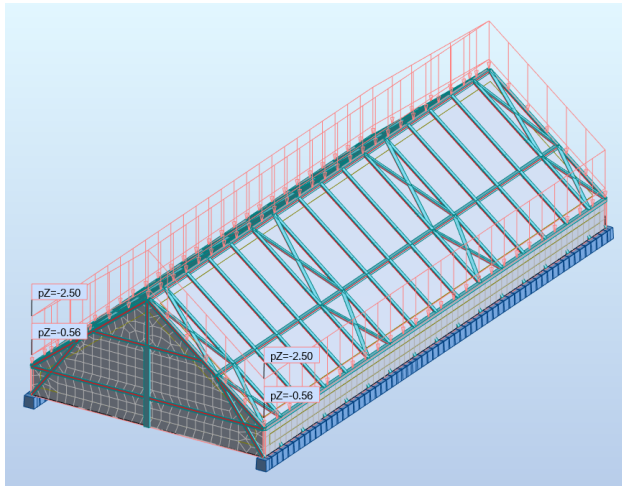
Figur 6.4.1-4: Illustrasjon av modellen med påført nyttelast (bolig)



Figur 6.4.1-5: Definerings av laster i Robot

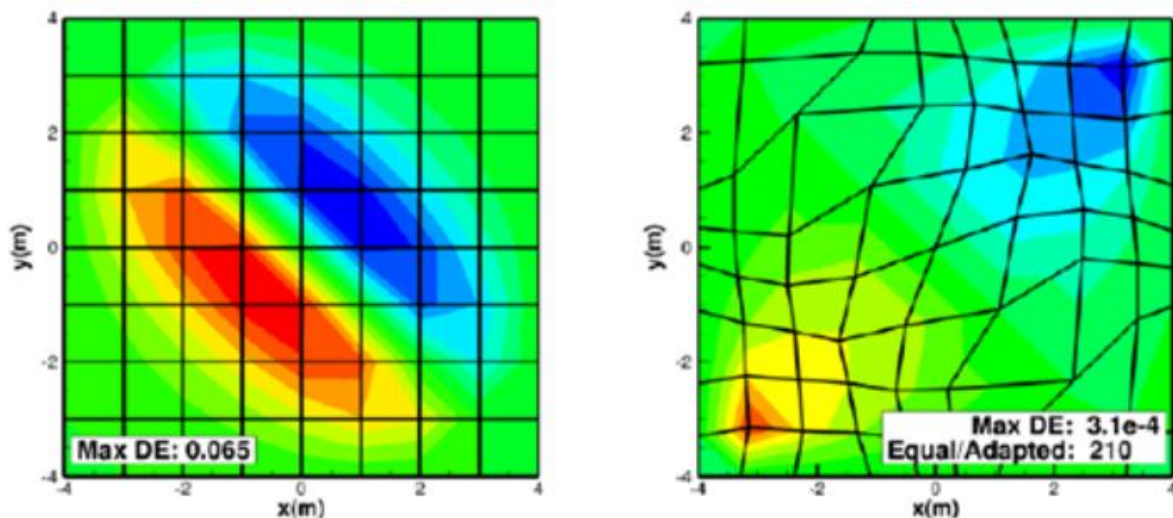
Gjennom forprosjektet har det blitt erfart at dersom takelementene ikke blir gitt riktig avstivning, kan det medføre generering av flere svingemoder enn nødvendig. Noe som kan bidra med unøyaktig resultater, spesielt med tanke på modal analyse. Dette skyldes at stivheten på takstolen er betydelig lavere enn resten av konstruksjonen, og svingemodene som genereres, er stort sett dominert av enkle lokale elementer fra takstolen som vibrerer frem og tilbake. Dette kan være tilfelle i virkeligheten, men ikke en potensiell fare, siden standarden tillater lokale skader og brudd på enkle elementer ved en eventuell jordskjelv (slik beskrevet i 6.2.3 Grensetilstand). Det har dermed vært avgjørende å få en forståelse på hvordan avstivning på takelementer har innvirkning på svingemoder.

I modellering av takkonstruksjonen i Robot (RSA) har dette blitt løst ved å dimensjonere takkonstruksjonen med riktig lastverdier for seg selv, slik illustrert på figuren til venstre under. Deretter ble det utført en analyse hvor reaksjonskreftene ble studert. Videre ble verdiene av disse kreftene påført som jevnfordeltlast langs ytterveggene i tredje etasje, slik figuren under til høyre viser.



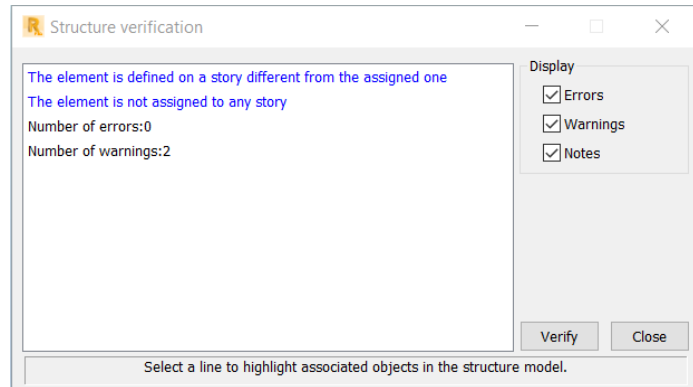
Figur 6.4.1-6: Illustrasjon av takkonstruksjon med angitt lastverdier    Figur 6.4.1-7: Påføring av taklast som jevnt fordelt last

Etter at modellen er ferdigstilt og alle krefter påført er et annet viktig steg, meshing. Dette vil dele opp konstruksjonen i små elementer, som kan enten gjøres manuelt med egendefinerte avstander, eller automatisk og semi-automatisk. For den angitte meshen i programvaren kan det velges mellom ulike geometrier; til dømes kvadratisk, trigonal og heksagonal avhengig av type analyse og utformingen av konstruksjon. I dette tilfellet for å gjenspeile den geometriske utformingen av konstruksjonen, som består av et rektangulært bygg, er det nødvendig med en kvadratisk mesh. Dette fordi utformingen av meshen er avgjørende for nøyaktigheten av beregninger programmet utfører. Videre er det også viktig å sørge for at meshen er så jevn som mulig for å få et riktig spenningsbilde, slik illustrert på figurene under. Her kan vi se forskjellen mellom en god og dårlig mesh.



Figur 6.4.1-8: Illustrasjon av en god og ryddig mesh (venstre), dårlig og ustrukturert mesh (høyre)

Før man starter med analyse er det viktig å kjøre en kontroll for å verifisere konstruksjonen for uregelmessige node-inndeling og feilmeldinger. Dersom det skulle være små uklarheter i konstruksjonens elementer vil disse komme frem som advarsel, mens større feil vil komme som «error» med en forklaring på problemet. Analyser kan kjøres selv om man får feilmeldinger avhengig av hvilken feilmelding det er.



Figur 6.4.1-9: Illustrasjon av typiske feilmeldinger

Dermed trengs det nødvendigvis ikke å bety at modellen ikke er riktig satt opp, men det er viktig å rette opp i disse for å unngå uklarheter fra programmets side. Dette kan blant annet føre til lengre beregningstid og økt grad av datakraft.

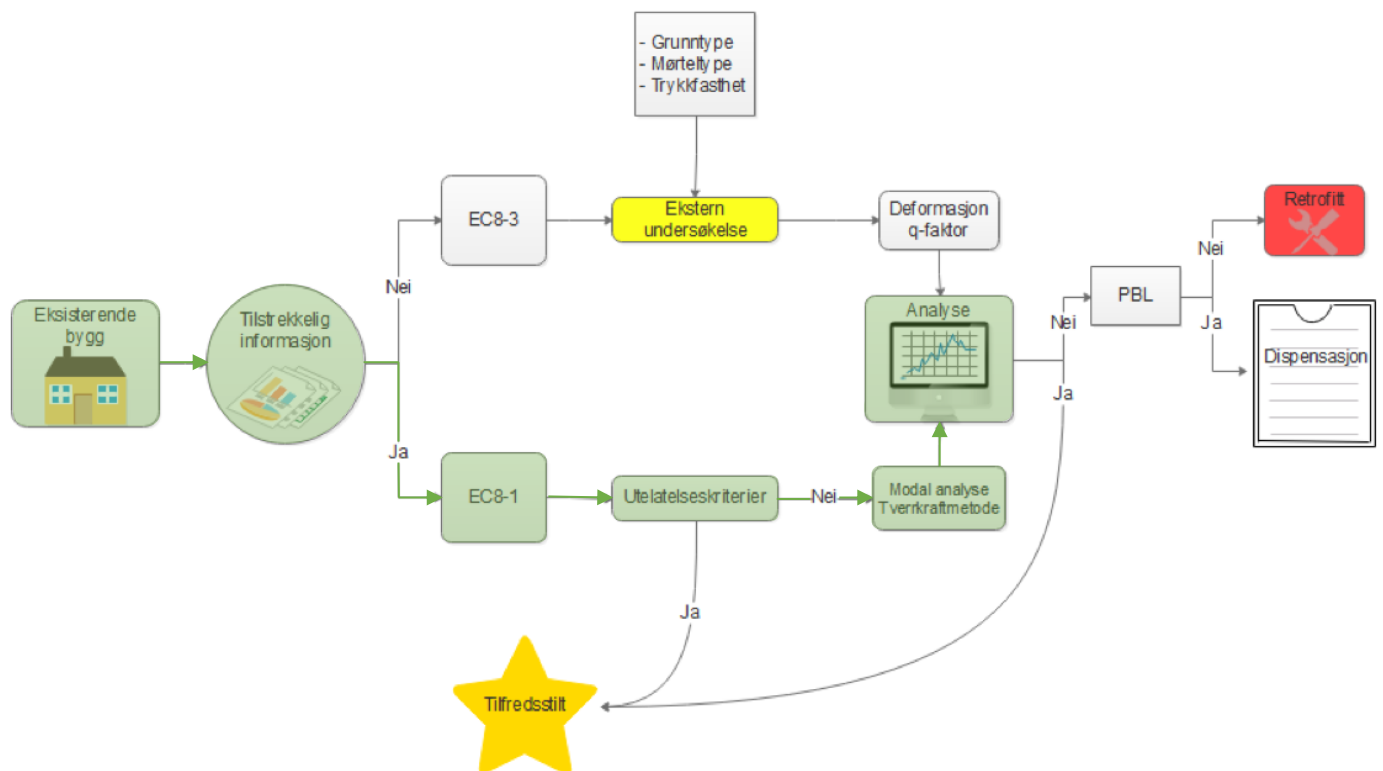
Når konstruksjonen ikke gir noe form for feilmeldinger, kan en rekke ønskede analyser utføres. I dette tilfellet har det blitt sett på modal- og seismisk analyse for eksisterende- og ombygg. Mer om disse metodene og fremgangsmåte er fremvist under resultatkapittelet, og utsnitt av hvilke parametere som er benyttet ved de ulike metodene er vedlagt i vedlegg 11.

Avhengig av hvilke programvare som benyttes er det alltid nødvendig å være oppmerksom på noen forhåndsregler, som bør tas hensyn til under bruken av programvaren. Under er det noen punkter for programvaren Robot (RSA).

- ❖ Viktig med definisjon av story (etasje) i startfasen, hvor hvert element (vegger, bjelker og dekke) bør legges til tilhørende etasje. Dette er viktig med tanke på å unngå advarsler under kontroll av modellen, og samtidig får man en oversiktlig resultatfordeling for hver etasje.
- ❖ Det er viktig å ha god kontroll på hvordan konstruksjonen i modellen deles opp i elementer (meshing). Dersom dette gjøres automatisk kan det i visse tilfeller få uheldige virkinger, hvor grov elementinndeling ikke vil fange opp viktige spenningskonstruksjoner.
- ❖ Det gjøres oppmerksom på at Robot (RSA) ikke tar hensyn til nasjonal tillegg ved tverrkraftmetoden.
- ❖ Stivheten av lastbærende elementer, eksempelvis murverk og betongkonstruksjoner bør vurderes i opprisset tilstand. Skjærmodul (G) og E-modul til murverk og betong kan settes til halvparten av tilhørende stivhet i urisset tilstand, dersom det ikke er benyttet en metode for beregning av stivheten til de opprissede elementene.
- ❖ Siden hver element som skal modelleres i konstruksjonen er avhengig av aksesystemet er det nødvendig å få en riktig og oversiktlig aksesystem veldig tidlig i modelleringsfasen. Dette for å unngå ekstra arbeid.

## 7. Resultat og drøfting

I dette kapittelet presenteres de viktigste resultatene i henhold til forskerspørsmålet og Case-kapitlet. Resultatene vil fremvises i samme rekkefølge som det stegvise flytskjemaet, hvilket ble presentert i metodekapitlet, og som er gjengitt i figuren under.



Figur 7-1: Det stegvise flytskjemaet som viser dimensjoneringsforløpet tatt i denne rapporten [Laget i Edraw Max]

Det kan sees av figuren at fremgangsmåten som er benyttet tar utgangspunkt i EC8 del 1. Dette skyldes at gruppen har antatt at alt tilstrekkelig informasjon om bygget er tilgjengelig, slik at konstruksjonen kan plasseres i kunnskapsklasse 3. Dette fordi gruppen ikke har tilstrekkelig ressurser og mulighet for å kunne utføre ekstra undersøkelser for å bestemme eksakte materialparametere. Dermed har dimensjoneringen blitt utført etter reglene gitt i EC8-1.

På neste side er det gitt de seismiske parameterne som er gjeldende for den utvalgte konstruksjonen. Videre følger et forenklet resultat fra utelatelseskriterier, som er det aller første en vil kontrollere ved dimensjonering etter EC8-1. Avslutningsvis er det presentert resultater fra selve modal analysen utført i Robot, med etterfølgende en analysedel hvor de forskjellige resultatene diskuteres og sammenlignes mot hverandre, i henhold til forskerspørsmålet. Utrekningene er utført i MathCAD og vil presenteres i form av tabell for å gi en oversiktlig struktur på rapporten. Detaljerte beregninger finnes i vedlegg.

## 7.1 Seismiske parametere for den valgte konstruksjonen

Følgende seismiske parametere er bestemt for den valgte konstruksjonen. Verdiene er stort sett avhengig av geografiske plassering og type konstruksjon. Her presenteres kun verdiene som er brukt i diverse beregningsmetoder. Fullstendig beregning finnes i vedlegg 4 (Seismiske parametere).

Tabell 7.1-1: Resultat av seismiske parametere for den valgte konstruksjonen

Parameter	Verdi	Kommentar
$a_g$	0,44 m/s <sup>2</sup>	Med spissverdi for Oslo
$\gamma_1$	1,0	Klasse II, kontorbygg/bolig
$q$	1,5	Uarmert murverk
Grunntype	E	Gitt av Multiconsult
$S$	1,65	Ut ifra grunntype
$T_B$	0,10s	Ut ifra grunntype
$T_C$	0,30s	Ut ifra grunntype
$T_D$	1,40s	Ut ifra grunntype
$C_t$	0,050/0,014	Empirisk verdi/Selvberegnet
$T$	0,292s/0,082s	Høyden av bygget = 10.5m
$a_g \cdot S$	0,726 m/s <sup>2</sup>	
$S_d(T)$	1,21 m/s <sup>2</sup>	Siden $T_B < T < T_C$

## 7.2 Utelatelseskriterier

Før man setter i gang med dimensjonering og forsterkning av konstruksjoner mot jordskjelv, er det viktig å undersøke om konstruksjonen faktisk krever jordskjelvdimensjonering. Her kan en benytte seg av utelatelseskriteriene som standarden setter. Med informasjon som er tilgjengelig om den valgte konstruksjonen, og kriterier fått fra Multiconsult, kan det i samsvar med de beregnede seismiske parametere konkluderes med følgende resultater for utelatelseskriteriene.

Tabell 7.2-1: Resultat av utelatelseskriteriene

Kriteriet		
<b>1. Seismisk klasse og konstruksjonstype</b>	Ikke tilfredsstilt siden klasse II	✘
<b>2. Lav seismisitet</b>	Ikke tilfredsstilt siden $a_g \cdot S > 0,05g$	✘
<b>3. Dimensjonerende spektrum</b>	Ikke tilfredsstilt siden $S_d(T) > 0,05g$	✘
<b>4. Sammenligning av krefter</b>	Ikke tilfredsstilt Siden $F_b > (1,5 \cdot F_{vind} + 1,05 \cdot F_{skjev}) \cdot \frac{\gamma_{c,brudd}}{\gamma_{DCL}}$	✘
<b>5. «Enkle-murbygning»</b>	Ikke tilfredsstilt (2)	✘
<b>Terskel 2 (Dimensjoneres etter DCL)</b>	$a_g \cdot S < 0,10g$	✔

(2) Verdiene på murprodukter fått fra Multiconsult, er stort sett minste kravet i EC6. Dette for å beregne konservativ og være på den sikre siden. Dermed vil dette ikke tilfredsstille kravene gitt for «enkle-murbygninger» i EC8. Detaljerte beregninger av utelatelseskriterier finnes i vedlegg 5.



### 7.3 Modal analyse

I dette delkapittelet vil resultatene gitt av modal analyse, utført i Robot (RSA), for eksisterende- og ombygg presenteres. Her vil de ulike svingeformer, effektiv masse og egenperiode studeres. Total er det satt opp og tatt utgangspunkt i 12 svingemoder etter det som er presisert i delkapittel 6.1.3 (minstekrav på antall moder). I tillegg har høyere svingemoder blitt studert, for å få en bedre forståelse av bygget. Antall svingemoder som bør benyttes, finnes det ikke et fasitsvar på, da masse og byggets stivhet vil variere for ulike konstruksjoner. Det er vanligvis tilstrekkelig å generere 5 til 12 svingemoder for å ivareta de kravene eurokode 8 setter. Likevel er det ikke sikkert at alle bygg kan oppnå 90 prosent effektiv masse med det første, dermed vil det være nødvendig å gjøre endringer på konstruksjonen dersom det lar seg gjøre.

#### 7.3.1 Studerte svingemoder for eksisterende bygg

Tabellen under viser resultatene for de 12 første svingemodene generert i Robot.

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)
8/ 1	5,01	0,20	0,00	45,45	0,01	0,00	45,45	0,01	1263672,21	1263672,21
8/ 2	5,01	0,20	0,00	45,51	0,01	0,00	0,06	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 3	7,31	0,14	0,00	47,25	0,02	0,00	1,74	0,01	1263672,21	1263672,21
8/ 4	8,84	0,11	2,97	47,25	0,02	2,97	0,00	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 5	9,69	0,10	34,24	47,25	0,02	31,27	0,00	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 6	10,89	0,09	34,24	47,26	0,02	0,00	0,01	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 7	11,11	0,09	70,93	47,26	0,02	36,69	0,00	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 8	11,19	0,09	70,93	50,24	0,05	0,00	2,97	0,03	1263672,21	1263672,21
8/ 9	12,64	0,08	74,26	50,24	0,05	3,33	0,00	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 10	12,65	0,08	74,26	50,37	0,05	0,00	0,13	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 11	12,86	0,08	76,81	50,37	0,05	2,55	0,00	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 12	13,10	0,08	76,81	51,42	0,05	0,00	1,05	0,00	1263672,21	1263672,21

Figur 7.3.1-1: Resultat av modal analyse for svingemode 1-12. Utklipp fra Robot (RSA)

Her vises det at kravet fra eurokode 8 om minimum 90 prosent effektiv masse, ikke er oppnådd for de 12 første svingemodene. Dermed må antall svingemoder økes for at dette skal kunne tilfredstilles. Videre kan vi se at effektiv masse i y-retning er betydelig lavere enn i x-retning. Dette skyldes at y-retning med 400 mm skjærvegg, gir større stivhet i motsetning til x-retning. Dermed må antall svingemoder økes.

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)
8/ 166	55,06	0,02	92,79	89,75	79,90	0,00	0,00	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 167	55,36	0,02	92,79	89,75	79,90	0,00	0,00	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 168	55,37	0,02	92,79	89,77	79,96	0,00	0,02	0,06	1263672,21	1263672,21
8/ 169	56,09	0,02	92,79	90,27	80,00	0,00	0,50	0,04	1263672,21	1263672,21
8/ 170	56,24	0,02	92,88	90,28	80,00	0,08	0,01	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 171	56,31	0,02	92,93	90,28	80,00	0,06	0,00	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 172	56,40	0,02	92,93	90,29	80,00	0,00	0,00	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 173	56,95	0,02	93,20	90,29	80,00	0,26	0,00	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 174	57,10	0,02	93,20	90,36	80,01	0,00	0,07	0,01	1263672,21	1263672,21
8/ 175	57,32	0,02	93,20	90,36	80,01	0,00	0,00	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 176	57,46	0,02	93,20	90,50	80,13	0,00	0,14	0,12	1263672,21	1263672,21
8/ 177	57,68	0,02	93,20	90,50	80,16	0,00	0,00	0,03	1263672,21	1263672,21
8/ 178	57,79	0,02	93,20	90,57	80,21	0,00	0,08	0,05	1263672,21	1263672,21
8/ 179	57,92	0,02	93,44	90,57	80,21	0,24	0,00	0,00	1263672,21	1263672,21
8/ 180	58,33	0,02	93,44	90,75	80,22	0,00	0,18	0,02	1263672,21	1263672,21

Figur 7.3.1-2: Resultat av modal analyse for svingemode 166-180. Utklipp fra Robot (RSA)

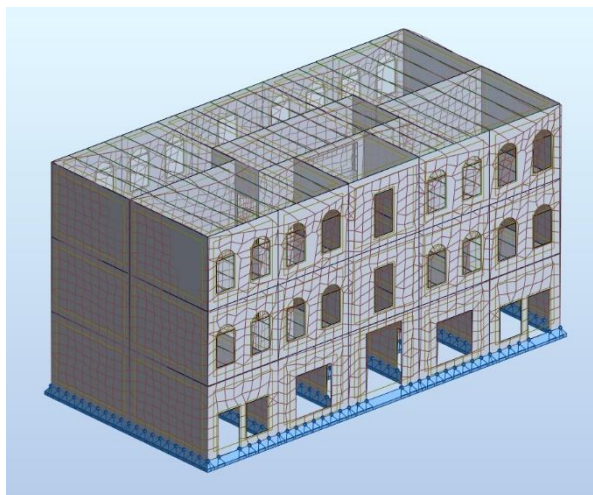
Dersom man øker antall svingemoder som fremvist i tabellen over, vil man kunne oppnå ønsket krav fra og med 169 svingemoder. Dette er noe som i realiteten er urealistisk, dermed er det i henhold til eurokoden, bare de 12 første svingemodene som er studert.

### Dominerende svingemoder for eksisterende bygg

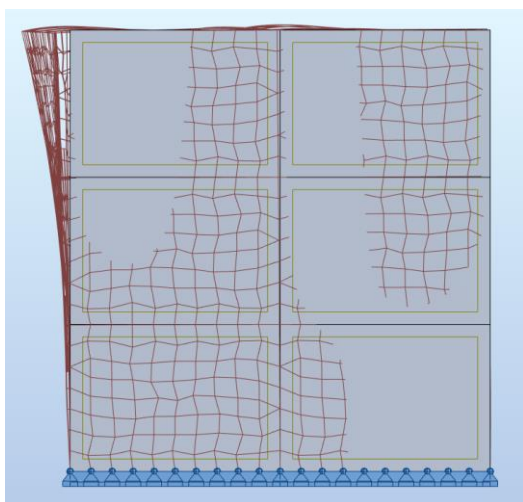
Under er det fremvist de første dynamiske responsene for henholdsvis mode 1 og 7. Dette skyldes at disse to svingemodene er dominerende i y- og x-retning. Det er derimot i utgangspunktet vanlig for modal analyse at det er de to føreste svingemodene (mode 1 og mode 2) som er dominerende for konstruksjoner.

Tabell 7.3.1-1: Svingemode 1, dominerende deformasjon

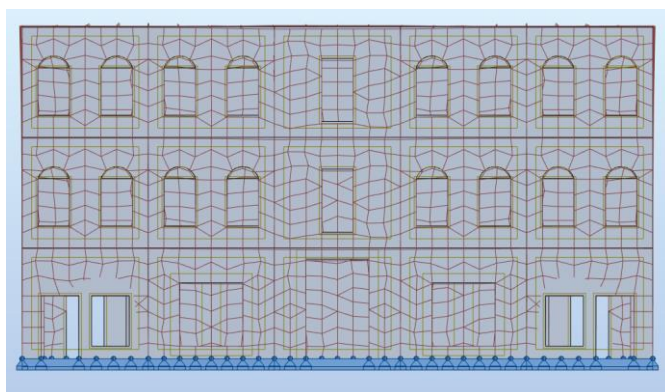
Forskyvning i y-retning	
Frekvens [Hz]	5,01
Egenperiode [s]	0,20
Effektivmasse i x-retning [%]	0,00
Effektivmasse i y-retning [%]	45,45
Total masse [tonn]	1263,7



Figur 7.3.1-3: 3D modell av svingemode 1, dominerende i y-retning



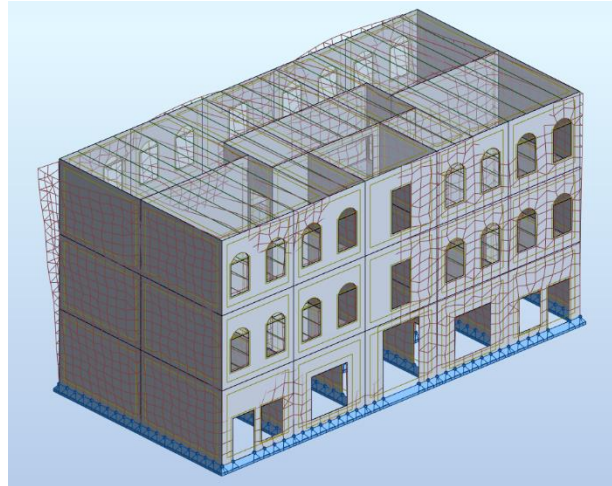
Figur 7.3.1-4: Svingemode 1 sett fra kortsiden



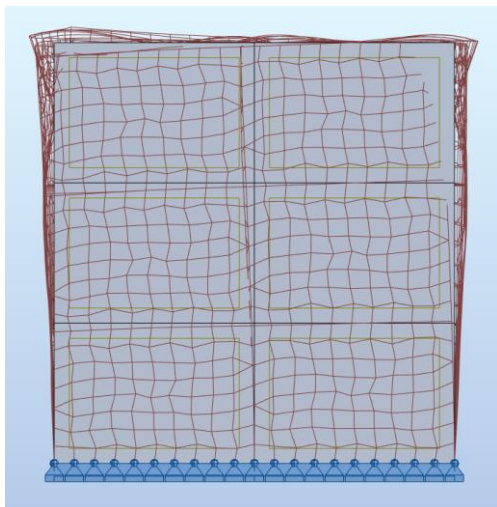
Figur 7.3.1-5: Svingemode 1 sett fra langsiden

Tabell 7.3.1-2: Svingemode 7, dominerende deformasjon

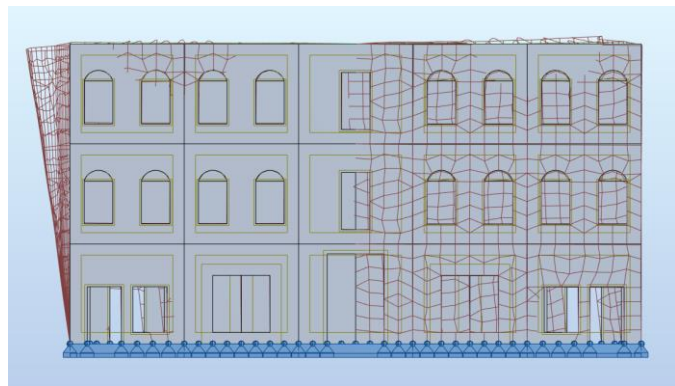
Forskyvning i x-retning	
Frekvens [Hz]	11,11
Egenperiode [s]	0,09
Effektivmasse i x-retning [%]	70,94
Effektivmasse i y-retning [%]	47,26
Total masse [tonn]	1263,7



Figur 7.3.1-6: 3D modell av svingemode 7, dominerende i x-retning



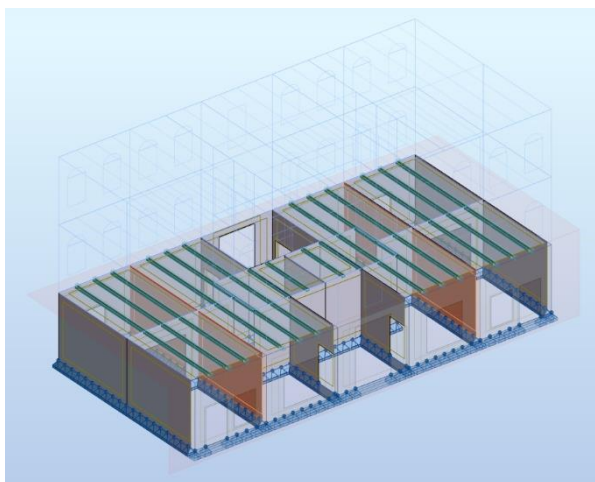
Figur 7.3.1-7: Svingemode 7 sett fra kortsiden



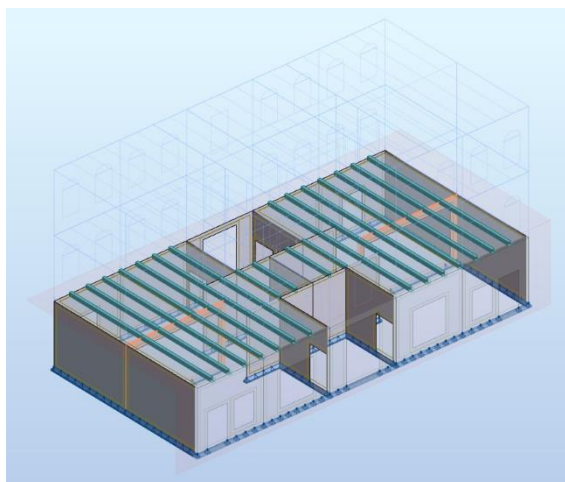
Figur 7.3.1-8: Svingemode 7 sett fra langsiden

### 7.3.2 Studerte svingemoder for ombygg

Byggherren har et ønske om ombygging av første etasje. Dette innebærer blant annet fjerning av de nest ytterste veggene, samt at den langsgående veggen får en større åpning slik fremvist på figurene under. Dette for å få et bedre flytt i lokalet. Dermed vil det under presenteres resultatene for dette tilfellet for å få et innblikk i hvilke krefter som vil opptre.



Figur 7.3.2-1: Fjerning av de nest ytterste veggene



Figur 7.3.2-2: Forstørret åpning av de langsgående veggene

For antall svingemoder, så er det i dette tilfellet også blitt tatt utgangspunkt i 12 svingemoder. Tabellen under viser resultatene for ombygg for de 12 første svingemodene generert i Robot.

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)
8/ 1	4,79	0,21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1199405,03	1199405,03
8/ 2	4,81	0,21	0,00	55,30	0,00	0,00	55,30	0,00	1199405,03	1199405,03
8/ 3	7,29	0,14	0,00	57,33	0,01	0,00	2,03	0,01	1199405,03	1199405,03
8/ 4	8,45	0,12	20,78	57,33	0,01	20,77	0,00	0,00	1199405,03	1199405,03
8/ 5	8,61	0,12	56,59	57,33	0,01	35,82	0,00	0,00	1199405,03	1199405,03
8/ 6	9,27	0,11	56,59	66,16	0,01	0,00	8,83	0,00	1199405,03	1199405,03
8/ 7	9,46	0,11	56,59	66,57	0,03	0,00	0,41	0,02	1199405,03	1199405,03
8/ 8	9,51	0,11	56,67	66,57	0,03	0,08	0,00	0,00	1199405,03	1199405,03
8/ 9	10,12	0,10	60,53	66,57	0,03	3,86	0,00	0,00	1199405,03	1199405,03
8/ 10	11,11	0,09	60,53	72,89	0,04	0,00	6,32	0,01	1199405,03	1199405,03
8/ 11	11,33	0,09	60,53	73,45	0,06	0,00	0,56	0,03	1199405,03	1199405,03
8/ 12	11,44	0,09	78,29	73,45	0,06	17,76	0,00	0,00	1199405,03	1199405,03

Figur 7.3.2-3: Resultat av modal analyse for svingemode 1-12, ombygg. Utklipp fra Robot (RSA)

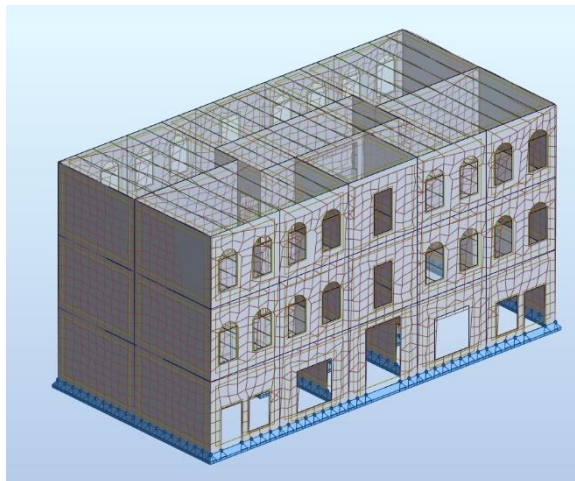
Her ser vi at kravet om 90 prosent effektiv masse, ikke er oppnådd for de 12 første svingemodene. Videre er forskjellen mellom effektiv masse i y- og x-retning i dette tilfellet blitt redusert. Dette skyldes at fjerning av de nest ytterste veggene med 400 mm skjærvegg, gir mindre bidrag til stivhet i denne retningen.

### Dominerende svingemoder for ombygg

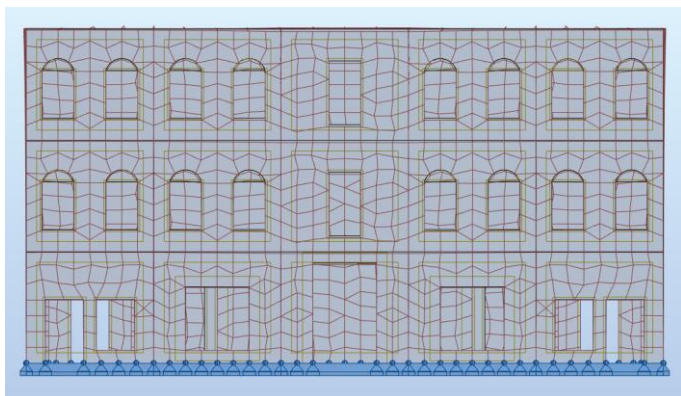
I dette tilfellet er første dominerende svingemode for henholdsvis y- og x-retning gitt ved svingemode 2 og 12. Det er likevel viktig å poengtere at svingemodene over 10 i realiteten ikke vil oppstå, men studeres for å få et bedre innblikk i byggets bevegelse.

Tabell 7.3.2-1: Svingemode 2, dominerende deformasjon

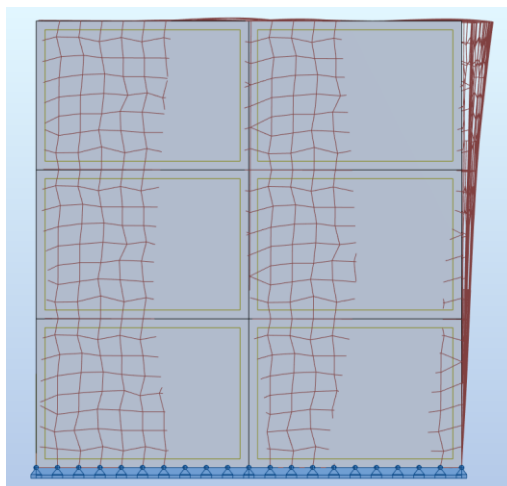
Forskyvning i y-retning	
Frekvens [Hz]	4,81
Egenperiode [s]	0,21
Effektivmasse i x-retning [%]	0,07
Effektivmasse i y-retning [%]	55,30
Total masse [tonn]	1199,4



Figur 7.3.2-4: 3D modell av svingemode 2, dominerende i y-retning



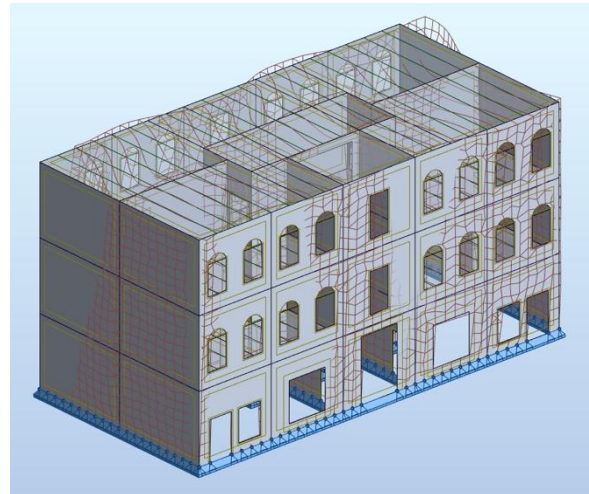
Figur 7.3.2-5: 3D modell av svingemode 2, dominerende i y-retning



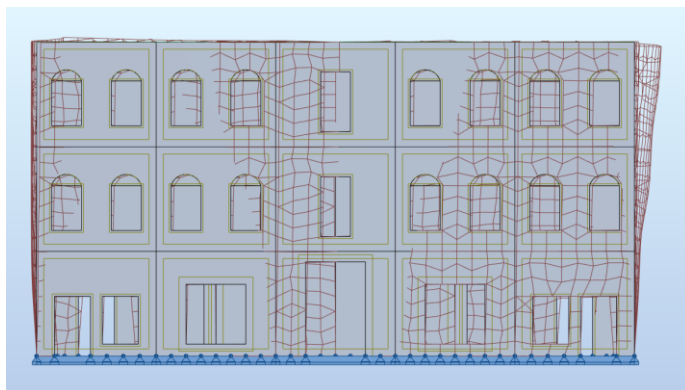
Figur 7.3.2-6: Svingemode 2 sett fra kortsiden

Tabell 7.3.2-2: Svingemode 12, dominerende deformasjon

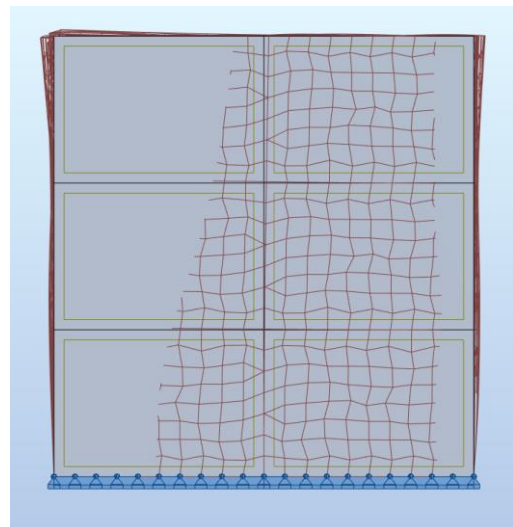
Forskyvning i x-retning	
Frekvens [Hz]	11,44
Egenperiode [s]	0,09
Effektivmasse i x-retning [%]	78,29
Effektivmasse i y-retning [%]	73,45
Total masse [tonn]	1199,4



Figur 7.3.2-7: 3D modell av svingemode 12, dominerende i x-retning



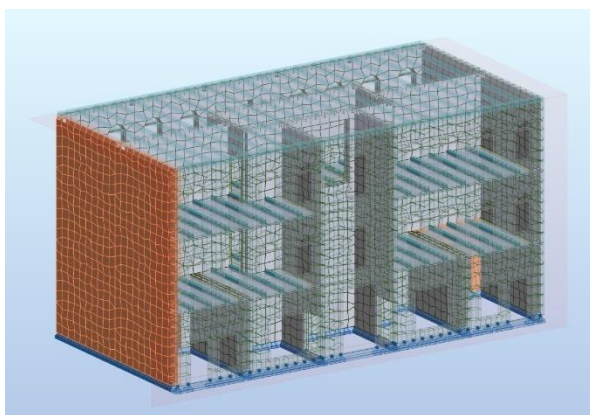
Figur 7.3.2-8: Svingemode 12 sett fra langsiden



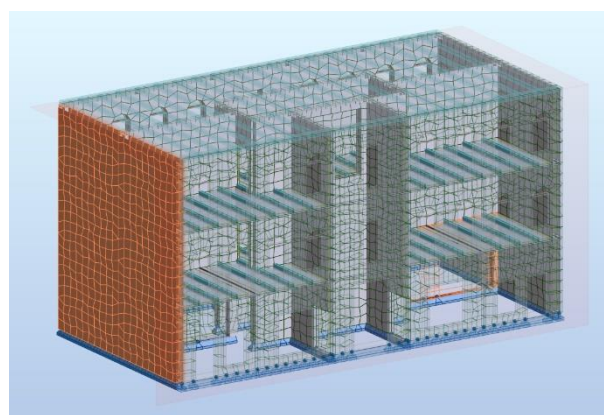
Figur 7.3.2-9: Svingemode 12 sett fra kortsiden

## 7.4 Modal seismisk analyse

I dette delkapittelet vil virkningen av seismiske krefter studeres, noe som kan gjøres etter at modal analyse er utført. Her vil det bli sett på de største seismiske lastene i dominerende x- og y-retning. Dette gjøres ved å benytte svingemodene fra tabell 7.3.1-1 (eksisterende bygg) og tabell 7.3.2-3 (ombygg), med sine egenperioder og effektive masser som utgangspunkt. I tillegg til disse svingemodene, er parameterne som seismisk klasse, grunntype, grunnakselerasjon, konstruksjonsfaktor og elastisk responsspektrum med på å bestemme konstruksjonens respons. Her skal den ytterste kortveggen i y-retning for eksisterende og ombygg, samt den innerste kortveggen i x-retning studeres ytterligere. De ytterste langveggene er primærbæresystemet, som i dette tilfellet fører lastene ned til fundamentet. Siden disse ikke gir et stort utslag før og etter ombygg, er resultatene for disse veggene samt den vegg i y-retning, som er fjernet ved ombygg, ikke tatt med videre.



Figur 7.4-1: Studering av yttervegg og vegg med åpning, eksisterende

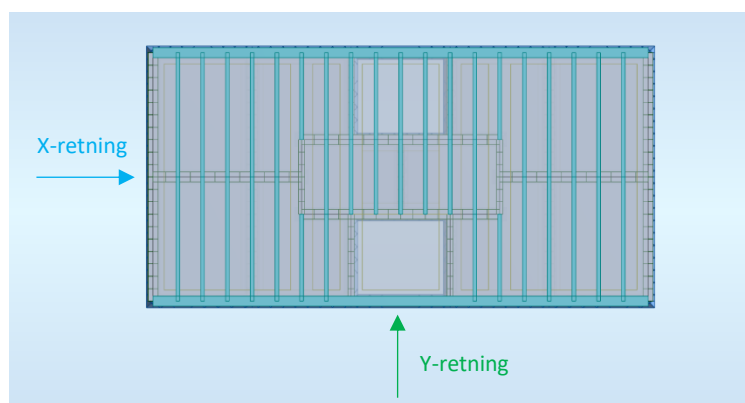


Figur 7.4-2: Studering av yttervegg og vegg med større åpning, ombygg

Hensikten med disse vurderingene er å studere de primærelementene mot de seismiske lastene som opptrer. Dermed kan man enkelt påvise om de seismiske påvirkningene er ivarettatt eller ikke, når kapasiteten av elementene er kjent.

### 7.4.1 Opptredende seismiske laster, eksisterende bygg

I dette avsnittet vil de seismiske lastene bli presentert. Verdiene som vises er de største seismiske lastene i x- og y-retning for de mest ugunstige lastkombinasjonene for systemet, slik som beskrevet under delkapittel 3.3.3 (Ingeniørmessig betraktninger). Figuren under viser de retningene seismiske laster virker på konstruksjonen.

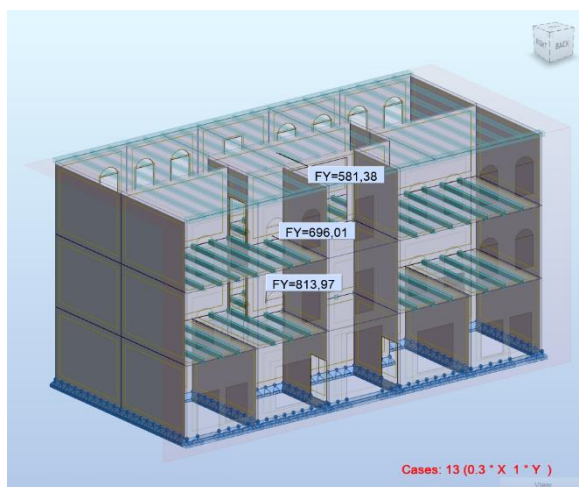


Figur 7.4.1-1: Virkende seismisk retning

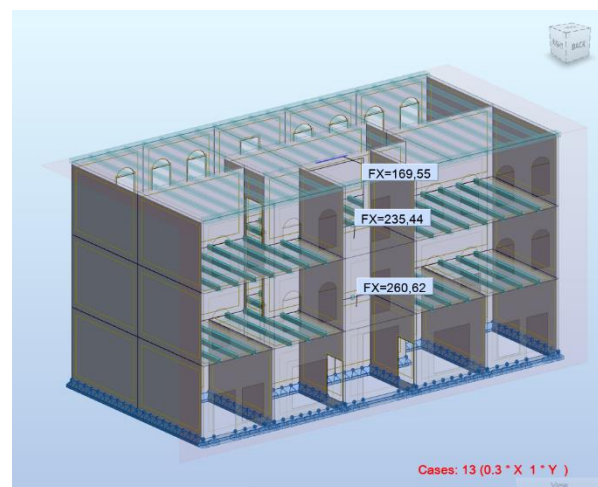
Figurene under viser etasjevis de seismiske kreftene som opptrer på konstruksjonen, for eksisterende bygg.

Tabell 7.4.1-1: Opptredende seismiske laster og torsjonsmoment, eksisterende bygg

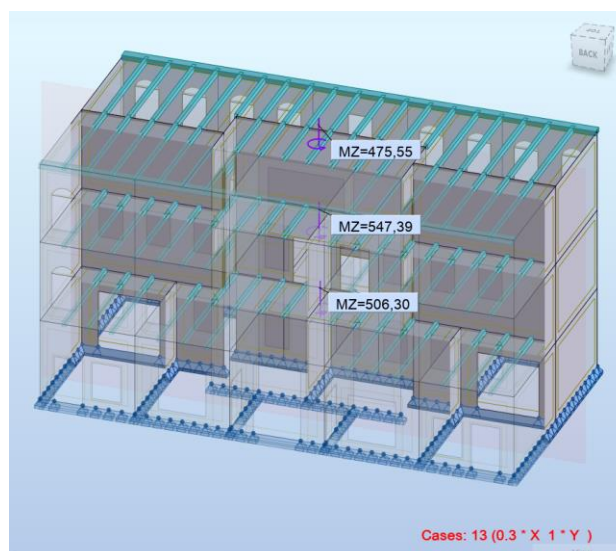
Total seismisk last	Plassering	Verdi
X-retning	-	260,62 kN
Y-retning	-	813,97 kN
<b>Størst torsjonsmoment</b>	tredje etasje	547,39 kNm



Figur 7.4.1-2: Opptredende seismiske krefter i y-retning



Figur 7.4.1-3: Opptredende seismiske krefter i x-retning



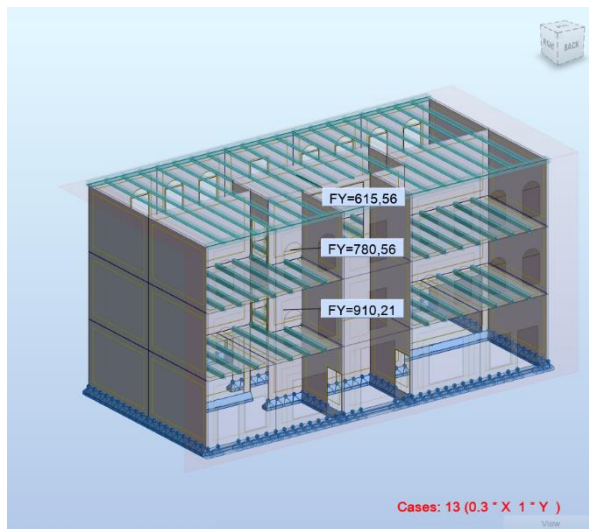
Figur 7.4.1-4: Opptredende torsjonsmoment



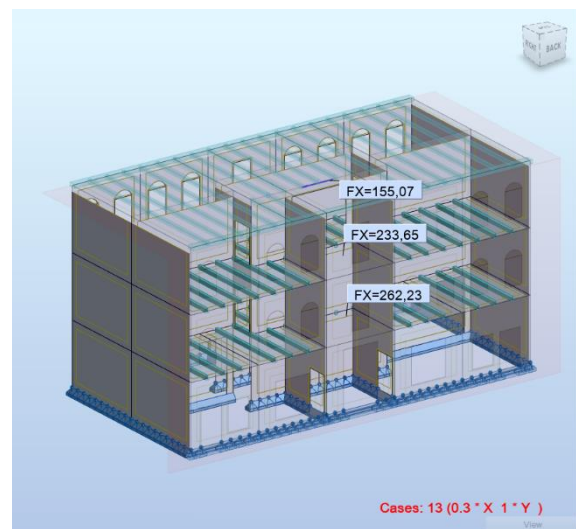
### 7.4.2 Opptredende seismiske laster, ombygg

Tabell 7.4.2-1: Opptredende seismiske laster og torsjonsmoment, ombygg

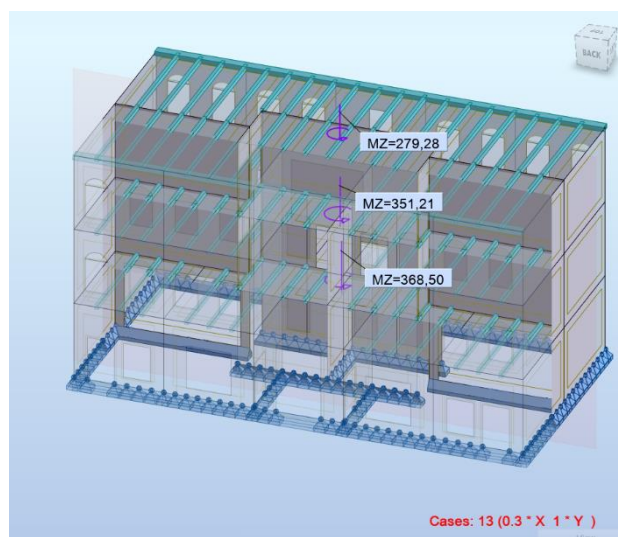
Total seismisk last	Plassering	Verdi
X-retning	-	262,23 kN
Y-retning	-	910,21 kN
Størst torsjonsmoment	andre etasje	368,50 kNm



Figur 7.4.2-1: Opptredende seismiske krefter i y-retning



Figur 7.4.2-2: Opptredende seismiske krefter i x-retning



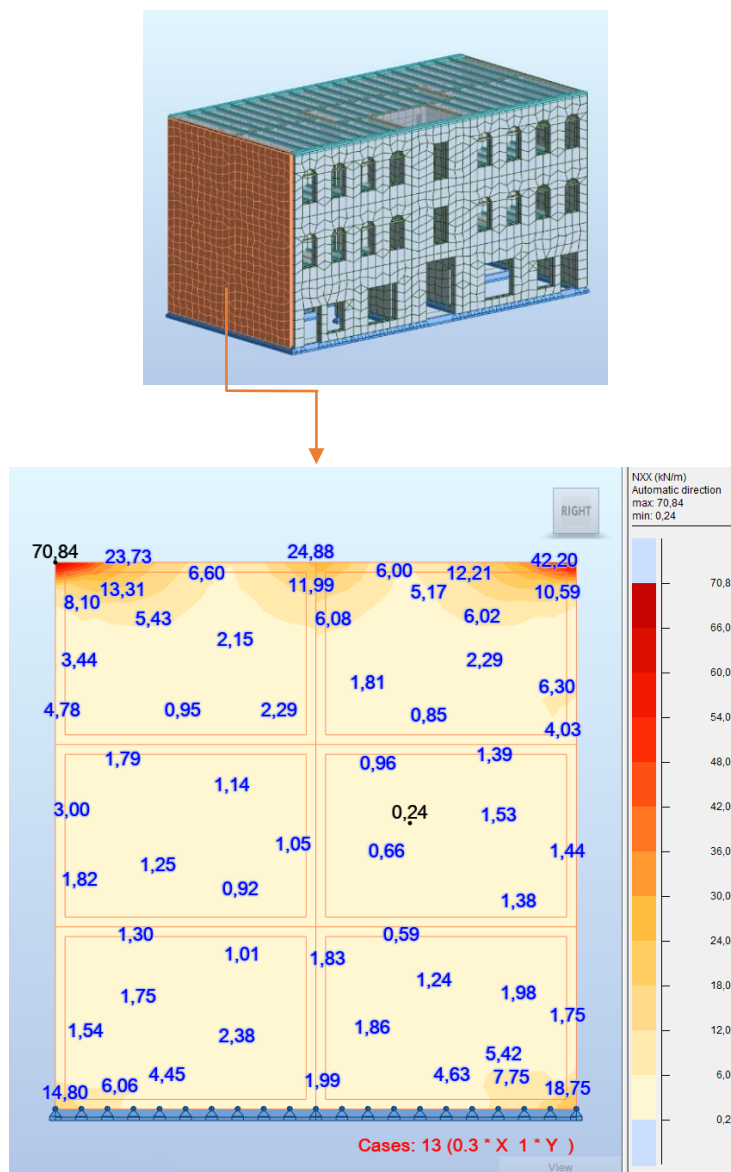
Figur 7.4.2-3: Opptredende torsjonsmoment

## 7.5 Vurdering av lokale elementer

I dette delkapittelet skal bestemte lokale konstruksjonselementer, som bidrar mest til byggets motstand mot seismiske påvirkninger slik presisert i forrige delkapittel presenteres. I dette tilfellet vil det være tilstrekkelig for oppgaven å kun undersøke de angitte konstruksjonselementene. Likevel er det viktig å poengtere at ved forsterking og kapasitetskontroll av konstruksjoner bør i utgangpunktet alle elementer i en konstruksjon vurderes.

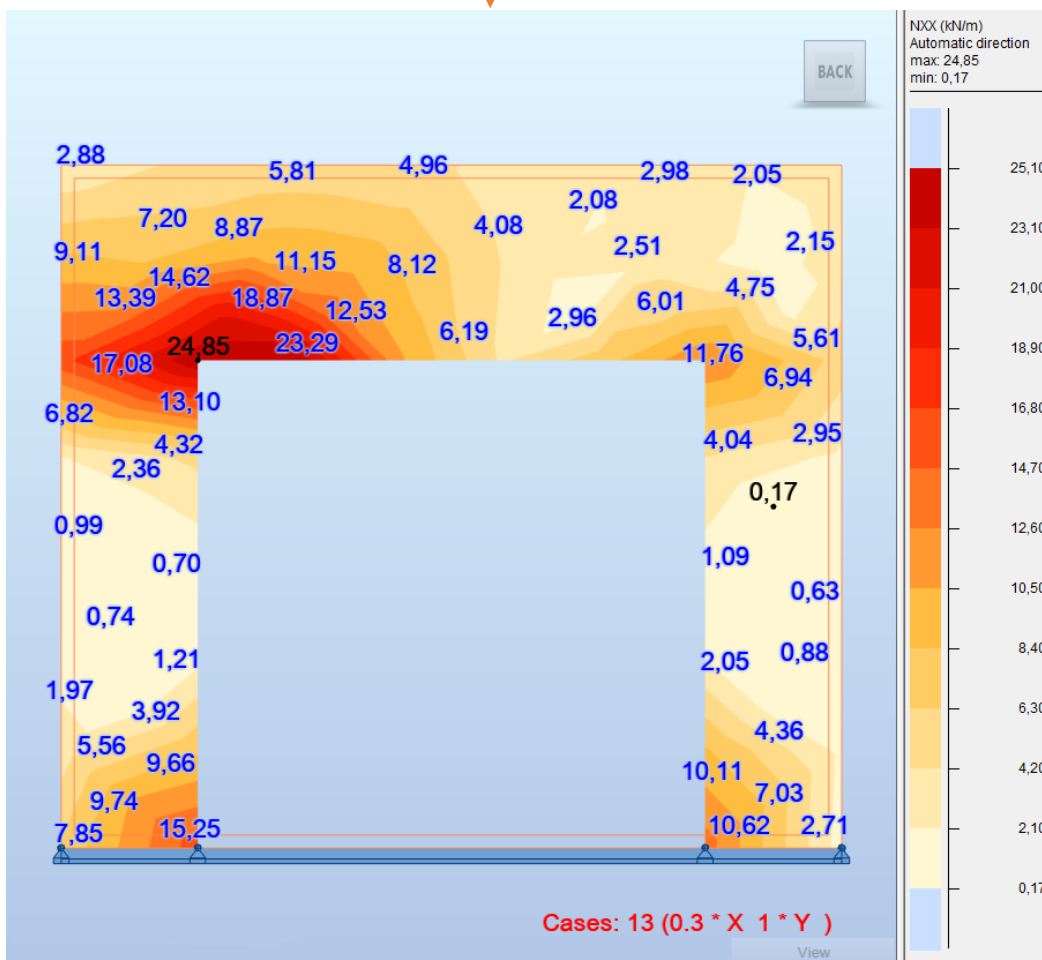
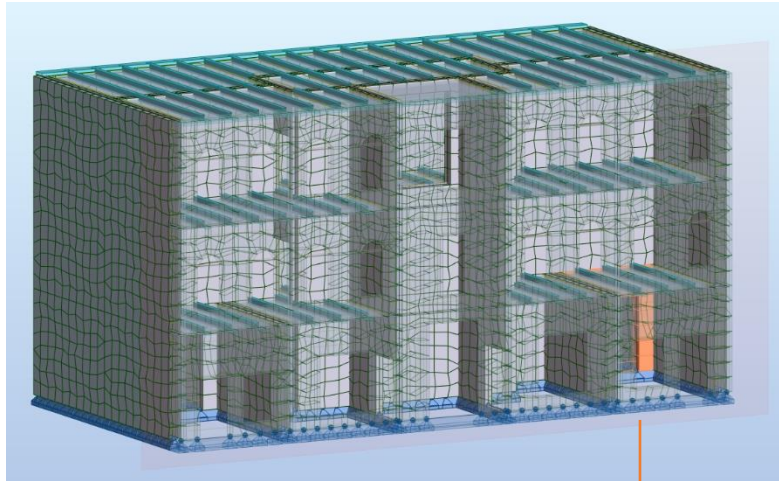
Hensikten med disse vurderingene er å studere de primærelementene mot de seismiske lastene som opptrer. Dermed kan man enkelt påvise om de seismiske påvirkningene er ivaretatt eller ikke, når kapasiteten av elementene er kjent.

### 7.5.1 Vurdering av lokale elementer, eksisterende bygg



Figur 7.5.1-1: Skjærstrømmen for den ytre kortveggen gitt i dominerende retning, eksisterende bygg

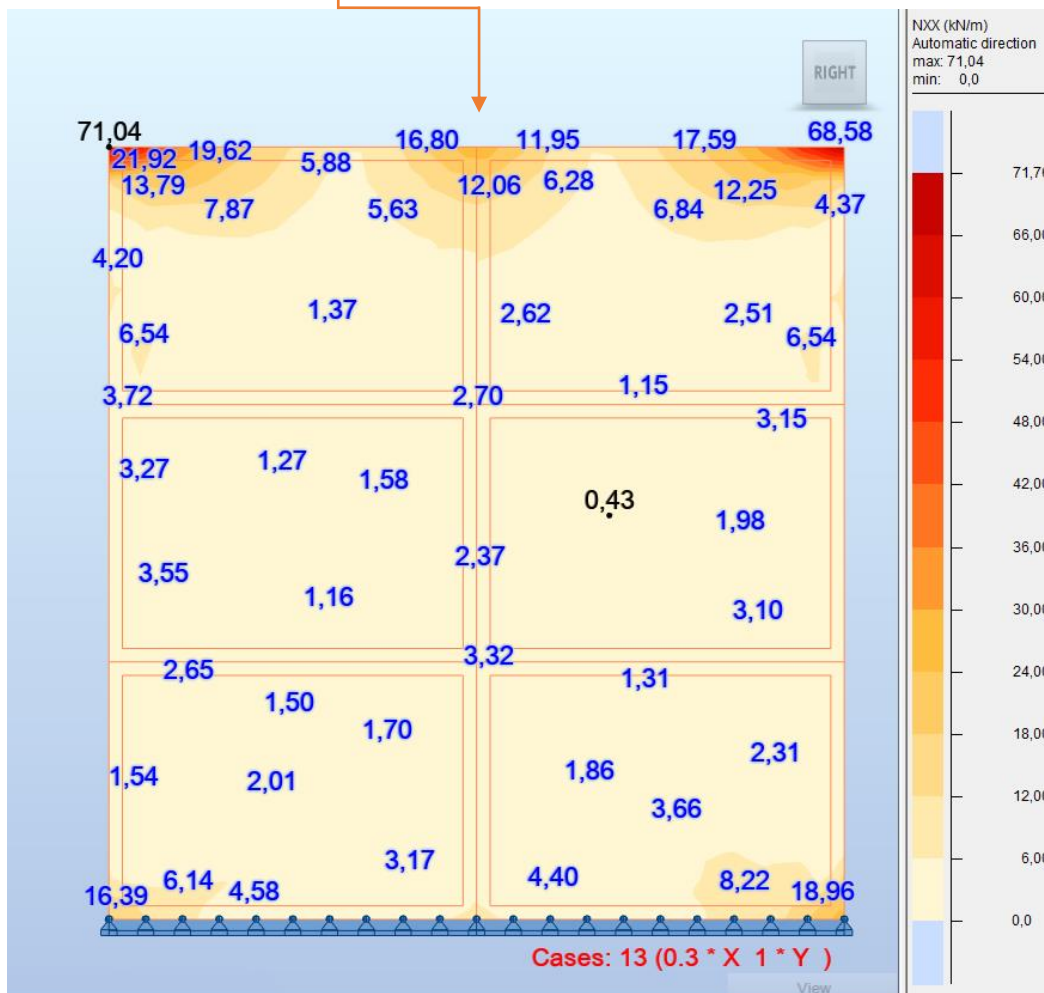
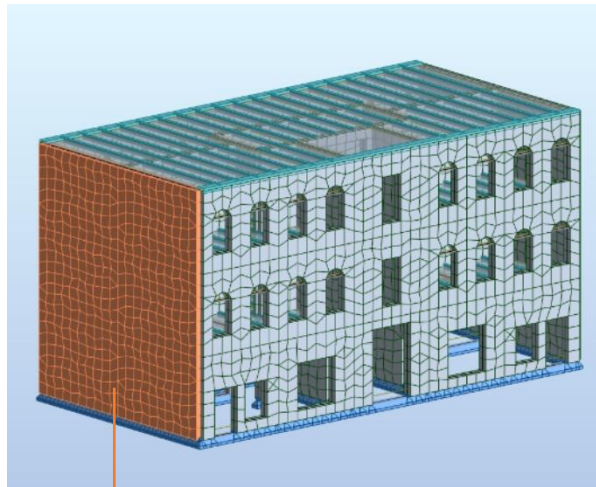
Figuren over viser skjærstrømmen for den ytre kortveggen i lokal x-retning, hvor maksimalverdi ligger på litt under 71 kN/m.



Figur 7.5.1-2: Skjærstrømmen for den indre kortveggen gitt i dominerende retning, eksisterende bygg

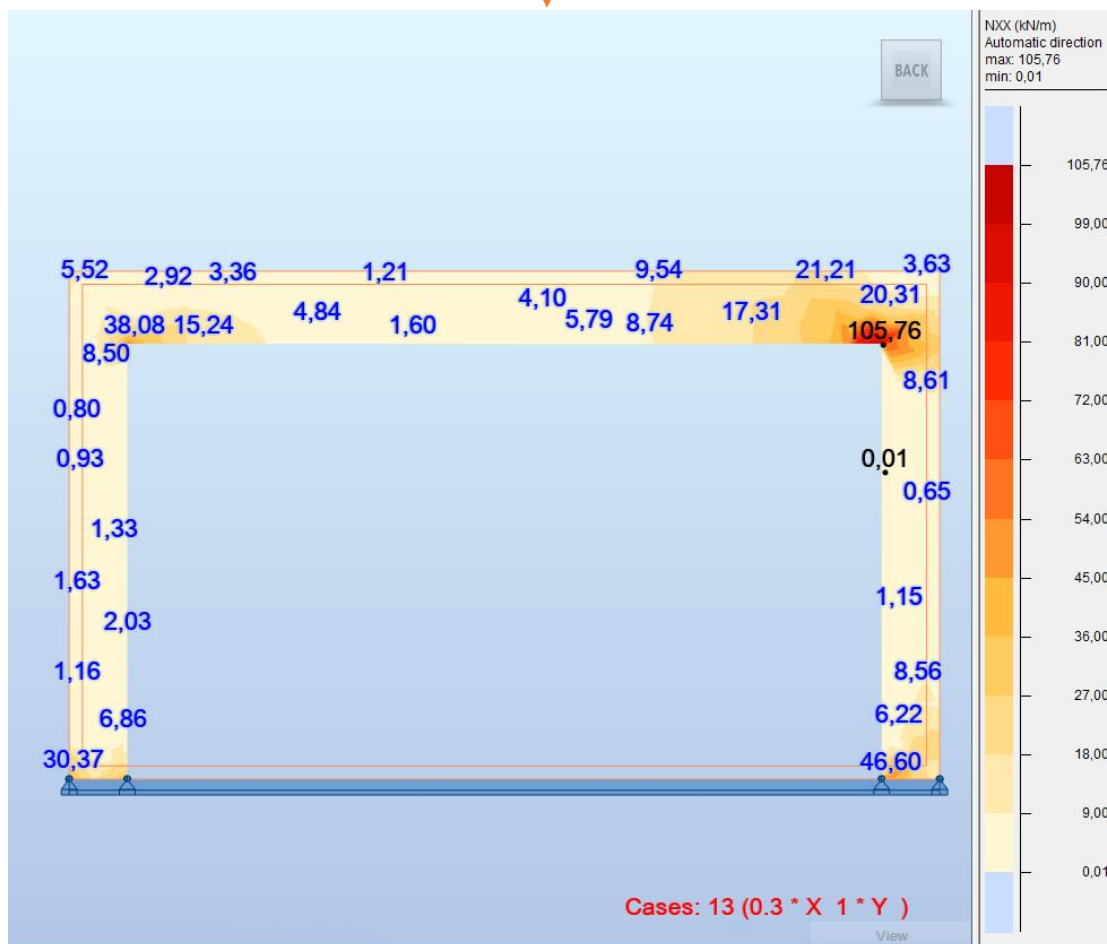
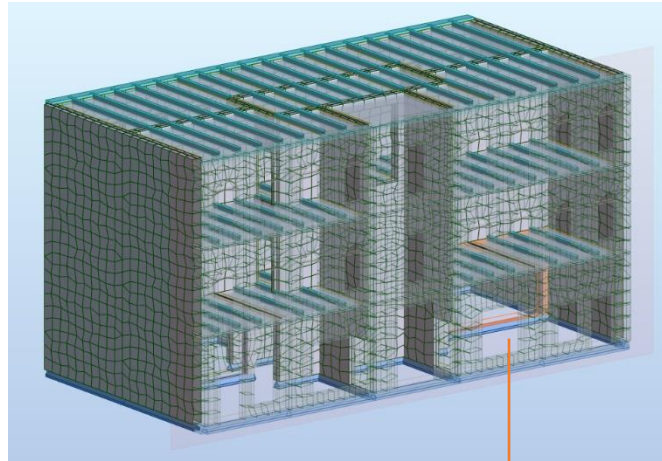
Figuren over viser skjærstrømmen for den indre veggen av eksisterende åpning. Her kan vi se at for angitt lastkombinasjon er størst skjærstrøm på omtrent 25 kN/m i toppen av hjørnet i veggåpningen.

7.5.2 Vurdering av lokale elementer, ombygg



Figur 7.5.2-1: Skjærstrømmen for den ytre kortveggen gitt i dominerende retning, ombygg

Figuren over viser skjærstrømmen for den ytre kortveggen i lokal x-retning for ombygg, hvor maksimalverdi ligger på litt over 71 kN/m.



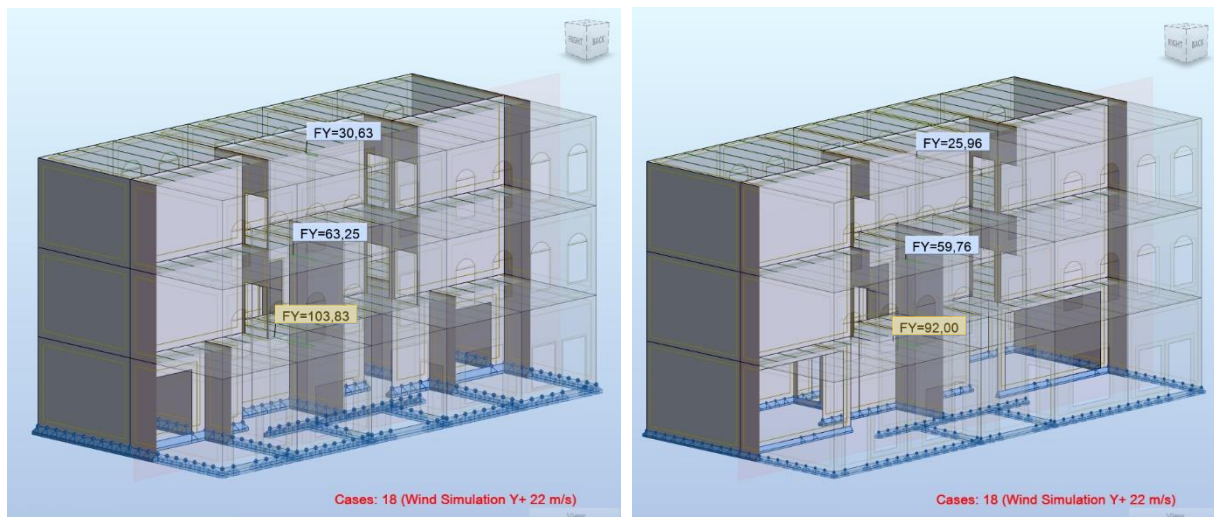
Figur 7.5.2-2: Skjærstrømmen for den indre kortveggen gitt i dominerende retning, ombygg

Figuren over viser skjærstrømmen for den indre veggen med større åpning, der maksimalverdi ligger på litt over 105 kN/m. Dette er 81 kN/m høyere enn den maksimale skjærstrømmen gitt for veggen med mindre åpning, noe som skyldes at den indre veggen har et større torsjonsmoment og belastning.

## 7.6 Vurdering av vindlast for eksisterende- og ombygg

I dette avsnittet skal det presenteres de dimensjonerende vindlastene før- og etter ombygg av konstruksjonen. Som spesifisert i tidligere delkapittel 6.1.1, kan man ved å bruke formelen for utelatelseskriterium 4, vurdere om man skal dimensjonere konstruksjonen for vind og skjevstilling eller seismiske laster.

Under er det fremvist de ulike etasjevise vindlastene som vil opptre på konstruksjonen, generert i Robot (RSA). Her er det kun tatt utgangspunkt i vindpåvirkning gitt i y-retning for både eksisterende- og ombygg, på grunn av dens høyere verdi i forhold til x-retning. Videre så vil det i utgangspunktet ikke være noe vindpåkjenning langs x-retningen, på grunn av at konstruksjonen er koblet til nabobygget på begge sidene. Samt så har konstruksjonen i y-retning en større overflate enn x-retning, noe som vil bidra med at det genereres større vindpåkjenning langs denne retningen. For ytterligere resultater og blant annet andre aktuelle vindretninger, se vedlegg 11 (Robot input data).

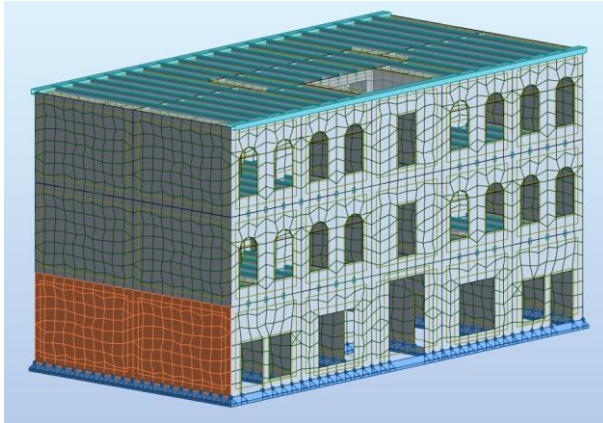


Figur 7.6-1: Total vindlast i dominerende y-retning, eksisterende Figur 7.6-2: Total vindlast i dominerende y-retning, ombygg

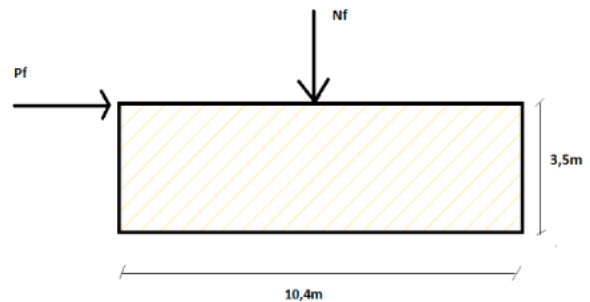
I figurene over kan vi se at den totale vindlasten gitt i y-retning for eksisterende- og ombygg, er henholdsvis på 104kN og 92kN. Grunnen til at den totale vindlasten for eksisterende bygg har en høyere verdi, skyldes at bygget i dette tilfellet er mye stivere enn for tilfellet ombygg. Konstruksjonen for ombygg bidrar med mindre stivhet for veggoverflaten i y-retning, på grunn av at bidraget til stivhet fra de nest ytterste veggene i y-retning er fjernet.

### 7.7 Kapasitetskontroll av skjærvegger

I dette delkapitlet presenteres resultatene for kapasitetskontroll av skjærvegg basert på teorien fra delkapittel 3.8 (Skjærveggers virkemåte). Kapasitetskontrollen er utført i MathCAD, og her presenteres kun resultatet for den mest utsatte veggen, nemlig kortveggen, som vises på figuren under. Fullstendig beregning finnes i vedlegg 9 og 10 (Kapasitetskontroll av skjærvegger).



Figur 7.7-1: 3D modell av den betraktede kortveggen



Figur 7.7-2: Snittegning av den betraktede veggen

Tabell 7.7-1: Oppsummert resultat for moment- og skjærkapasitetskontroll av veggen for eksisterende- og ombygg

Eksisterende Bygg	Dimensjonerende	Opptredende	Ratio
<b>Moment</b>	$M_d = 6096,5 \text{ kNm}$	$M_f = 595 \text{ kNm}$	0,10
<b>Skjærkapasitet for strekkbrudd</b>	$V_d = 1575,5 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 170 \text{ kN}$	0,11
<b>Skjærkapasitet for trykkbrudd</b>	$V_d = 6628 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 170 \text{ kN}$	0,03

Ombygg	Dimensjonerende	Opptredende	Ratio
<b>Moment</b>	$M_d = 6496,7 \text{ kNm}$	$M_f = 798 \text{ kNm}$	0,12
<b>Skjærkapasitet for strekkbrudd</b>	$V_d = 1637 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 228 \text{ kN}$	0,14
<b>Skjærkapasitet for trykkbrudd</b>	$V_d = 6628 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 228 \text{ kN}$	0,03

```

|| if  $M_f \leq M_d$ 
|| || "Tilstrekkelig"
|| else
|| || "Ikke Tilstrekkelig"
|| = "Tilstrekkelig"
    
```

```

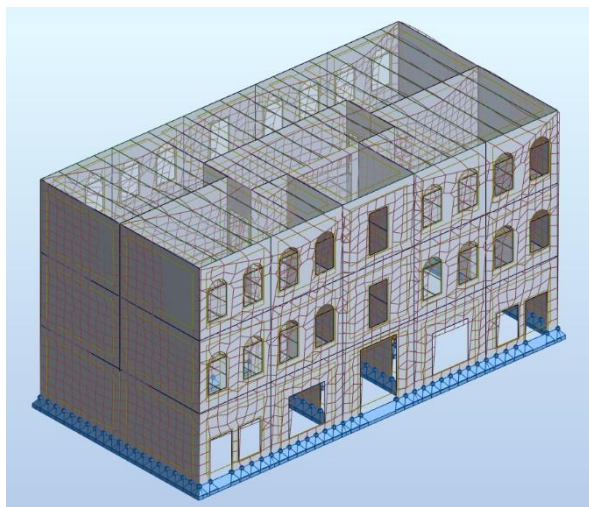
|| if  $V_{Ed} \leq V_d$ 
|| || "Tilstrekkelig"
|| else
|| || "Ikke Tilstrekkelig"
|| = "Tilstrekkelig"
    
```

## 8. Diskusjon

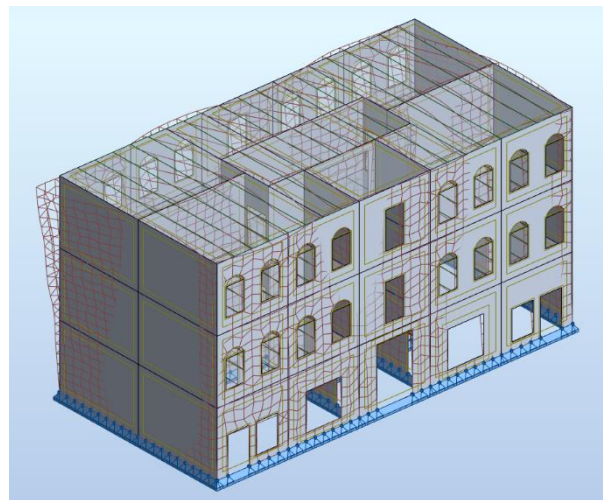
### 8.1 Drøfting av modellene før- og etter ombygg

Lastvirkningene fra jordskjelv på et bygg oppstår fordi grunnens akselerasjon og forskyvning gjør at konstruksjonen settes i svingninger. Disse bevegelsene er først og fremst avhengig av sidestivhet og massen av konstruksjonen. Svingemode av en konstruksjon kan gi informasjon om disse egenskapene.

For begge modellene, kan det sees av bildene presentert for de dominerende svingemoder, at svingeformene ikke gir en ren translasjonsforskyvning. Dette skyldes at konstruksjonen har både varierende sidestivhet og masse i både x- og y-retning, noe som forårsaker torsjonsvirkninger i systemet. Dette er godt illustrert på figuren under til venstre, der meshen på langveggen som illustrerer deformasjon kan sees å være deformert i flere retninger samtidig.



Figur 8.1-1: Svingemode som illustrer torsjonsvirkninger



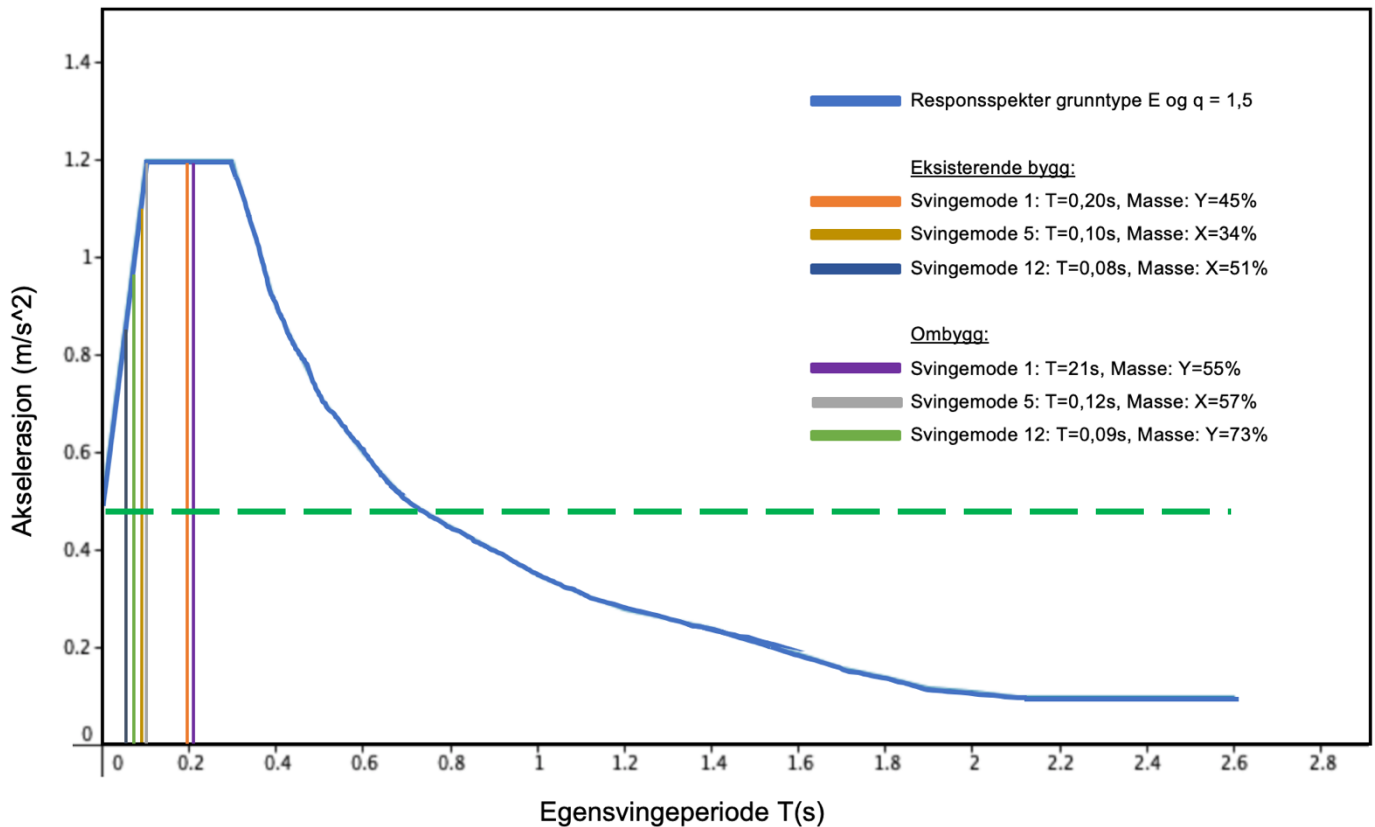
Figur 8.1-2: Svingemode som viser translasjonsforskyvning

Videre kan det sees at massen av bygget er økende fra topp til bunn ved begge modellene (Vedlegg 11). Samtidig er skjærveggene i første etasje omtrent like stiv som andre og tredje etasje. Dette er fordelaktig med tanke på jordskjelv, for å unngå såkalt soft story-effekten som ble beskrevet i 3.3.2 – Regularitet i oppriss. I tillegg er det ingen fare for soft story-effekten, selv ved fjernet vegger fra første etasje, noe en kan se av bilden over til høyre.

Svingeformene for ombygg vil på samme måten som den eksisterende, bli utsatt for torsjonsvirkninger, men i mindre grad. Denne reduksjonen i torsjonsvirkninger skyldes at sidestivhet i x- og y-retning balanseres til en viss grad når de store veggene i y-retningen fjernes. Dette gir også en positiv innvirkning på effektiv massen som er tatt med i analysen, da det gir en stor økning i y-retningen, noe som vi kan se av tabell 7.3.2-3.

For å kunne sammenligne situasjonen før- og etter ombygg, er diverse egsvingeperioder til de dominerende svingemodene, med minimum massedeltagelse over 5%, plottet inn i det dimensjonerende responsspekteret for det aktuelle bygget. Responsspekteret er hentet fra Robot (RSA), og er omarbeidet i Excel for bedre illustrasjon. Slik vist på figur 8.1-3 på neste side.





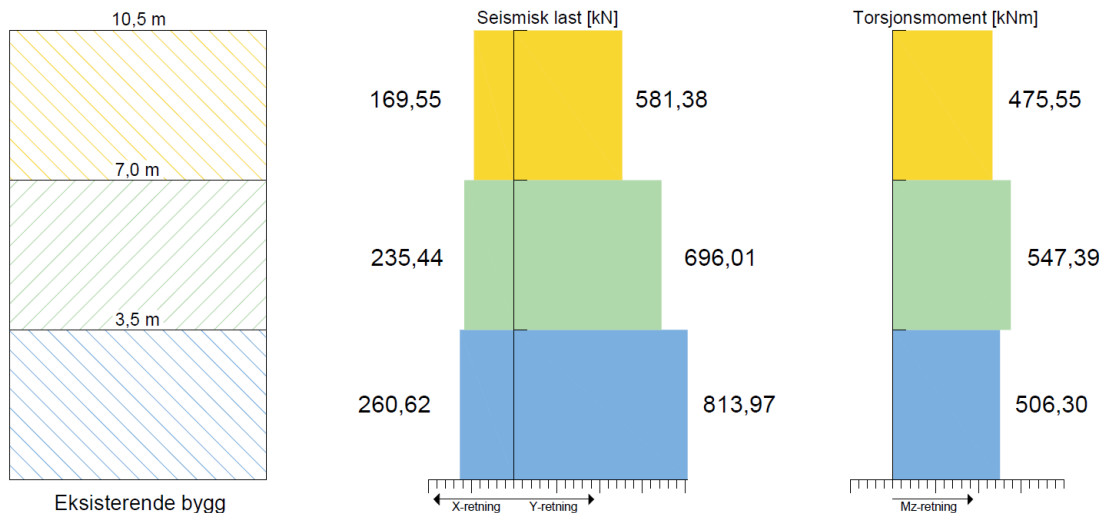
Figur 8.1-3: Dimensjonerende spektrum med plottet dominerende svingeformer for eksisterende og ombygg

Figuren over viser det dimensjonerende spekteret for det betraktede bygget. Området for utelateskriteriet 3 ( $<0,5m/s^2$ ) er markert med grønn linje. Det kan sees at den avgjørende faktoren her er egensvingeperiode, som går langs x-aksen. Når denne er lav får man meget store seismiske påkjenninger/respons i form av akselerasjon. Svingeperioden kan være avhengig av flere faktorer, men den viktigste av dem er avstivningssystemet for bygget. Stive- og tunge konstruksjoner har lav verdi av  $C_t$ , noe som gir kort egenperiode og dermed høy seismisk påkjenning som vi kan se av figuren over.

De andre pilene indikerer forskjellige svingeperioder for ulike situasjoner ved eksisterende- og ombygg, og dens korresponderende akselerasjon, som ligger godt over utelateskriteriet 3. Det er ikke store forskjeller mellom svingeperiodene for de to modellene. Dette skyldes at endringene som er tatt er relativt liten i forhold til selve konstruksjonen, som er meget stiv fra før. Den eneste forskjellen kommer av det som har blitt forklart tidligere, nemlig at massen som tas med i analysen balanseres i begge retningene, og dermed minker torsjonsvirkninger på systemet.

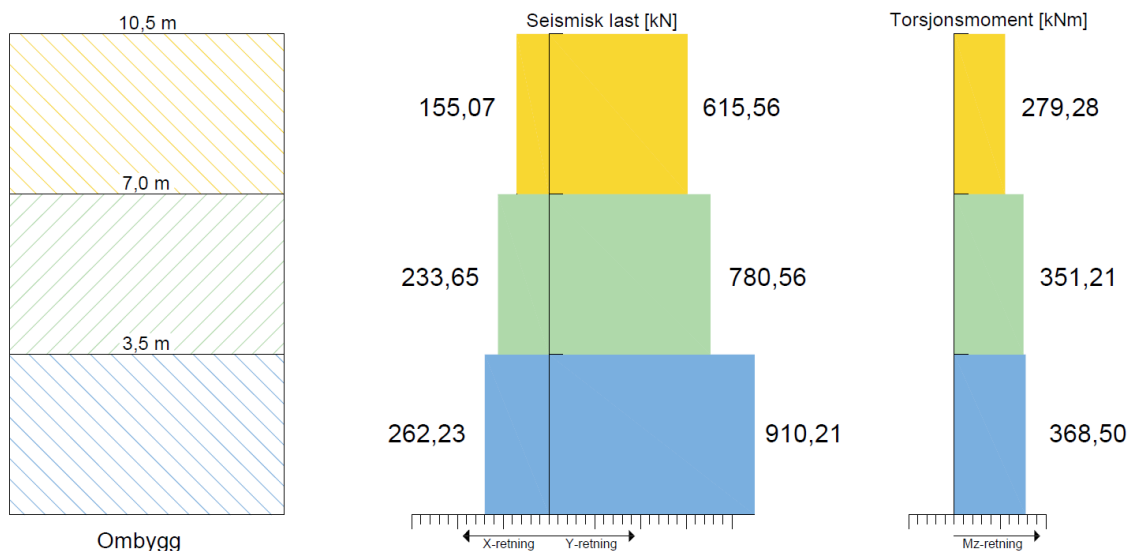
### Resultatdrøfting – Seismisk analyse

Det har vært et ønske fra byggherren, som presisert tidligere, om fjerning av de langsgående veggene i y-retning, samt tilrettelegge en større åpning for veggene i x-retning. Dette for å oppnå en større butikklokale i første etasje. I dette delkapittelet vil det dermed bli undersøkt hvordan de seismiske påkjenningene blir endret dersom man foretar disse endringene.



Figur 8.1-4: Optredende etasjevis seismiske krefter, eksisterende bygg

Som vist ovenfor er de seismiske kreftene i y-retning betydelig høyere enn i x-retning. Dette vil med andre ord si at konstruksjonen har liten toleranse for seismiske laster i denne retningen. Dette skyldes også at de seismiske lastene er større i konstruksjonens stiveste retning. Videre kan vi også se at torsjonsmoment for eksisterende bygg, i andre etasje er høyere enn de resterende etasjene.



Figur 8.1-5: Optredende etasjevis seismiske krefter, ombygg

For tilfellet med ombygg kan vi se at de seismiske påkjenningene i x-retning er tilnærmet lik for eksisterende bygg i samme retning. Dette skyldes at fjerning av de langsgående veggene på tvers av konstruksjonen ikke vil gi stor påvirkninger for stivheten, samt påkjenning fra kreftene som vil oppstå i denne retningen. Derimot, kan vi se at den totale seismiske lasten i y-retning for ombygg er betydelig høyere enn for eksisterende bygg i angitt retning. Dette skyldes blant annet at det er mer masse som blir tatt med i analysen når disse langsgående veggene er fjernet. Hvor dette vil bidra med at større seismiske laster vil oppstå.

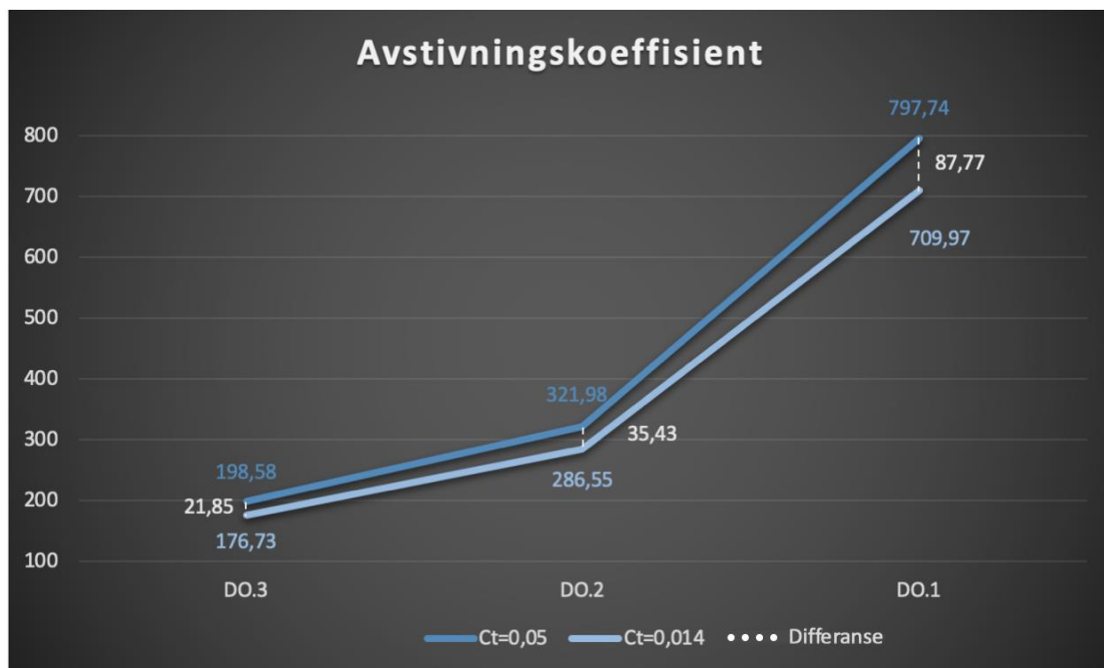
## 8.2 Parameterstudie

En av formålene med denne rapporten var å kunne fremlegge en forenklet parameterstudie. Dette for å avklare hvilke av parameterne som har størst innvirkning på de opptredende seismiske kreftene på den betraktede konstruksjonen. I dette delkapitlet presenteres de parameterne som gruppen har studert, og hvilken innvirkning de har på resultatene. Dette gjøres ved hjelp av MathCAD og Excel, og presenteres i form av såkalte «stjernediagram» (Star-diagram). Stjernediagram gir en god og visuell oversikt over følsomheten og kritiske parametere. Parameterne som er studert er de som muligens lar seg endre ved utvidet undersøkelser og tester av det aktuelle bygget. Disse er;

- ❖ Avstivningskoeffisient
- ❖ Grunntype
- ❖  $q$ -faktor

### 8.2.1 Avstivningskoeffisient

Grafen under viser forskjellen mellom de opptredende seismiske kreftene, beregnet ved hjelp av tverrkraftmetoden, når avstivningskoeffisienten ( $C_t$ ) blir endret fra 0,05 til 0,014. Standarden tilrettelegger muligheten for å beregne avstivningskoeffisienten på flere måter. Der  $C_t=0,05$  er den veiledende empiriske verdien gitt i EC8 for alle andre konstruksjoner utenom stål og betong, mens  $C_t=0,014$  er verdien som er beregnet manuelt ved bruk av effektivt skjærveggareal (formel 3.4.6-2).

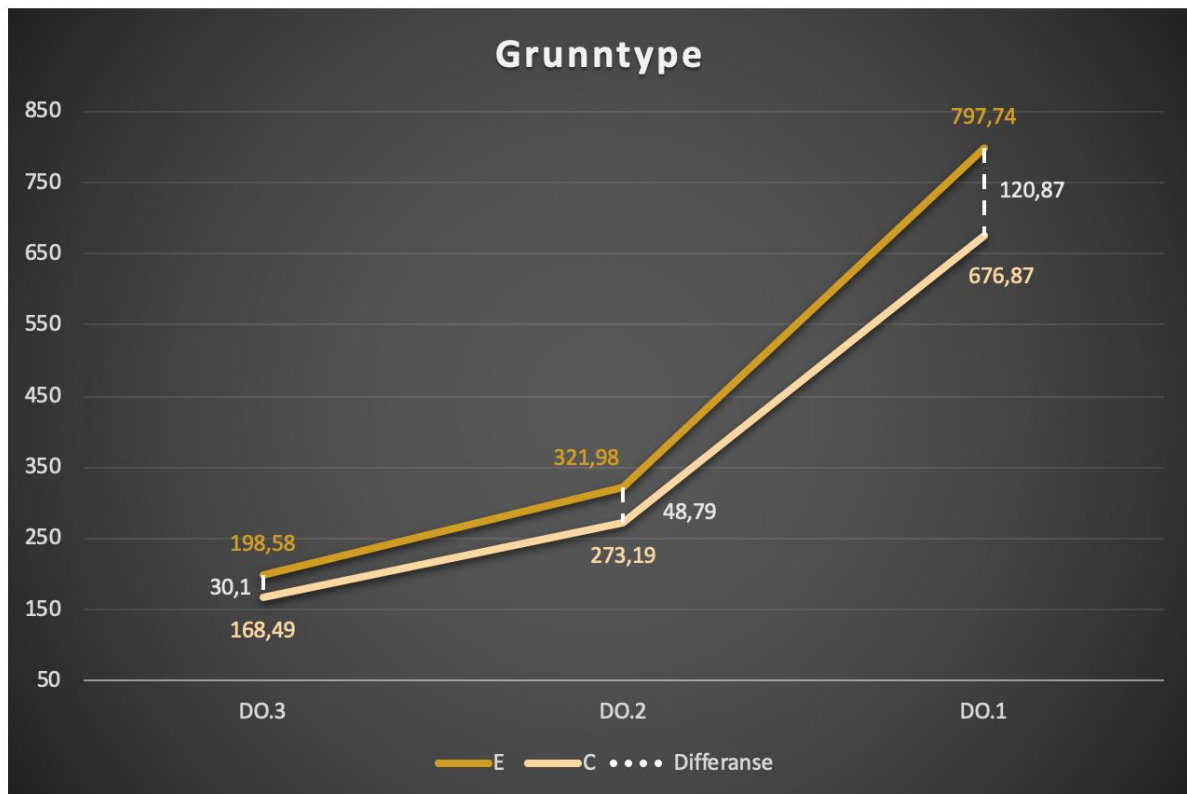


Figur 8.2.1-1: Påvirkning av avstivningskoeffisient på opptredende seismiske krefter

Som vist av grafen ovenfor, gir  $C_t=0,014$  lavere krefter i motsetning til  $C_t=0,05$ . Den lave verdien av  $C_t$  indikerer at det aktuelle bygget er veldig stivt, noe som betyr at bygget får en betraktelig lav egensvingeperiode når  $C_t$  er beregnet manuelt. Generelt sies det at når svingeperioden minker, økes den seismiske påkjenningen. Dette kan sees av det dimensjonerende spekteret presentert i forrige delkapitlet i figur 8.1-3. Denne figuren viser også at når svingeperioden er  $\leq 0,10s$  begynner responsens å redusere. Det er i denne delen av grafen man befinner seg når  $C_t$  er beregnet manuelt for denne konstruksjonen. Differansen mellom de to resultatene er dermed på 11% for hver etasje (minker).

### 8.2.2 Grunntype

Grafen under viser forskjellen mellom de opptredende seismiske kreftene, når grunntypen endres fra E (som er det verste scenariolet) til C. Som vi kan se av grafen under, gir dette en reduksjon i kreftene på rundt 15%. Denne reduksjonen skyldes jo bedre grunnforhold, jo lavere blir responsen fra grunnens akselerasjon, eller med andre ord vil det dimensjonerende responsspekteret flytte seg nedover. Slik vi kan se av grafen presentert i teori kapitlet, figur 3.4.6-1.



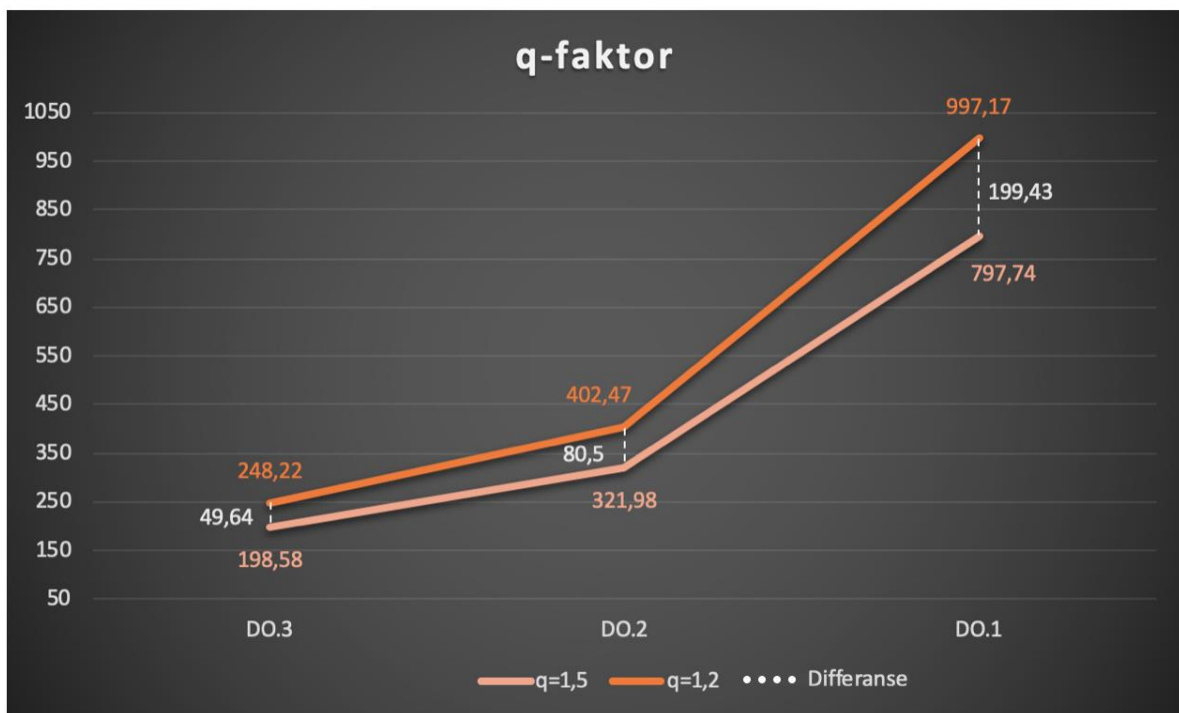
Figur 8.2.2-1: Påvirkning av grunntype på opptredende seismiske krefter

Det er også vurdert flere grunntyper, der grunntype A gir en prosentvis reduksjon på over 55%, mens grunntype B gir en reduksjon i opptredende krefter på rundt 30%. Det aktuelle bygget er lokalisert i Majorstua-området, som fra før av er kjent for å ha et utfordrende grunnforhold. Grunntype A er det sterkeste grunnforholdet gitt i Eurokoden, det er dermed lite hensiktsmessig å forvente at dette bygget kan klassifiseres innen grunntype A eller B. Disse grunnforholdene er generelt meget uvanlig for Oslo-områdene. Det som muligens kan undersøkes er om grunnforholdene er tilrettelagt for å kunne klassifiseres som grunntype D eller C. I dette tilfelle vil grunntype D gi en reduksjon i kreftene på rundt 6%. Resultater for andre grunntyper er lagt ved i vedlegg 7 (Parameterstudie).

### 8.2.3 Konstruksjonsfaktor (q-faktor)

Under vil det bli sett på tilfeller for hva forskjellen mellom de opptredende seismiske kreftene vil bli, når konstruksjonsfaktoren  $q$ , endres fra 1,5 til 1,2 og 1,0. Som spesifisert i tidligere delkapittel er konstruksjonsfaktor  $q$ , ett mål for hvor mye energi bygget i seg selv kan absorbere og fordele i konstruksjonen, uten å miste styrke. På grunn av lav strekkfasthet og lav duktilitet anses uarmert murverk, ifølge NS-EN1998 punkt 9.3-2, å gi liten evne til energiabsorpsjon. Derfor tilsvarer uarmert murverk det som heter lav duktilitetsklasse (DCL), og konstruksjonsfaktoren som er gitt i standarden er en øvre anbefalt grenseverdi ( $q \leq 1,5$ ).

Dette er en komplisert og utfordrende parameter å tallfeste. Den anbefalte måten å finne dette på er å gjøre undersøkelser og utføre seismiske tester på en tilsvarende modell av det aktuelle bygget i laboratorium. Det er dermed til å tro at bruken av den øvre grenseverdien (1,5) kan være litt for optimistisk, når konstruksjonenes duktile oppførsel ikke er 100% dokumentert. Det har blitt sett på flere studier der ulike konstruksjonsfaktorer har blitt testet for murkonstruksjoner, og det har blitt påvist at dette varierer mye med den anbefalte øvre grenseverdien gitt i standarden. [26] [27] Dermed er det vurdert å se på tilfeller der konstruksjonsfaktoren er redusert til henholdsvis 1,2 og 1,0.



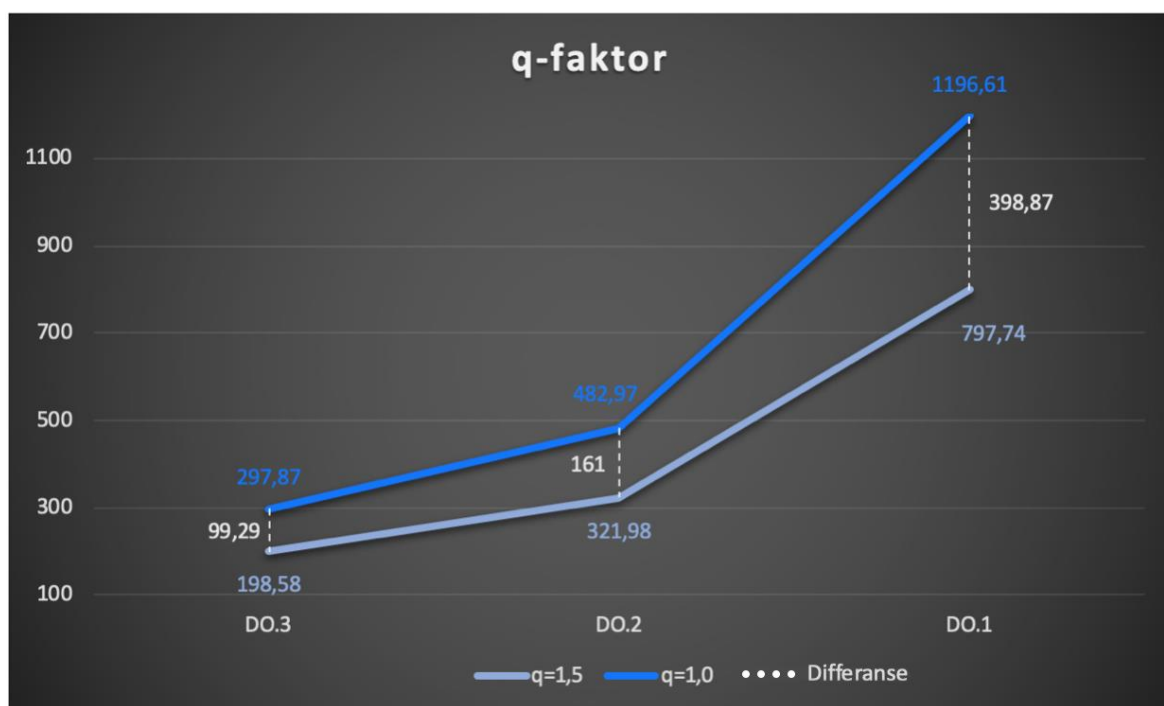
Figur 8.2.3-1: Påvirkning av konstruksjonsfaktor ( $q=1,2$ ) på opptredende seismiske krefter

Grafen over viser forskjellen mellom de seismiske kreftene når  $q$ -faktoren er endret til 1,2. Her kan vi se når  $q$ -faktoren minsker, øker den seismiske lasten med 25%. Dette vil med andre ord si at konstruksjonens duktile oppførsel anses å være lavere enn ved  $q=1,5$ , noe som gir høyere respons fra grunnens akselerasjon.

Som nevnt bør konstruksjonsfaktoren ikke overskride 1,5 for uarmert murverk, også her er det viktig at det foreligger tilstrekkelig dokumentasjon av konstruksjonens duktilitet. Dette skyldes at det kan medføre uheldige innvirkninger spesielt rundt knutepunkter når denne verdien velges for optimistisk. Som et eksempel er dette spesielt uheldig for bygg med fleksible etasjer som får ugunstige lastvirkinger i forbindelse med jordskjelv. Jo lavere  $q$ -verdi, jo mindre plastisk deformasjon tillater man ved overføring av krefter i knutepunktene. Med andre ord er  $q$ -faktor en tilnærming av forholdet mellom de opptredende seismiske kreftene på konstruksjonen ved elastisk respons, og de minimale seismiske kreftene som benyttes ved dimensjonering.

For høy-duktilt bygg, som for eksempel armerte mur/betongkonstruksjoner og stålkonstruksjoner kan det være mulig å bruke en høyere  $q$ -verdi enn den øvre grenseverdien som standarden setter. Dette fordi at man kan tillatte en del plastiske deformasjoner ved knutepunkter, og dimensjoneringen faller innenfor DCM (middels duktilitetsklasse). For stive og sprø bygninger, som uarmert murverk, er det dermed mer hensiktsmessig å velge et lavere  $q$ -verdi enn det som er gitt, som den øvre grenseverdien, i standarden. Dette vil gi en del konservative resultater, men vil være på den sikre siden ved dimensjoneringen, for å unngå plastiske deformasjoner.

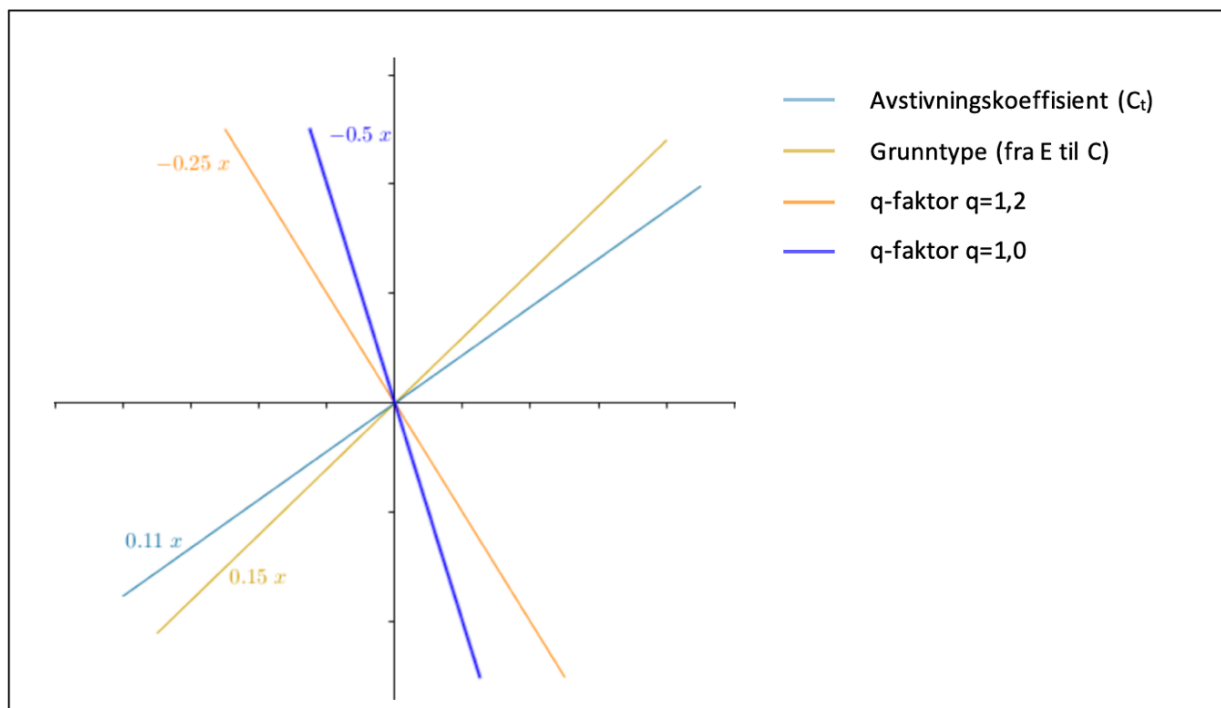
Grafen under viser forskjellen mellom de opptredende seismiske kreftene på konstruksjonen, når konstruksjonsfaktoren  $q$  er endret til 1,0. Her ser vi at  $q$  tilsvarende 1,0 gir en økning av seismiske krefter på 50%, sammenlignet med de seismiske kreftene gitt ved  $q$  lik 1,5.



Figur 8.2.3-2: Påvirkning av konstruksjonsfaktor ( $q=1,0$ ) på opptredende seismiske krefter

### 8.2.4 Stjernediagram

Som nevnt, har alle de overnevnte resultatene blitt plottet i et stjernediagram. Denne grafen viser hvilken av parameterne som har størst innvirkning på de opptredende seismiske kreftene, og dermed på den betraktede konstruksjonen. Denne metoden for å visualisere de kritiske parameterne, kalles også for sensitivitet- eller følsomhetsanalyse. Grafen tolkes ved å studere stigningstallet av de forskjellige linjene (parameterne). Stigningstallet indikere hvor stor effekt parameteren har på konstruksjon, samt om innvirkningen på bygget er positiv eller negativ.

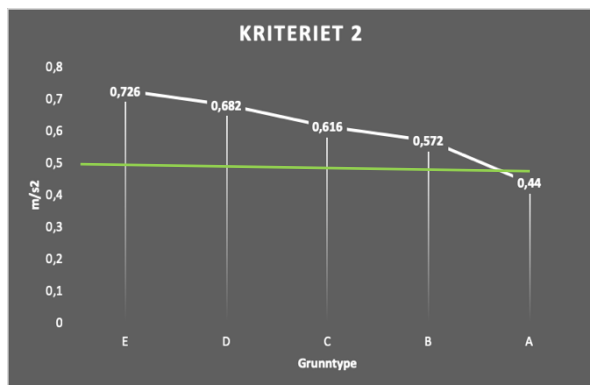


Figur 8.2.4-1: Stjernediagram for de angitte seismiske parameterne

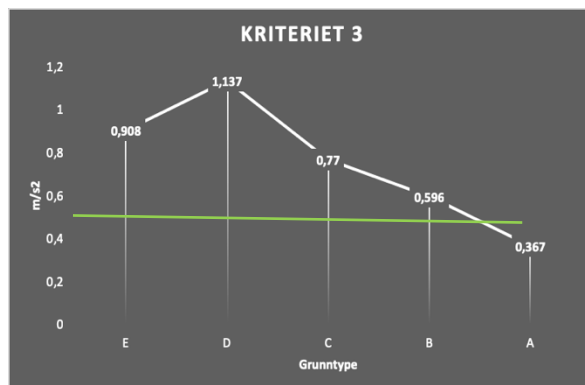
Som vi kan se av grafen over, har grunntype en positiv innvirkning på bygget. Det betyr med andre ord at de opptredende seismiske kreftene reduseres. Denne reduksjonen er som sett tidligere på 15%. Videre har avstivningskoeffisient også en positiv innvirkning på konstruksjonen, der kreftene reduseres med 11%. Som forklart tidligere er dette kun gjeldende for denne konstruksjonen. Generelt ifølge teorien vil en lav  $C_t$ -verdi gi lavere egensvingeperiode, som igjen vil gi en økning i seismisk respons, altså en negativ innvirkning på bygget.

På en annen side vil reduisering av q-faktor, som er ett mål for hvor mye energi et bygg kan absorbere, ha en negativ innvirkning på bygget. Vi kan se at de opptredende kreftene økes med henholdsvis 25- og 50%, når q-faktoren endres fra 1,5 til 1,2 og 1,0. Dette stemmer godt overens med teorien, da minkende q-faktor indikerer at konstruksjonens duktile oppførsel reduseres. Som vi kan se av figuren 3.4.3-1 i teorikapitlet, gir minkende q-faktor minkende duktilitet, og dermed høyere responspekteret.

På forprosjektet til denne masteroppgaven, hadde det blitt studert hvilken effekt vil endring av grunntype ha på utelatelseskriteriene. Resultatene viste at selv ved meget sterkt grunnforhold (grunntype B eller C), vil man ikke klare å tilfredsstille disse kriteriene. Dette fordi at for eksempel ved kriteriet 2 er det grunnakselerasjon som er den avgjørende faktoren. Denne faktoren er avhengig av geografisk plassering som styres av sonekartet, og som ikke vil endres innenfor et fylke. Dette er illustrert i figurene under for henholdsvis kriteriet 2 og 3, der den grønne linjen indikerer grensen for utelatelseskriteriet.



Figur 8.2.4-2: Grunnforholdets påvirkning på kriteriet 2



Figur 8.2.4-3: Grunnforholdets påvirkning på kriteriet 3

Det kan sees av grafene over at kun ved grunntype A vil man klare å tilfredsstille en av disse kriteriene, slik at jordskjelvdimensjonering ved en eventuell ombygging kan utelates. Dermed er det viktig å bemerke seg at det ikke er nødvendig for en rådgiver å bruke ressurser på grundig undersøkelse av grunntype, dersom man kun er interessert i utelatelseskriteriene. På en annen side som vi har sett vil bedre grunntype gi mindre akselerasjon/respons, opp mot 15% reduksjon, noe som vil være fordelaktig ved dimensjoneringen.



## 9. Konklusjon

Siden innføring av Eurokode 8 - jordskjelvdimensjonering av eksisterende bygg, har konsulentfirmaene hatt en stor etterspørsel av ingeniører med kunnskap som retter seg mot grunnleggende dynamikk. Samt veiledningsrapporter som bringer frem kunnskap om jordskjelv og belyser bruken av standarden.

Dermed har formålet med masterprosjektet vært å utarbeide en stegvis fremgangsmåte som gjør bruken av Eurokoden lettere, spesielt ved eksisterende bygninger. Flytskjemaet som er utarbeidet viser at det finnes to alternativer å dokumentere jordskjelvdimensjonering på, veien om EC8-1 eller EC8-3. For å avgjøre dette, er det gitt en rekke dokumentasjonskrav som bygget skal tilfredsstillere. Avhengig av disse kravene er veien om EC8-1 mer tidsbesparende og økonomisk lønnsomt i forhold til EC8-3, da dokumenteringen ikke krever tilleggsinspeksjon og tester.

Studering av det betraktede bygget har bygd på utfordringer på flere områder. Blant annet har det vist seg å være krevende å tilfredsstillere krav om modal analyse. Det har blitt erfart at dersom takelementene ikke blir gitt riktig avstivning, kan det medføre generering av flere svingemoder enn nødvendig. Noe som kan bidra med unøyaktig resultater, og dermed kravet om 90% effektiv masse ikke tilfredsstilles. Dette kommer av at stivheten på takstolen er betydelig lavere enn resten av konstruksjonen, og svingemoder som genereres er stort sett dominert av enkle lokale elementer. Dette har blitt forsøkt løst ved å modellere takkonstruksjonen i Robot (RSA) for seg, for deretter å påføre reaksjonskreftene som jevnt fordelt last langs ytterveggene i tredje etasje. Dette har vist seg å gi en forbedring i resultater, men fortsatt ikke oppfylle kravet om 90% effektiv masse.

Videre er det ikke store forskjeller mellom resultatene for eksisterende- og ombygg. De to modellene har tilnærmet lik svingeperiode, vindpåkjenning, kraftfordeling i veggskiver og dessuten lik respons på jordskjelv. Dette skyldes at endringene som er tatt er relativt liten i forhold til selve konstruksjonen, som er meget stiv. Den eneste forskjellen kommer av at massen som tas med i analysen balanseres i begge retninger, og dermed minker torsjonsvirkninger. Videre er det ingen fare for soft-story effekt, selv ved fjerning av de angitte veggene i første etasje.

I tillegg har det i denne rapporten blitt utført en parameterstudie av de mest følsomme parameterne gjennom et utarbeidet stjernediagram. Denne viser at konstruksjonsfaktoren ( $q$ ) har en negativ innvirkning på opptredende seismiske krefter. Videre har grunnstype en positiv innvirkning, der kreftene reduseres med 15% fra grunnstype E til C. Dette er likevel ikke nok til å kunne oppfylle utelatelseskriterier for den gitte konstruksjonen. Som vi kan se av diagrammene presentert i delkapitlet 8.2.4, er det ikke nødvendig for et konsulentfirma å bruke ressurser på grundig undersøkelse av grunnstype, dersom man kun er interessert i å oppfylle utelatelseskriteriene.

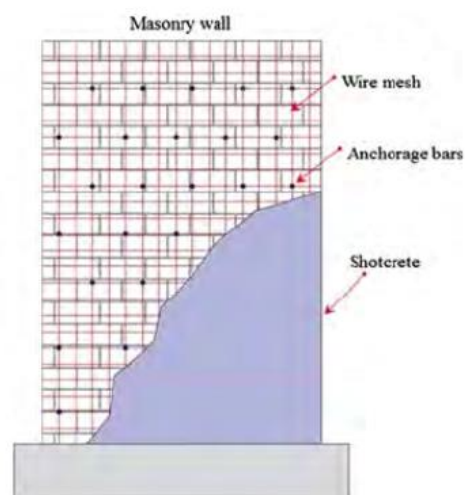
## 10. Anbefalinger

Modellering av forsterkning er ikke en del av oppgaven, likevel har en rekke forsterkningsmuligheter for murkonstruksjoner blitt studert.

For gamle murkonstruksjoner er de strukturelle veggene i hovedsak designet for å motstå kun gravitasjonslaster. Med økt fokus på jordskjelvsikring de siste årene, har en rekke teknikker blitt utviklet og benyttet for å forbedre konstruksjoner i å redusere eller motstå seismiske påkjenninger. En stor del av dødsårsaker som følge av jordskjelv er et resultat av risting på konstruksjonen som fører til at veggene bøyer seg ut av planet. Dermed er metoder som reduserer og forbedrer slike tilfeller satt i fokus. I noen tilfeller vil forbedringer ikke være økonomisk lønnsomt eller at avansert teknologi vil være nødvendig. Med dette i bakgrunn, er de mest hensiktsmessige metodene med deres fordeler og ulemper presentert under. Disse kan brukes om ønskelig som råd til videre arbeid for andre masteroppgaver, og som forslag til arbeidsgiver.

### Overflatebehandling (shotcrete)

Overflatebehandling er en vanlig metode som kan benyttes i de fleste tilfeller. I dette tilfellet er shotcrete en metode som går ut på at overflaten av bygget blir påsprøytet betong, etter at en armert mesh er påmontert. Denne metoden er mer hensiktsmessig og økonomisk lønnsomt enn andre retrofitt metoder. Tykkelsen på shotcreten kan tilpasses etter behov, hvor den generelle tykkelsen er på om lag 60 mm, avhengig av styrken til seismiske påkjenninger man vil bevare bygget mot. Siden man tildekker overflaten av bygget, vil denne metoden derimot ikke alltid være egnet for historiske bygg med arkitektoniske verdier [28].

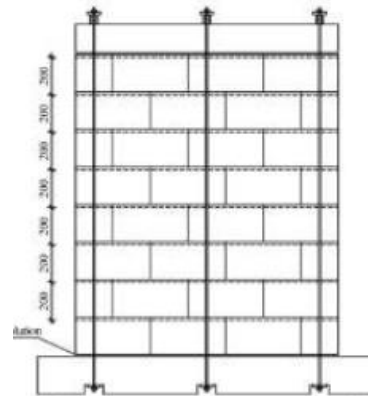


Figur 10-1: Illustrasjon av shotcrete [35]

Metode	Fordeler	Ulemper
Shotcrete	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Er økonomisk og lett tilgjengelig</li> <li>- Enkelt å utføre</li> <li>- Reduserer faren for utbøying av vegger</li> <li>- Forbedrer energispredning av seismiske krefter</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Høy masse</li> <li>- Krever overflatebehandling</li> <li>- Ikke egnet for minneverdig bygg</li> <li>- Krever nøye fasaderengjøring før påføring</li> </ul>

### Etterspenning

Etterspenning er en metode som i stor grad kan benyttes for å forbedre strekk- og bøyekapasiteten til uarmerte murkonstruksjoner. Metoden blir brukt ved at man kjerneborer fra toppen av murveggen og vertikalt ned til fundamentet. Deretter etterspinner man vaierne til fundamentet, som bidrar med at det vil oppstå trykkspenninger. Denne kraften motvirker/reduserer strekkspenninger som vil oppstå når bygget kommer i bevegelse på grunn av seismiske påkjenninger [29].



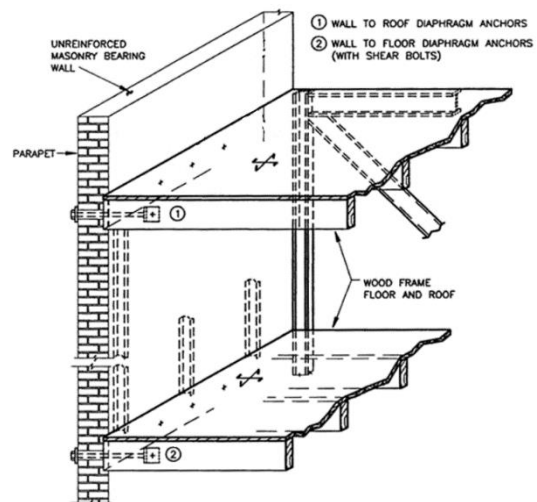
Figur 10-2: Illustrasjon av etterspenning [29]

Metode	Fordeler	Ulemper
Etterspenning	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Resulterer ikke til økt masse</li> <li>- Reduserer fare for utbygging av vegger</li> <li>- Egnet for historiske bygg med arkitektoniske verdier</li> <li>- Ikke behov for utflytting av bosatte</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Kostbar metode</li> <li>- Krever høyt teknologisk utstyr</li> <li>- Fare for korrosjon på vaier</li> <li>- utfordringer med innfesting til fundament</li> </ul>

### Innfestning mellom vegg og dekke

For å unngå store seismiske skader på murkonstruksjoner er det avgjørende med gode innfestningsløsninger mellom dekke- og veggelementer. Dette for å unngå at veggelementene bøyer seg ut av planet.

Det finnes ulike metoder for å forbedre innfestninger mellom dekke- og veggelementer. En av de mest brukte metodene er å bolte med store skiver på utsiden av bygget, kombinert med epoksylin eller fugemasse mellom murlagene, for å bidra med strekk- og skjærmotstand [30]

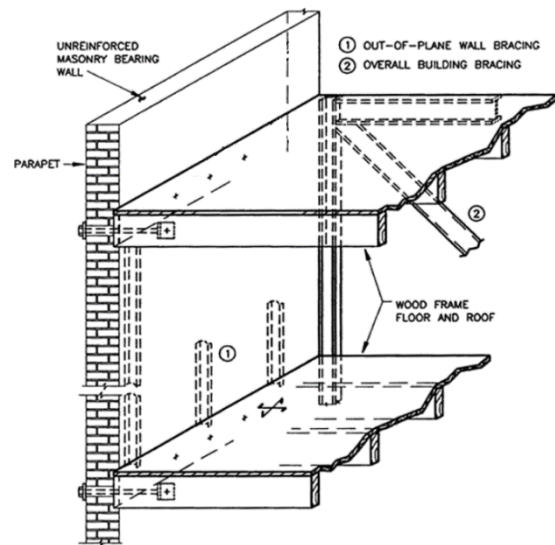


Figur 10-3: Innfestningsmuligheter mellom vegg og dekke [30]

Metode	Fordeler	Ulemper
Innfestningsmetode	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Anerkjent metode</li> <li>- Reduserer faren for separering mellom dekke- og veggelementer</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Kostbar metode</li> <li>- Krever nøye planlegging</li> <li>- Fare for utbøyning av veggelementer for høye spenn</li> </ul>

### Rammekonstruksjon – Stål

Etter at veggene er innfestet til dekkeelementer, som anvist på forrige side, er det fare for at knekkelengden på disse veggelementene kan spenne utover planet på grunn av horisontale krefter. Dermed vil ytterligere avstiving være nødvendig for å kunne redusere faren for utbøying av veggelementer. Det finnes flere metoder dette kan gjøres på, hvor den vanligste er innfesting av stålbejler vertikalt langs veggelementene (1). Dette vil derimot gjøre konstruksjonen i en større grad motstandsdyktig kun mot horisontale krefter. For at konstruksjonen også skal kunne være motstandsdyktig mot skjærkrefter er det hensiktsmessig å installere en innbygd rammekonstruksjon, som anvist på bildet til høyre (2) [30].



Figur 10-4: Illustrasjon av Innvendig stålramme [30]

Metode	Fordeler	Ulemper
Stålramme	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Effektiv metode</li> <li>- Motstandsdyktig mot skjær- og horisontalkrefter</li> <li>- Mindre fare for kollaps av konstruksjon</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Kostbar metode</li> <li>- Synlig metode som tar mye interiørplass</li> <li>- utfordring for usymmetriske konstruksjoner</li> </ul>

## 11. Kilder

- [1] Norsk Standard, «NS 3491-12:2004,» Desember 2004. [Internett]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=133854>. [Funnet 25 Januar 2019].
- [2] R. DesRoches, M. Comerio, M. Eberhard, W. Mooney og G. J. Rex, «U.S Geological Survey,» Oktober 2011. [Internett]. Available: <https://escweb.wr.usgs.gov/share/mooney/142.pdf>. [Funnet 27 Januar 2019].
- [3] R. S. Olson, «Extreme Events Institute - FIU,» 2016. [Internett]. Available: [https://eei.fiu.edu/case\\_study/haiti-vs-chile/](https://eei.fiu.edu/case_study/haiti-vs-chile/). [Funnet 27 Januar 2019].
- [4] NOSAR, «Jordskjelv i Norge,» [Internett]. Available: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/>. [Funnet 28 Januar 2019].
- [5] RIF, «Arendalsuka 2018,» 8 August 2018. [Internett]. Available: <https://www.rif.no/ingen-tar-et-nasjonalt-ansvar-for-jordskjelv-i-norge/>. [Funnet 25 Januar 2019].
- [6] NOSAR, «Hva er Jordskjelv,» [Internett]. Available: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/hva-er-et-jordskjelv/>. [Funnet 28 Januar 2019].
- [7] Geological Survey Irland, «Plate Tectonics,» 20 August 2016. [Internett]. Available: <https://www.gsi.ie/en-ie/education/our-planet-earth/Pages/Plate-Tectonics.aspx>. [Funnet 1 Februar 2019].
- [8] J. A. Dutton, «Making A Tsunami,» [Internett]. Available: <https://www.e-education.psu.edu/earth501/sites/image/lesson1/makingatsunami.jpg>. [Funnet 3 Februar 2019].
- [9] M. H. W. Zondag, «NRK,» 2 Mars 2017. [Internett]. Available: [https://www.nrk.no/urix/forskere\\_-oljeboring-har-gitt-forhoyet-jordskjelvrisko-i-oklahoma-1.13405141?fbclid=IwAR1Xt1pop1ztlwcyVQFUSKzm3AiDdK9C0RII5bTiK81amlcyv13vNufqvEY](https://www.nrk.no/urix/forskere_-oljeboring-har-gitt-forhoyet-jordskjelvrisko-i-oklahoma-1.13405141?fbclid=IwAR1Xt1pop1ztlwcyVQFUSKzm3AiDdK9C0RII5bTiK81amlcyv13vNufqvEY). [Funnet 28 Januar 2019].
- [10] UPSeis, «What Are Seismic Waves?,» 2007. [Internett]. Available: <http://www.geo.mtu.edu/UPSeis/waves.html>. [Funnet 5 Februar 2019].
- [11] NORSAR, «Om Jordskjelv - Styrke,» [Internett]. Available: <https://www.jordskjelv.no/jordskjelv/om-jordskjelv/storrelse/>. [Funnet 5 Februar 2019].
- [12] E. Hicks, «Skjelver i Norge,» 2000. [Internett]. Available: <http://www.viten.com/nyviten/hicks.htm>. [Funnet 6 Februar 2019].
- [13] F. Irgens, 9788251915007 - Dynamic defination, Trondheim, NTNU, 1999.
- [14] Anil. K Chopra, Dynamics of Structures 4. utgave, Pearson Education Limited, June, 2015.
- [15] Norsk Standard, «Eurokode 8,» 2014 versjon. [Internett]. Available: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/eurokode-8/>. [Funnet 15 Februar 2019].
- [16] EMSEAL, «Seismic Colorseal,» [Internett]. Available: <https://www.emseal.com/product/seismic-colorseal-wall-expansion-joint-2/>. [Funnet 3 Februar 2019].

- [17] U.S. Geological Survey, «General Information Product 15,» 2005. [Internett]. Available: <https://pubs.usgs.gov/gip/2005/15/>. [Funnet 3 Februar 2019].
- [18] Bygg og bevar, «Murhus - Konstruksjon og kjennetegn,» 22 Mai 2017. [Internett]. Available: <https://www.byggogbevar.no/pusse-opp/mur/artikler/murhus>. [Funnet 15 Februar 2019].
- [19] J. Vadnal, «Glossary of Medieval Art and Architecture,» [Internett]. Available: <http://www.pitt.edu/~medart/menuglossary/lintel.htm>. [Funnet 5 Februar 2019].
- [20] FEMA, «Unreinforced Masonry Buildings and Earthquakes,» October 2009. [Internett]. Available: <https://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1728-25045-2959/femap774.pdf>. [Funnet 20 Februar 2019].
- [21] Norsk Standard, «Eudokode 6: Prosjektering av murkonstruksjoner.,» 01 07 2013. [Internett]. Available: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/eurokode-6/>. [Funnet 25 Februar 2019].
- [22] Byggforsk, «Murkatalogen 2011,» 2011. [Internett]. Available: [https://www.handverksmur.no/images/marketing/murkatalogen/m1\\_pdf.pdf](https://www.handverksmur.no/images/marketing/murkatalogen/m1_pdf.pdf). [Funnet 25 Februar 2019].
- [23] K. V. Høiseth, Dimensjonering av murkonstruksjoner etter NS 3475, Trondheim: NTNU, 2015.
- [24] Dr. Olav Olsen, «RIF-dokumentet - Dimensjonering for Jordskjelv,» 2010. [Internett]. Available: <https://www.rif.no/product/4413-dimensjonering-for-jordskjelv/>. [Funnet 10 Januar 2019].
- [25] P. Jakubowski, «Unntak fra tekniske krav (TEK17)» Kristiansund kommune, 22 Januar 2019. [Internett]. Available: <https://www.kristiansund.kommune.no/tjenester/plan-bygg-og-eiendom/byggesoknader/unntak-fra-tekniske-krav/>. [Funnet 02 Mars 2019].
- [26] V. B. P. W. Miha Tomazevic, «STRUCTURAL BEHAVIOR FACTOR FOR MASONRY STRUCTURES,» August 2004. [Internett]. Available: [http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13\\_2642.pdf](http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_2642.pdf). [Funnet 2 Mai 2019].
- [27] ResearchGate, «Evaluation of the behaviour factor of unreinforced masonry buildings,» June 2018. [Internett]. Available: [https://www.researchgate.net/publication/Evaluation\\_of\\_the\\_behaviour\\_factor](https://www.researchgate.net/publication/Evaluation_of_the_behaviour_factor) [Funnet 2 Mai 2019].
- [28] R. Amiraslanzadeh, T. Ikemoto og M. M. & A. Fallahi, «A Comparative Study on Seismic Retrofitting Methods for Unreinforced Masonry Brick Walls,» 2012. [Internett]. Available: [https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012\\_3658.pdf](https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_3658.pdf). [Funnet 12 Mai 2019].
- [29] National Concrete Masonry Association, «POST-TENSIONED CONCRETE MASONRY WALL DESIGN,» 2002. [Internett]. Available: <http://www.ncma-br.org/pdfs/5/TEK%2003-14.pdf>. [Funnet 15 Mai 2019].
- [30] S. Hensen, «Unreinforced Masonry (URM) Buildings: Seismic Retrofit,» 10 Mai 2014. [Internett]. Available: <https://seblog.strongtie.com/2013/04/seismic-retrofit-of-unreinforced-masonry-urm-buildings/>. [Funnet 12 Mai 2019].
- [31] De Nationale Geologiske Undersøgelser for Danmark og Grønland, «GEUS,» [Internett]. Available: <https://www.geus.dk/udforsk-geologien/laering-om-geologi/viden-om/viden-om-den-dynamiske-jord/jordskaelv/>. [Funnet 28 Januar 2019].
- [32] RISA, «Wall Panel Load Attribution,» [Internett]. Available: [https://risa.com/risahelp/risafloor/Content/Floor\\_Only\\_Topics/Wall%20Panel%20Load%20Attribution.htm](https://risa.com/risahelp/risafloor/Content/Floor_Only_Topics/Wall%20Panel%20Load%20Attribution.htm). [Funnet 5 Februar 2019].
- [33] Keystone Lintels, «Single Leaf Lintels,» [Internett]. Available: <https://keystonelintels.com/products/steel-lintels/single-leaf/>. [Funnet 5 Februar 2019].

- [34] S. Bjørner, «722.310 Trebjelkelag i eldre boligbygninger. Metoder og materialer,» Februar 2017. [Internett]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/667/trebjelkelag\\_i\\_eldre\\_boligbygninger\\_metoder\\_og\\_materialer](https://www.byggforsk.no/dokument/667/trebjelkelag_i_eldre_boligbygninger_metoder_og_materialer). [Funnet 25 Februar 2019].
- [35] R. O. o. E. Oyguc, «The 2011 Van Earthquakes: Lessons from Damaged Masonry Structures,» Januar 2017. [Internett]. Available: [https://www.researchgate.net/publication/Lessons\\_from\\_Damaged\\_Masonry\\_Structures](https://www.researchgate.net/publication/Lessons_from_Damaged_Masonry_Structures). [Funnet 13 Mai 2019].
- [36] Gyldendal, «Jordas indre,» [Internett]. Available: [https://api.ndla.no/image-api/raw/jordens\\_indre.png?width=1120](https://api.ndla.no/image-api/raw/jordens_indre.png?width=1120). [Funnet 22 Februar 2019].
- [37] Extreme Events Institue - FIU, Mai 2016. [Internett]. Available: <https://eei.fiu.edu/wp-content/uploads/2015/09/Houses-destroyed.jpg>. [Funnet 27 Januar 2019].
- [38] R. Pallardy og J. P. Rafferty, «Britannica,» May 2016. [Internett]. Available: <https://cdn.britannica.com/09/137009-050-3D1791F1.jpg>. [Funnet 27 Januar 2019].
- [39] Washington EDU, «Kobe Earthquake 1995,» [Internett]. Available: <https://depts.washington.edu/liquefy/html/quakes/kobe/kobe.html>. [Funnet 5 Februar 2019].
- [40] Byggforsk, «723.308 Eldre yttervegger av mur og betong. Metoder og materialer,» Februar 2007. [Internett]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/677/eldre\\_yttervegger\\_av\\_mur\\_og\\_betong\\_metoder\\_og\\_materialer](https://www.byggforsk.no/dokument/677/eldre_yttervegger_av_mur_og_betong_metoder_og_materialer). [Funnet 26 Februar 2019].
- [41] Byggforsk, «721.111 Eldre bygningsfundamenter og grunnmurer. Metoder og materialer,» 2006. [Internett]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/665/eldre\\_bygningsfundamenter\\_og\\_grunnmurer\\_metoder\\_og\\_materialer](https://www.byggforsk.no/dokument/665/eldre_bygningsfundamenter_og_grunnmurer_metoder_og_materialer). [Funnet 25 Februar 2019].
- [42] A. Erlita, «Seismograf,» 26 November 2015. [Internett]. Available: <https://apriliaerlita.wordpress.com/2015/11/26/seismograf/>. [Funnet 26 Februar 2019].

## 12. Vedlegg

<b>1. Vedlegg 1</b> .....	<b>98</b>
1.1 A3-Poster .....	98
<b>2. Vedlegg 2</b> .....	<b>100</b>
2.1 Fremdriftsplan .....	100
<b>3. Vedlegg 3</b> .....	<b>102</b>
3.1 Detaljerte plantegninger.....	102
<b>4. Vedlegg 4</b> .....	<b>105</b>
4.1 Seismiske parametere («Tverrkraftmetode» med empirisk verdi for $C_t$ ) .....	105
<b>5. Vedlegg 5</b> .....	<b>112</b>
5.1 Utelatelseskriterier .....	112
<b>6. Vedlegg 6</b> .....	<b>118</b>
6.1 «Tverrkraftmetode» med selv beregnet verdi for $C_t$ .....	118
<b>7. Vedlegg 7</b> .....	<b>123</b>
7.1 Parameterstudie .....	123
<b>8. Vedlegg 8</b> .....	<b>127</b>
8.1 Tabell – materialeegenskaper (gitt av Byggforsk) .....	127
<b>9. Vedlegg 9</b> .....	<b>129</b>
9.1 Kapasitetskontroll av skjærvegger eksisterende bygg .....	129
<b>10. Vedlegg 10</b> .....	<b>135</b>
10.1 Kapasitetskontroll av skjærvegger ombygg .....	135
<b>11. Vedlegg 11</b> .....	<b>140</b>
11.1 Robot input data .....	140
<b>12. Vedlegg 12</b> .....	<b>147</b>
12.1 Møtereferat .....	147



# 1. Vedlegg 1

## 1.1 A3-Poster

Titel:

**Verifisering av jordskjelvkapasitet av eksisterende bygg i henhold til Eurokode 8**

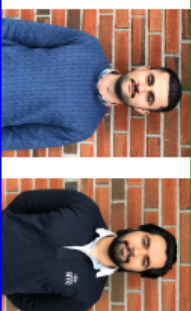
- En studie om jordskjelvanalyse av eksisterende murbygg

Kandidat:

Rozayr Khrangany  
Masud Ahmadi

Velleder:

Dmitry Vysockinsky, UJA



**Introduksjon**

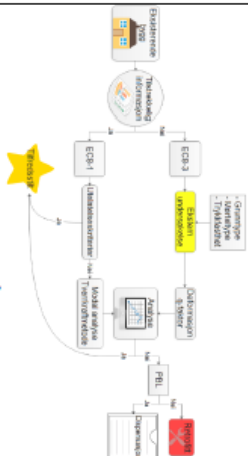
Jordskjelvdimensjonering er et relativt nytt fagområde i Norge, der den første standarden kom i slutten av 2004. Det settes krav om at både nye og eksisterende konstruksjoner som gjennomgår vesentlig ombygging, skal vurderes for jordskjelvdimensjonering. I dette prosjektet er et eksisterende murbygg fra 1900-tallet vurdert mot seismiske analyser, samt et fyttskjema for å lette bruken av Eurokode 8 utarbeidet.

**Sammenheng**

I Oslo finnes det en rekke bygårder fra dette århundret som ikke er dimensjonert for jordskjelv. Videre setter Eurokode 8 krav om at alle eksisterende bygg skal vurderes for jordskjelvdimensjonering ved en eventuell renovering eller ombygging. For å kunne ta dette i betraktning, har dette masterprosjektet lagt vekt på å utarbeide en stegvis fremgangsmåte for dokumentering av jordskjelv for eksisterende bygg. Videre er EC8-3 for øyeblikket kun tilgjengelig i engelsk utgave. Dermed vil denne framgangsmåten kunne benyttes som en veiledning og gi råd for å lette bruken av Eurokoden. I tillegg for å få en bedre forståelse bak teorien i dynamikk og Eurokoden har et murbygg blitt modellert i Robot (RSA), der seismiske påkjenninger før- og etter ombygg er studert. Videre har det blitt utført en parameterstudie av de mest kritiske faktorene for jordskjelvdimensjonering. Dette er parametere som muligens lar seg endre ved utvidet undersøkelser og tester av det aktuelle bygget.

**Forskerspørsmål**  
«Hvordan dokumentere og tilfredsstille krav innen jordskjelvdimensjonering av eksisterende murbygg?»

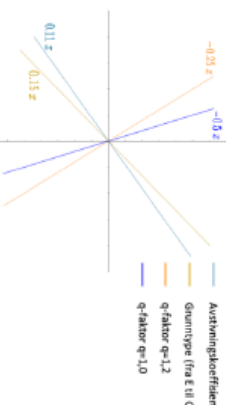
**Stegvis fremgangsmåte av Eurokode 8**



Figur 1: Utarbeidet stegvis fremgangsmåte i form av fyttskjema

Ved jordskjelvdimensjonering er det avgjørende at det foreligger tilstrekkelig informasjon om bygget som skal vurderes. Hvis det foreligger tilstrekkelig dokumentasjon i henhold til den veiledende tabellen i EC8 (Kunnskapsnivåene) på et slikt nivå som om det skulle være et nytt bygg, kan EC8-1 benyttes.

**Parameterstudie**

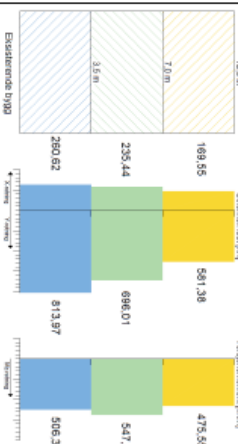


Figur 2: Stjernediagram for sensitive parametere

Det har blitt utført en parameterstudie som viser hvilke parametere har størst innvirkning på seismiske påkjenninger for denne konstruksjonen.

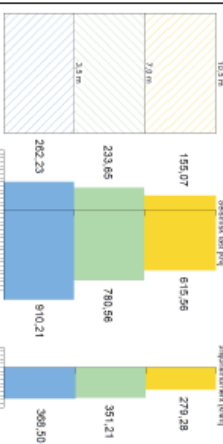
**Seismisk påkjenning for eksisterende- og ombygg**  
Det har vært et ønske fra byggherren om ombygging av første etasje. Dette innebærer blant annet fjerning av de nest ytterste veggene, samt at de langsgående veggene (hjeltevegg) får en større åpning.

Som vist under er de seismiske kreftene i Y-retning betydelig høyere enn i X-retning. Dette vil med andre ord si at konstruksjonen har liten toleranse for seismiske laster i denne retningen.



Figur 3: Opprettede etasjens seismiske krefter, eksisterende bygg

For ombygg er de seismiske lastene i X-retning tilnærmet lik kreftene for eksisterende bygg i samme retning. Seismiske laster i Y-retning er høyere enn for eksisterende bygg. Dette skyldes at mer masse blir tatt med i analysen når disse langsgående veggene er fjernet.



Figur 4: Opprettede etasjens seismiske krefter, ombygg

**Seismiske påkjenninger på lokale elementer**  
For å studere nærmere de lokale elementene mot seismisk påkjenning har det blitt utført en seismisk-modal analyse av før og etter ombygg.



Figur 5: Skjærstrømmen gitt for langvegg i Robot (RSA), ombygg

Kreftene blir større jo lengre ned i konstruksjonen man kommer. Dette fordi påkjenningen skal summeres fra topp til bunn, for å få baseskjær.

**Konklusjon**

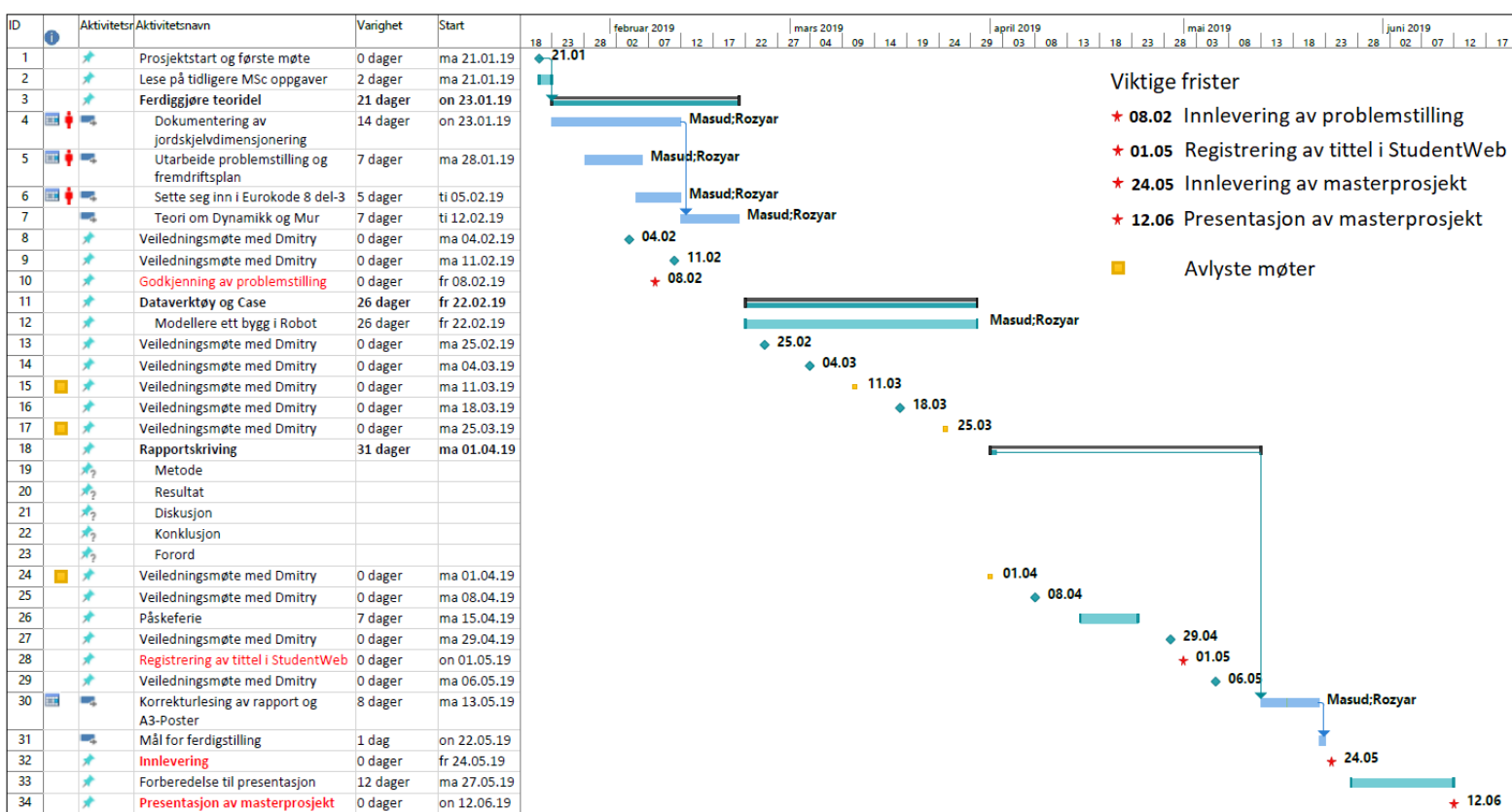
Det utarbeidet fyttskjemaet viser at det finnes to alternativer for dokumentering av jordskjelvkapasitet. Veien om EC8-1 er mer tidsbesparende og økonomisk lønnsomt i forhold til EC8-3, da dokumentering ikke krever tilleggssjeksjon og tester.

Videre er det ikke store forskjeller mellom resultatene for eksisterende- og ombygg. De to modellene har tilnærmet lik svingeperiode, vindpåkjenning, kraftfordeling i veggskiver og dessuten lik respons på jordskjelv. Dette skyldes at endringene som er tatt er relativt liten i forhold til selve konstruksjonen.

Parameterstudiet viser at konstruksjonsfaktor har en negativ innvirkning på bygget. Mens grunntypen har en positiv innvirkning, der kreftene reduseres med 15%.

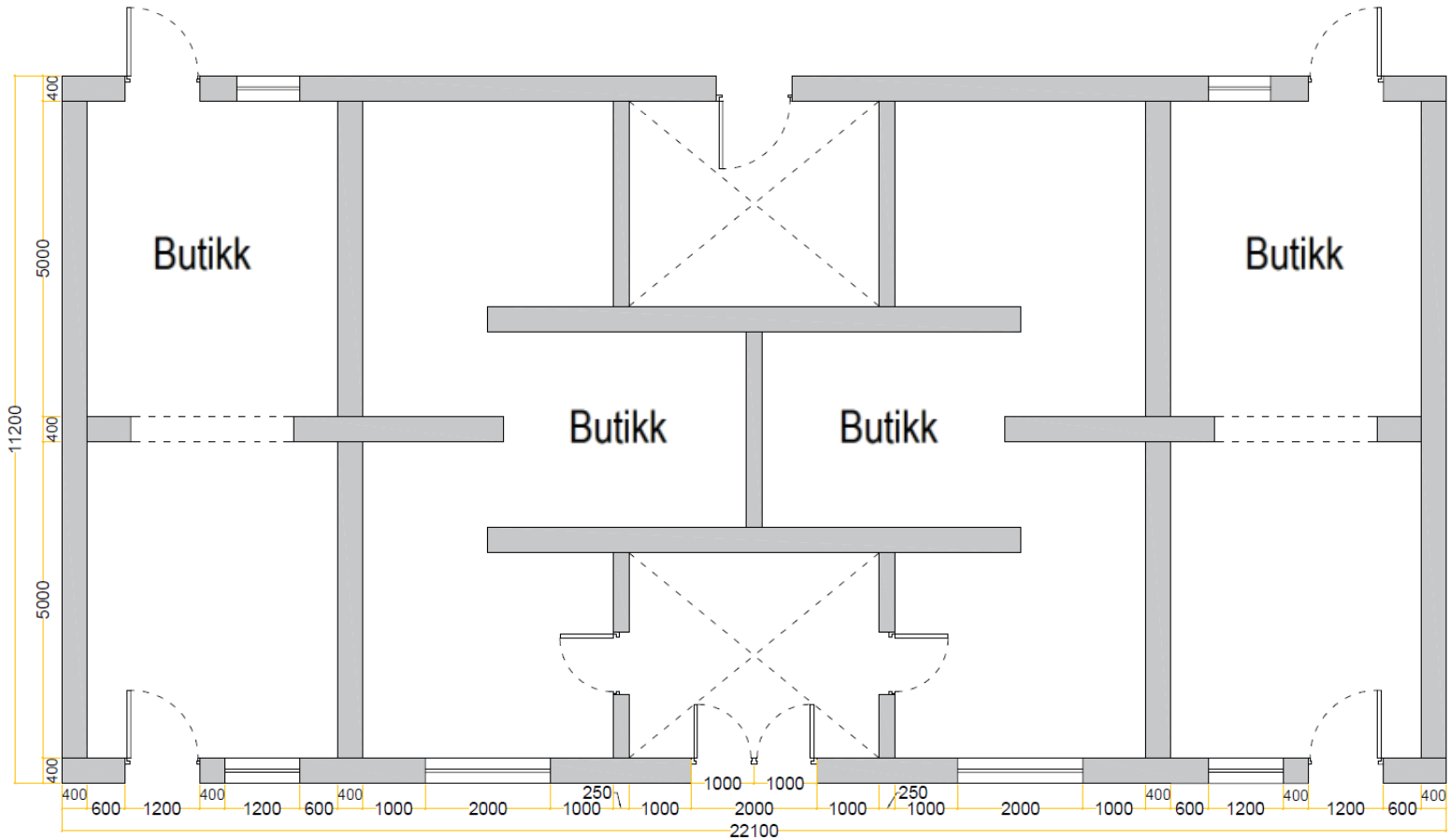
# 2. Vedlegg 2

## 2.1 Fremdriftsplan

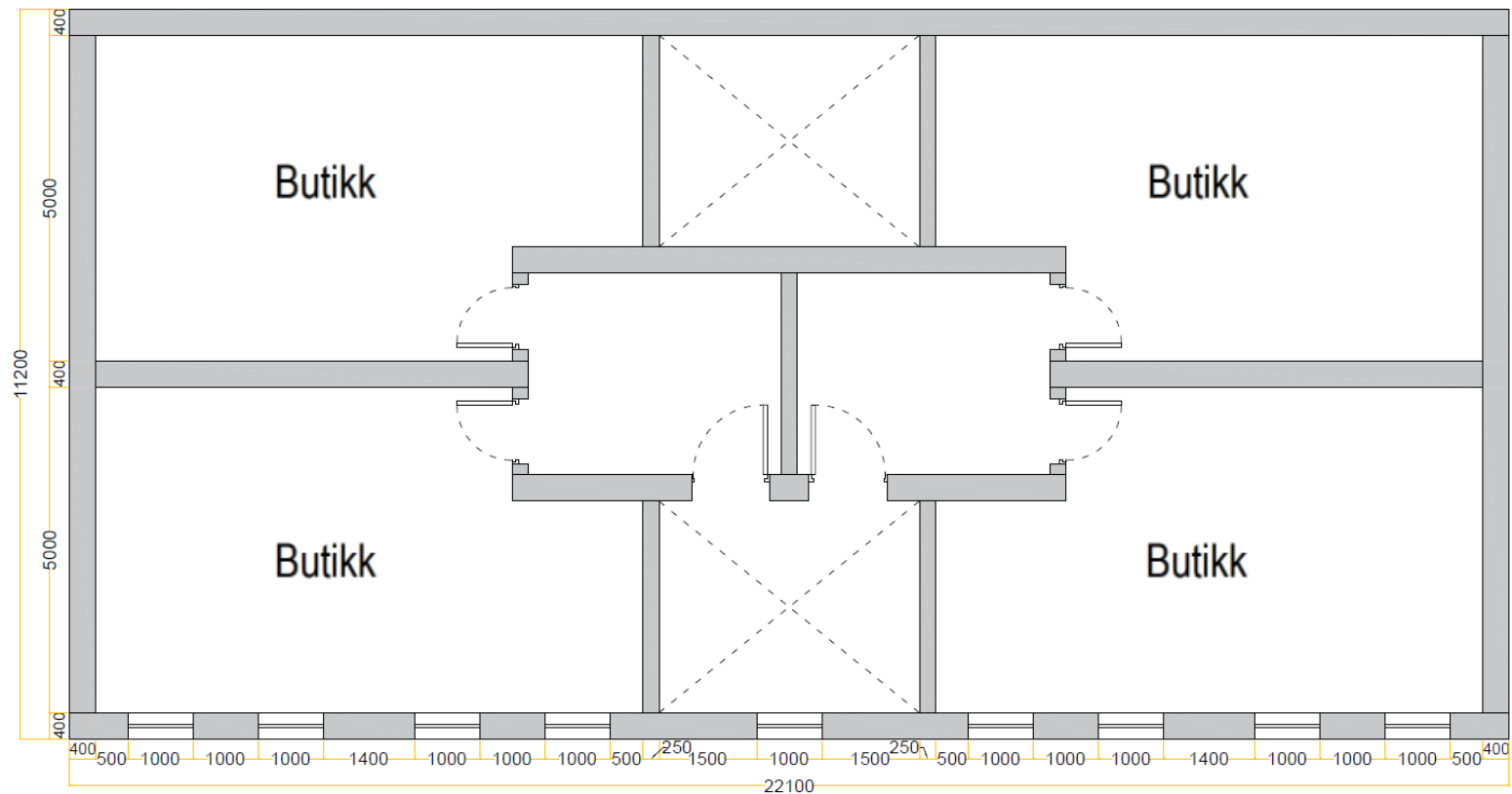


# 3. Vedlegg 3

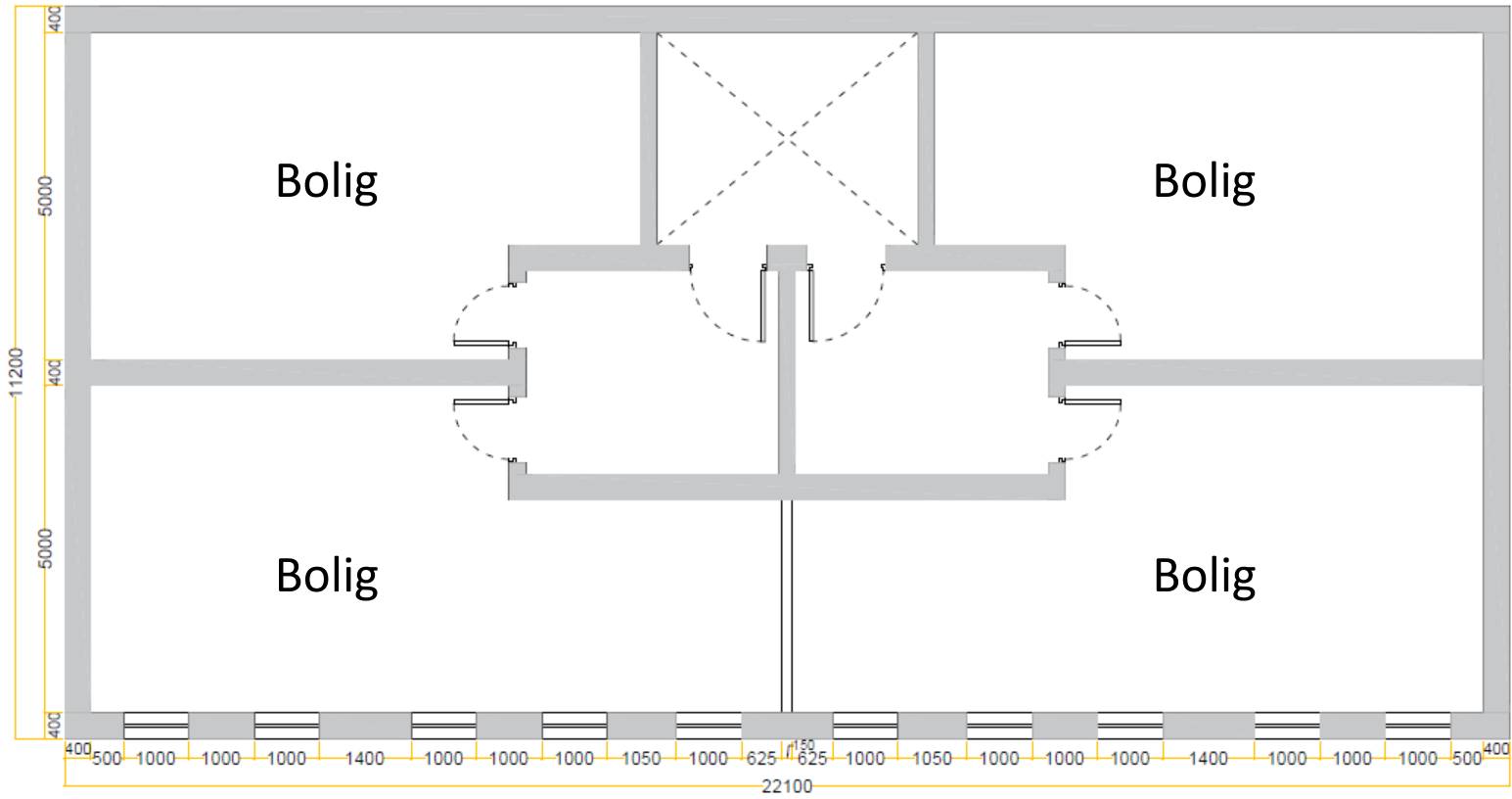
## 3.1 Detaljerte plantegninger



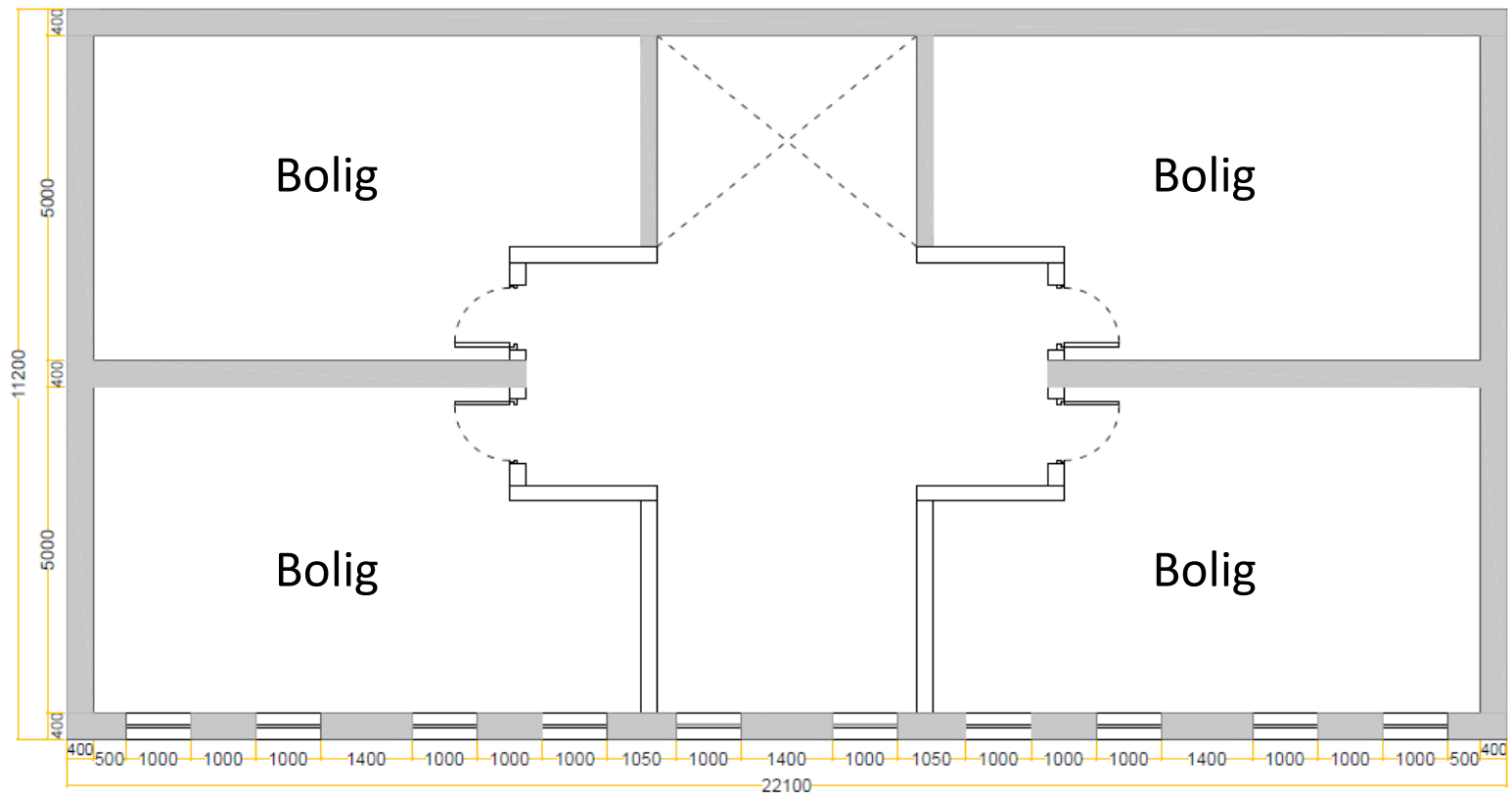
**Plan DO.1: Tegnet i AutoCAD – Stiplede linje indikerer åpning/dør**



**Plan DO.2**



*Plan DO.3 – Ufargede vegger indikerer lettvegg*



*Plan DO.4 (loft)*

# 4. Vedlegg 4

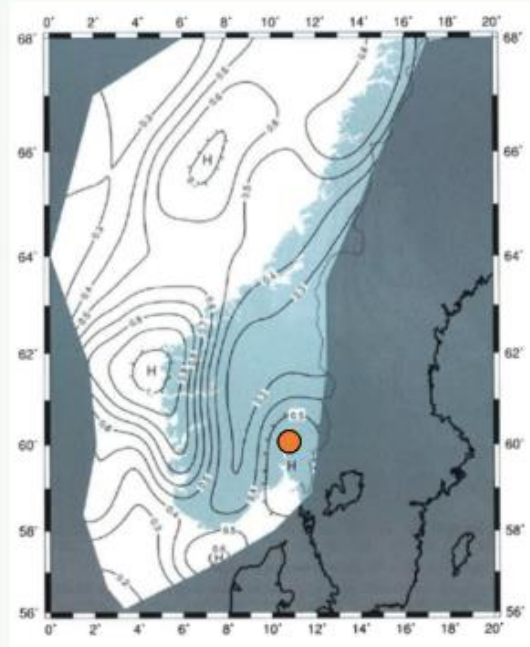
## 4.1 Seismiske parametere («Tverrkraftmetode» med empirisk verdi for $C_t$ )



### 1. Spissverdi for berggrunnens akselerasjon

$$a_{g10Hz} := 0.50 \frac{m}{s^2} + 0.05 \frac{m}{s^2} = 0.55 \frac{m}{s^2}$$

Spissverdi leses fra Sonekartet.  
 Pluss tillegg på 0,05 siden Oslo  
 befinner seg i maksimalområdet (H)



### 2. Seismisk klasse og seismisk faktor

Klasse II (kontorer, forretningsbygg, boligbygg) . → .  $\gamma_1 := 1$

Byggverk	Seismisk klasse			
	I	II	III	IV
	Seismisk faktor ( $\gamma_1$ )			
	0,7	1,0	1,4	2,0
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				X
Viktig infrastruktur (sykehus, brannstasjoner, kraftforsyning osv.)			(X)	X
Høye bygninger (mer enn 15 etasjer)		(X)	X	
Veg- og gangbruer		(X)	X	(X)
Skoler og institusjonsbygg		(X)	X	
Kontorer, forretningsbygg og boligbygg		X	(X)	
Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, lagerhus osv.	X	(X)		

### 3. Dimensjonerende grunnakselerasjon

$$a_g := 0.8 \cdot a_{g10Hz} \cdot \gamma_1$$

$$a_g = 0.44 \frac{m}{s^2}$$

### 4. Konstruksjonsfaktor

Type konstruksjon	Konstruksjonsfaktor (q)
Uarmert murverk	1,5
Randforsterket murverk	2,0
Armert murverk	2,5

Uarmert murverk --> Lav duktilitet (DCL)

$$q := 1.5$$

### 5. Grunntype og korresponderende faktorer

Generelt dårlig grunnforhold i Oslo-området, anbefalt av eksternt-veileder å ta den mest konservative

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	$V_{s,30}$ (m/s)	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	Fjell eller fjell-liknende geologiske formasjon, medregnet høyst 5m materiale på overflaten	>800	1,00	0,10	0,20	1,70
B	Avleiring av svært fast sand, grus eller stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360-800	1,30	0,10	0,25	1,50
C	Dype avleiring av fast eller middels fast sand, grus eller leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180-360	1,40	0,10	0,30	1,50
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonsslag).	120-180	1,55	0,15	0,40	1,60
E	Et grunnprofil som består av et alluviumslag i overflaten med $V_{s1}$ -verdier av type C eller D.		1,65	0,10	0,30	1,40

$$S := 1.65$$

Forsterkningsfaktor

$$T_B := 0.10 \text{ s}$$

Knekkpunktparameter

$$T_C := 0.30 \text{ s}$$

Knekkpunktparameter

$$T_D := 1.40 \text{ s}$$

Knekkpunktparameter

## 6. Egensvingeperiode og avstivningskoeffisient

Veiledende avstivningskoeffisient-verdier er gitt i EC8

- 0,085 for momentstive stålrammer
- 0,075 for betongrammer
- 0,050 for alle andre konstruksjoner

$$C_t := 0.05 \text{ s}$$

Høyden på bygning fra fundamentet eller OK. av stiv kjeller

$$H := 10.5$$

Egensvingeperioden blir forenklet beregnet som

$$T := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad +$$

$$T = 0.292 \text{ s}$$

```

|| if  $T \leq 4 \cdot T_C$  || = "OK"
|| "OK"
|| also if  $T \leq 2 \text{ s}$ 
|| "OK"
|| else
|| "Not OK"
    
```

## 7. Gjeldende responspektrum

$$S_{d1} := a_g \cdot S \cdot \left( \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right)$$

$$S_{d1} = 2.601 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_{d2} := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$S_{d2} = 1.21 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_{d33} := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$S_{d33} = 1.245 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_{d3} := \begin{cases} \text{if } S_{d33} \geq 0.2 \cdot a_g \\ S_{d33} \\ \text{else} \\ 0.2 \cdot a_g \end{cases} = 1.245 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_{dM} := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

$$S_{dM} = 5.975 \frac{m}{s^2}$$

$$S_{dM} := \begin{cases} \text{if } S_{dM} \geq 0.2 \cdot a_g \\ S_{dM} \\ \text{else} \\ 0.2 \cdot a_g \end{cases} = 5.975 \frac{m}{s^2}$$

I henhold til gitte grenser i EC8 (tabellen under), blir den dimensjonerende responspekteret ( $S_d$ ) som følge;

Grense for byggets egenperiode	Gjeldende responspekteret
$0 \leq T \leq T_B$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$
$T_B \leq T \leq T_C$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$
$T_C \leq T \leq T_D$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \geq 0.2a_g$
$T \geq T_D$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq 0.2a_g$

$$S_d := \begin{cases} \text{if } 0 \leq T \leq T_B \\ S_{d1} \\ \text{also if } T_B \leq T \leq T_C \\ S_{d2} \\ \text{also if } T_C \leq T \leq T_D \\ S_{d3} \\ \text{also if } T \geq T_D \\ S_{d4} \end{cases} = 1.21 \frac{m}{s^2}$$

### 8. Samlede horisontal skjærkraften

$$m_1 := 406935 \text{ kg}$$

$$m_2 := 329908 \text{ kg}$$

$$m_3 := 544923 \text{ kg}$$

$$m_t := m_1 + m_2 + m_3 = 1281766 \text{ kg}$$

$$F_b := S_d \cdot m_t \cdot \lambda$$

$$F_b = 1318.296 \text{ kN}$$

Den samlede skjærkraft fra jordskjelv på fundamentnivå

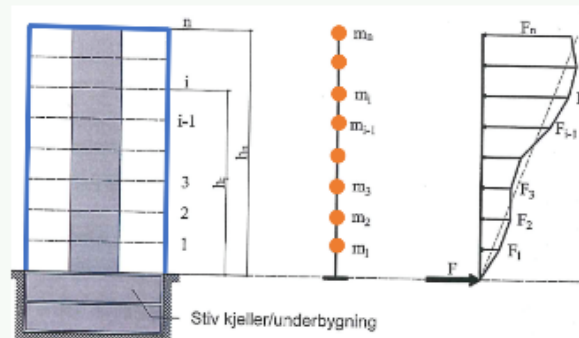
$$\lambda := \begin{cases} \text{if } T \leq 2 T_C & = 0.85 \\ & 0.85 \\ \text{else} & \\ & 1.0 \end{cases}$$

Korreksjonsfaktor

### 9. Fordeling av etasjese krefter

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i}$$

$F_i$  – horisontal lasten fra jordskjelv i etasje «i»  
 $z_i$  – Høyden til massene (etasjehøyde)  
 $m_i$  – Etasjemasse  
 $F_b$  – Skjærkraften fra jordskjelv på fundamentnivå



$$z_1 := 3.5 \text{ m}$$

$$z_2 := 7 \text{ m}$$

$$z_3 := 10.5 \text{ m}$$

$$\sum_{i=1}^5 z_i \cdot m_i \rightarrow SUM := z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3 = (9.455 \cdot 10^6) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$F_1 := F_b \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{SUM} = 198.58 \text{ kN}$$

$$F_2 := F_b \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{SUM} = 321.98 \text{ kN}$$

$$F_3 := F_b \cdot \frac{z_3 \cdot m_3}{SUM} = 797.74 \text{ kN}$$

Den dimensjonerende verdien (med lastkombinasjonsfaktor i EC8 4.3.3.5.2) blir:

RIF-s.19

$$F_{d.1} := F_1 + 0.3 F_1 = 258.151 \text{ kN}$$

$$F_{d.2} := F_2 + 0.3 F_2 = 418.573 \text{ kN}$$

$$F_{d.3} := F_3 + 0.3 F_3 = (1.037 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{d.baseskjær} := F_{d.1} + F_{d.2} + F_{d.3} = 1713.785 \text{ kN}$$

# 5. Vedlegg 5

## 5.1 Utelatelseskriterier

## 1. Utelatelseskriteriet 1

"Ikke Tilfredstilt"

Siden konstruksjonen ikke er definert som Klasse I

## 2. Utelatelseskriteriet 2

$$a_g \cdot S = 0.726 \frac{m}{s^2}$$

$$0.05 g = 0.49 \frac{m}{s^2}$$

```

|| if  $a_g \cdot S < 0.05 \cdot g$  || = "Ikke Tilfredstilt"
|| || "Tilfredsstilt"
|| else
|| || "Ikke Tilfredstilt"
    
```

## 3. Utelatelseskriteriet 3

$$S_d = 1.21 \frac{m}{s^2}$$

```

|| if  $S_d < 0.05 \cdot g$  || = "Ikke Tilfredstilt"
|| || "Tilfredsstilt"
|| else
|| || "Ikke Tilfredstilt"
    
```

## 4. Utelatelseskriteriet 4

$$F_{vind} := 104 \text{ kN}$$

$$F_b = 1318.296 \text{ kN}$$

$$F_{skjev} := 80.52 \text{ kN}$$

$$\gamma_{c.brudd} := 1.8$$

$$\gamma_{c.DCL} := 1.2$$

$$F_{v.ED} := (1.5 \cdot F_{vind} + 1.05 \cdot F_{skjev}) \cdot \frac{\gamma_{c.brudd}}{\gamma_{c.DCL}} = 360.819 \text{ kN}$$

```

|| if  $F_b < F_{v.ED}$  || = "Ikke Tilfredstilt"
|| || "Tilfredsstilt"
|| else
|| || "Ikke Tilfredstilt"
    
```

$F_{skjev}$  kan tas som 5% av hele byggets vertikale laster. Den er hentet fra Robot.



### 5. Enkle murbygninger (EC8 punkt 9.7.1)

«Bygninger som tilhører seismisk klasse I eller II, og som er i samsvar med punkt 9.2, 9.5 og 9.7.2, kan klassifiseres som "enkle murbygninger". For slike bygninger er påvisning av sikkerhet mot sammenbrudd ikke obligatorisk.»

#### Punkt 9.2 (Material egenskaper)

- «Murprodukter bør være tilstrekkelig robuste for å unngå lokale sprøbrudd.»

NA 9.2.1 i EC8 sier hvis murprodukter tilhører gruppe 1 eller gruppe 2 er dette kravet oppfylt.

Tabell 3.1 – Geometriske krav til grupper av murprodukter

	Materialer og grenser for murprodukter								
	Gruppe 1 (alle materialer)	Murprodukter	Gruppe 2				Gruppe 3		Gruppe 4
			Vertikale hull				Horisontale hull		
Volum av alle hull (% av bruttovolumet)	≤ 25	tegl	> 25; ≤ 55		≥ 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70		
		kalksandstein	> 25; ≤ 55		brukes ikke		brukes ikke		
		betong <sup>b</sup>	> 25; ≤ 60		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 50		
Volum av alle hull (% av bruttovolumet)	≤ 12,5	tegl	hvert av flere hull ≤ 2 gripehull totalt høyst 12,5		hvert av flere hull ≤ 2 gripehull totalt høyst 12,5		hvert av flere hull ≤ 30		
		kalksandstein	hvert av flere hull ≤ 15 gripehull totalt høyst 30		brukes ikke		brukes ikke		
		betong <sup>b</sup>	hvert av flere hull ≤ 30 gripehull totalt høyst 30		hvert av flere hull ≤ 30 gripehull totalt høyst 30		hvert av flere hull ≤ 25		
Angitte verdier av tykkelsen på innersteg og yttersteg (mm)	Ingen krav	tegl	innersteg	yttersteg	innersteg	yttersteg	innersteg	yttersteg	
		kalksandstein	≥ 5	≥ 10	brukes ikke		brukes ikke		
		betong <sup>b</sup>	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20	
Angitt verdi av kombinert tykkelse <sup>a</sup> på innersteg og yttersteg (% av total bredde)	Ingen krav	tegl	≥ 16		≥ 12		≥ 12		
		kalksandstein	≥ 20		brukes ikke		brukes ikke		
		betong <sup>b</sup>	≥ 18		≥ 15		≥ 45		

a Kombinert tykkelse er tykkelsen på alle innersteg og yttersteg målt horisontalt i den aktuelle retningen. Påvisningen skal anses som en kvalifikasjonsprøving og behøver bare gjentas dersom det oppstår vesentlige endringer i murproduktene dimensjonerende mål.

b Bruk middelveiden av tykkelsen på innersteg og yttersteg når det gjelder koniske hull eller cellehull.

- Minste fasthet for murprodukter bør være

Normalt på liggefugen Gruppe 1:

$$f_{b.min} = 3 \text{ MPa}$$

Normalt på liggefugen Gruppe 2:

$$f_{b.min} = 5 \text{ MPa}$$

Parallelt med liggefugen:

$$f_{bh.min} = 2 \text{ MPa}$$

- Minste fasthet for mørtel bør være

$$f_{m.min.uarmet} = 5 \text{ MPa}$$

$$f_{m.min.armet} = 8 \text{ MPa}$$

### **Punkt 9.5 (Utforming)**

- Konstruksjonen skal bestå av gulv og vegger som er forbundet med hverandre i to ortogonale horisontalretninger og i vertikalretningen
- Forbindelsen mellom gulv og vegger skal være sikret med stålbindere eller med ringbjelker av armet betong
- Det er skjærvegger i minst to ortogonale retninger, som tilfredsstiller følgende geometriske krav gitt i tabellen under;

*a) den effektive veggtykkelsen på skjærvegger,  $t_{ef}$  er større eller lik verdiene gitt i tabellen*

*b) forholdet mellom effektive- vegg høyde ( $h_{ef}$ ) og veggtykkelsen er mindre enn verdiene*

*c) forholdet mellom lengden på vegg, og den største frie høyden er større enn verdiene*

<b>Murverkstype</b>	<b><math>t_{ef,min}</math> (mm)</b>	<b><math>(h_{ef}/t_{ef})_{max}</math></b>	<b><math>(l/h)_{min}</math></b>
Uarmert, med natursteinprodukter	350	9	0,5
Uarmert, med andre typer produkter	240	12	0,4
Uarmert, med andre typer produkter i tilfeller med lav seismisitet	170	15	0,35
Randforsterket murverk	240	15	0,3
Armert murverk	240	15	Ingen krav

Symbolene som er brukt, har følgende betydning:

$t_{ef}$  veggtykkelse (se NS-EN 1996-1-1:2005);

$h_{ef}$  effektiv høyde på vegg (se NS-EN 1996-1-1:2005);

$h$  største frie høyde på åpninger som grenser til vegg;

$L$  lengde på vegg.

- Avhengig av murverkstype, er det gitte tilleggskrav som for uarmert murverk tyder slik; «Horisontale betongbjelker eller alternativt stålbindere bør plasseres i veggplanet i hvert etasjenivå og i alle tilfeller i en vertikal avstand på høyst 4m. Disse bjelkene eller binderne bør danne kontinuerlige konstruksjonsdeler som er fysisk forbundet med hverandre.»

### Punkt 9.7.2 (Bestemmelser)

- Avhengig av produktet  $a_{g,S}$  og type konstruksjon, bør det tillatte antall etasjer over bakkenivå ( $n$ ), begrenses, og det bør sørges for vegger i to ortogonale retninger med et minste tverrsnittsareal  $A_{\min}$  i hver retning. Det minste tverrsnittsarealet uttrykket som minste prosentdel, av det samlede gulvarealet per etasje.

Akselerasjon på byggeplass $a_{g,S}$		$\leq 0,07 k \cdot g$	$\leq 0,10 k \cdot g$	$\leq 0,15 k \cdot g$	$\leq 0,20 k \cdot g$
Type konstruksjon	Antall etasjer ( $n$ )**	Minstesum av tverrsnittsarealer av horisontale skjærvegger i hver retning, som prosentdel av det totale gulvarealet per etasje ( $p_{A,\min}$ )			
Uarmert murverk	1	2,0 %	2,0 %	3,5 %	n/a
	2	2,0 %	2,5 %	5,0 %	n/a
	3	3,0 %	5,0 %	n/a	n/a
	4	5,0 %	n/a*	n/a	n/a
Randforsterket murverk	2	2,0 %	2,5 %	3,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	3,0 %	4,0 %	n/a
	4	4,0 %	5,0 %	n/a	n/a
	5	6,0 %	n/a	n/a	n/a
Armert murverk	2	2,0 %	2,0 %	2,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	2,0 %	3,0 %	5,0 %
	4	3,0 %	4,0 %	5,0 %	n/a
	5	4,0 %	5,0 %	n/a	n/a

\* n/a betyr "ikke akseptabelt".

\*\* Utbygd loftsetasje over fulle etasjer er ikke inkludert i antallet etasjer.

- Tabellen forutsetter en minste fasthet av murproduktene på henholdsvis 12MPa og 5MPa for uarmert og armert murverk.
- $k$ -faktoren for konstruksjoner der minst 70% av skjærveggene er lengre enn 2m er gitt som;

$$1 + \frac{l_{av} - 2}{4} \leq 2$$

Der  $l_{av}$  er gjennomsnittlig lengde av skjærveggen uttrykt i meter, for alle andre tilfeller er  $k = 1.0$

- Konstruksjonen skal i tillegg oppfylle kravene om symmetri og plan

a) «Planet er tilnærmet rektangulært uten brå endringer.»

b) «Forholdet mellom lengden på kortsiden og lengden på langsiden er ikke mindre enn minsteverdien 0,25.»

- Til slutt skal skjærveggene i bygningen oppfylle alle disse betingelsene;

**a)** «Bygningen er avstivet med skjærvegger, plassert tilnærmet symmetrisk i plan i to ortogonale retninger.»

**b)** «Minst to parallelle vegger plasseres i to ortogonale retninger, der lengden på hver vegg er større enn 30% av lengden på bygningen i den aktuelle retningen.»

**c)** «For veggene i én retning er avstanden mellom disse veggene større enn 75% av lengden på bygningen i den andre retningen.»

**d)** «Minst 75% av de vertikale lastene bæres av skjærvegger.»

**e)** «Skjærvegger er kontinuerlige fra bygningens topp til bunn.»

Det betyr at ifølge punkt 9.7.1 i EC8, kan påvisning av sikkerhet mot sammenbrudd for bygninger som tilfredsstillere alle de overnevnte betingelsene utelattes

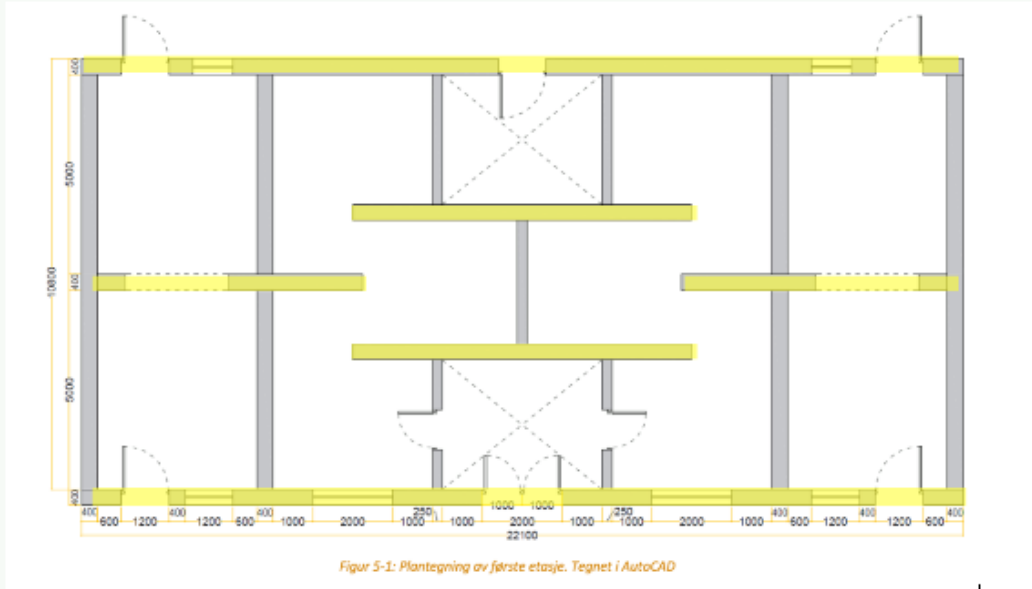
# 6. Vedlegg 6

## 6.1 «Tverrkraftmetode» med selv beregnet verdi for $C_t$

Alt annet frem til dette steget er helt likt det som presentert i forrige vedlegg (Vedlegg 4)

### 6. Egensvingeperiode og avstivningskoeffisient

Selv-beregnet isamsvar med EC8



Høyden på bygning fra fundamentet eller OK. av stiv kjeller

$$H := 10.5$$

$$A_i := 0.4 \text{ m} \cdot 22.1 \text{ m} \cdot 2 + 0.4 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} \cdot 2 + 0.4 \text{ m} \cdot 8 \text{ m} \cdot 2 = 28.88 \text{ m}^2$$

Tversnittsareal av skjærveggene i første etasje, i en retning

$$l_i := 22.1$$

Lengden av største vegg

$$\frac{l_i}{H} = 2.105$$

Krav: skal ikke overskride 0.9

$$A_c := A_i \cdot \left( 0.2 + \left( \frac{l_i}{H} \right)^2 \right) = 133.715 \text{ m}^2$$

Effektiv tversnittsareal av skjærveggene i første etasje

$$A_c := A_i \cdot \left( 0.2 + (0.9)^2 \right) = 29.169 \text{ m}^2$$

$$C_t := \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$$

Egensvingeperioden blir forenklet beregnet som

$$C_t := 0.014 \text{ s}$$

$$T := C_t \cdot H^3$$

$$T = 0.082 \text{ s}$$

```

|| if T ≤ 4 · TC || = "OK"
|| "OK"
|| also if T ≤ 2 s
|| "OK"
|| else
|| "Not OK"
    
```

### 7. Gjeldende responspektrum

$$S_{d1} := a_g \cdot S \cdot \left( \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right)$$

$$S_{d1} = 1.077 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_{d2} := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$S_{d2} = 1.21 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_{d33} := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$S_{d33} = 4.445 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_{d3} := \begin{cases} \text{if } S_{d33} \geq 0.2 \cdot a_g \\ S_{d33} \\ \text{else} \\ 0.2 \cdot a_g \end{cases} = 4.445 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_{d44} := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

$$S_{d44} = 76.207 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_{d4} := \begin{cases} \text{if } S_{d44} \geq 0.2 \cdot a_g \\ S_{d44} \\ \text{else} \\ 0.2 \cdot a_g \end{cases} = 76.207 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

I henhold til gitte grenser i EC8 (tabellen under), blir den dimensjonerende responspekteret ( $S_d$ ) som følge;

Grense for byggets egenperiode	Gjeldende responspekteret
$0 \leq T \leq T_B$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$
$T_B \leq T \leq T_C$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$
$T_C \leq T \leq T_D$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \geq 0,2a_g$
$T \geq T_D$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq 0,2a_g$

$$S_d := \begin{cases} \text{if } 0 \leq T \leq T_B \\ \quad \parallel S_{d1} \\ \text{also if } T_B \leq T \leq T_C \\ \quad \parallel S_{d2} \\ \text{also if } T_C \leq T \leq T_D \\ \quad \parallel S_{d3} \\ \text{also if } T \geq T_D \\ \quad \parallel S_{d4} \end{cases} = 1.077 \frac{m}{s^2}$$

### 8. Samlede horisontal skjærkraften

$$m_1 := 406935 \text{ kg}$$

$$m_2 := 329908 \text{ kg}$$

$$m_3 := 544923 \text{ kg}$$

$$m_t := m_1 + m_2 + m_3 = 1281766 \text{ kg}$$

$$F_b := S_d \cdot m_t \cdot \lambda$$

$$F_b = 1173.247 \text{ kN}$$

Den samlede skjærkraft fra jordskjelv på fundamentnivå

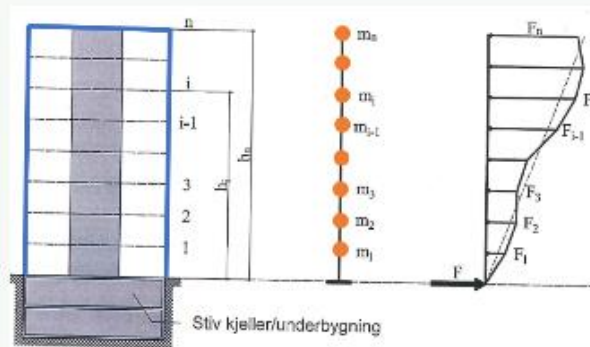
$$\lambda := \begin{cases} \text{if } T \leq 2 T_C \\ \quad \parallel 0.85 \\ \text{else} \\ \quad \parallel 1.0 \end{cases} = 0.85$$

Korreksjonsfaktor



### 9. Fordeling av etasjevise krefter

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$
  
 $F_i$  – horisontal lasten fra jordskjelv i etasje  $i$ 
  
 $z_i$  – Høyden til massene (etasjehøyde)
  
 $m_i$  – Etasjemasse
  
 $F_b$  – Skjærkraften fra jordskjelv på fundamentnivå



$z_1 := 3.5 \text{ m}$

$z_2 := 7 \text{ m}$

$z_3 := 10.5 \text{ m}$

$$\sum_{i=1}^5 z_i \cdot m_i \rightarrow SUM := z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3 = (9.455 \cdot 10^6) \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$F_1 := F_b \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{SUM} = 176.73 \text{ kN}$$

$$F_2 := F_b \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{SUM} = 286.55 \text{ kN}$$

$$F_3 := F_b \cdot \frac{z_3 \cdot m_3}{SUM} = 709.97 \text{ kN}$$

Den dimensjonerende verdien (med lastkombinasjonsfaktor i EC8 4.3.3.5.2) blir:

RIF-s.19

$$F_{d,1} := F_1 + 0.3 F_1 = 229.747 \text{ kN}$$

$$F_{d,2} := F_2 + 0.3 F_2 = 372.518 \text{ kN}$$

$$F_{d,3} := F_3 + 0.3 F_3 = 922.956 \text{ kN}$$

$$F_{d,baseskjær} := F_{d,1} + F_{d,2} + F_{d,3} = 1525.221 \text{ kN}$$

# 7. Vedlegg 7

## 7.1 Parameterstudie

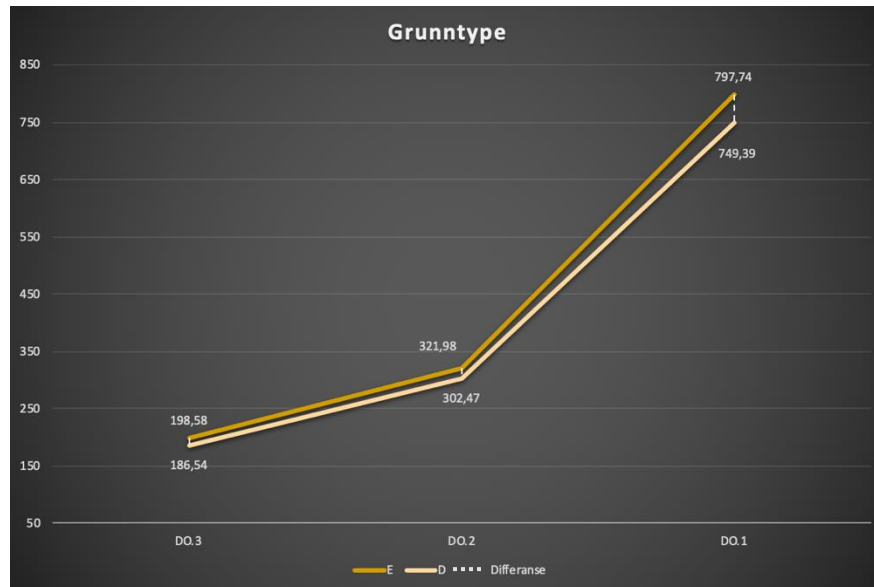
Opptredende krefter er funnet ved endring av parametere i MathCAD filen presentert i vedlegg 4. Her presenteres sammenligningsdiagrammer for grunntypene som var utelukket fra selve rapporten.

Grunntype	E	D	C	B	A
Opptredende etasjevise krefter (fra topp til bunn)	198,58kN	186,54kN	168,49kN	134,11kN	82,53kN
	321,98kN	302,47kN	273,19kN	217,45kN	133,82kN
	797,74kN	749,39kN	676,87kN	538,76kN	331,55kN

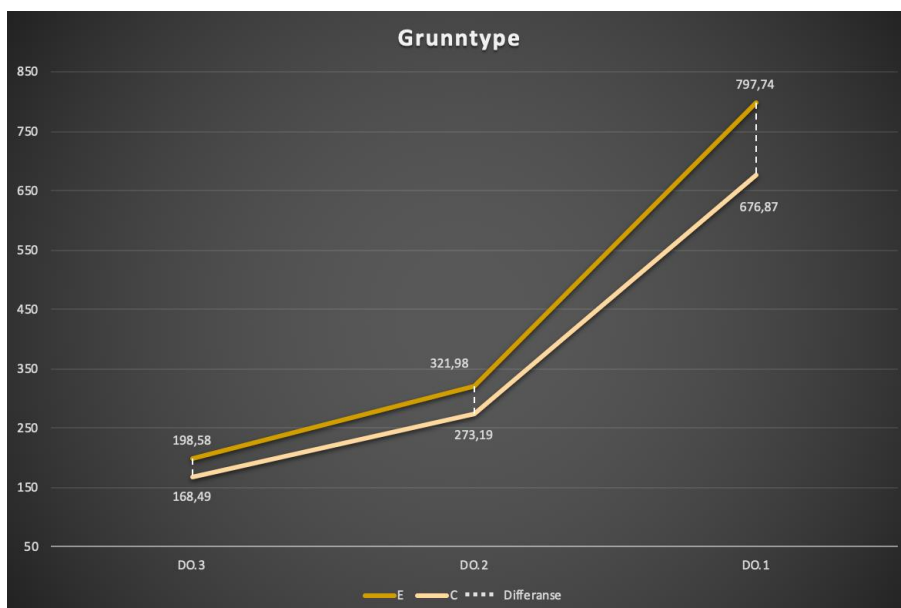
Avstivningskoeffisient	Empirisk (EC8) $C_t = 0.05$	Selv-beregnet $C_t = 0.014$
Opptredende etasjevise krefter (fra topp til bunn)	198,58kN	176,73kN
	321,98kN	286,55kN
	797,74kN	709,97kN

q-faktor	Empirisk (EC8) 1,5	1,2	1,0
Opptredende etasjevise krefter (fra topp til bunn)	198,58kN	248,22kN	297,87kN
	321,98kN	402,47kN	482,97kN
	797,74kN	997,17kN	1196,61kN

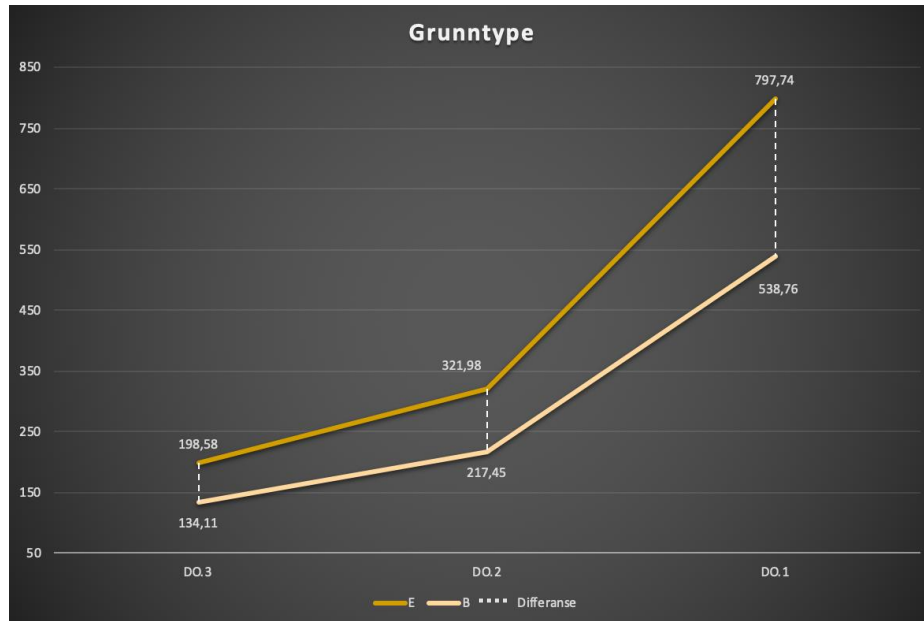
Grunntype	DO.3	DO.2	DO.1
E	198,58	321,98	797,74
Differanse	12,04	19,51	48,35
D	186,54	302,47	749,39
%-endring	6,06087196		



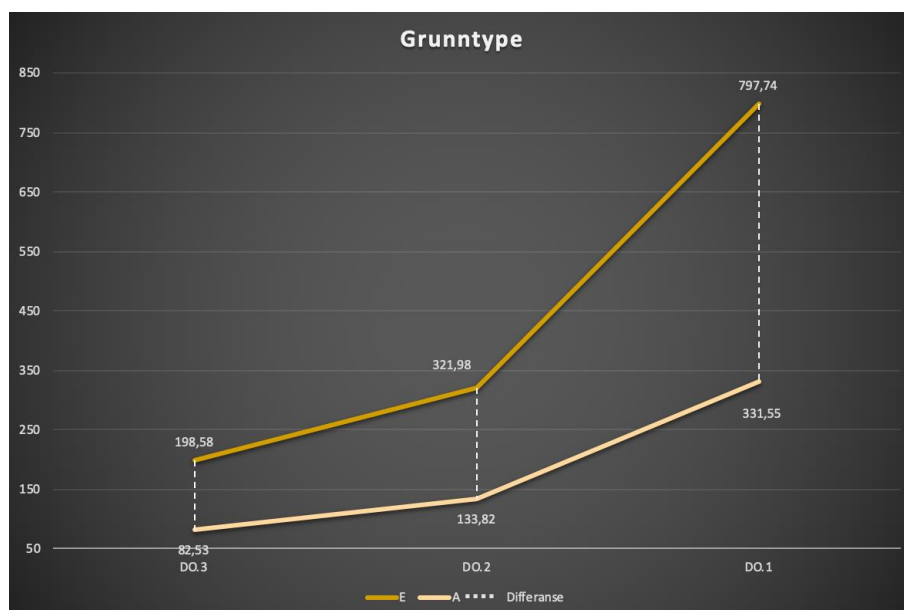
Grunntype	DO.3	DO.2	DO.1
E	198,58	321,98	797,74
Differanse	30,09	48,79	120,87
C	168,49	273,19	676,87
%-endring	15,1515531		



Grunntype	DO.3	DO.2	DO.1
<b>E</b>	198,58	321,98	797,74
<b>Differanse</b>	64,47	104,53	258,98
<b>B</b>	134,11	217,45	538,76
<b>%-endring</b>	32,4642114		



Grunntype	DO.3	DO.2	DO.1
<b>E</b>	198,58	321,98	797,74
<b>Differanse</b>	116,05	188,16	466,19
<b>A</b>	82,53	133,82	331,55
<b>%-endring</b>	58,4388397		



# 8. Vedlegg 8

## 8.1 Tabell – materialelegenskaper (gitt av Byggforsk)

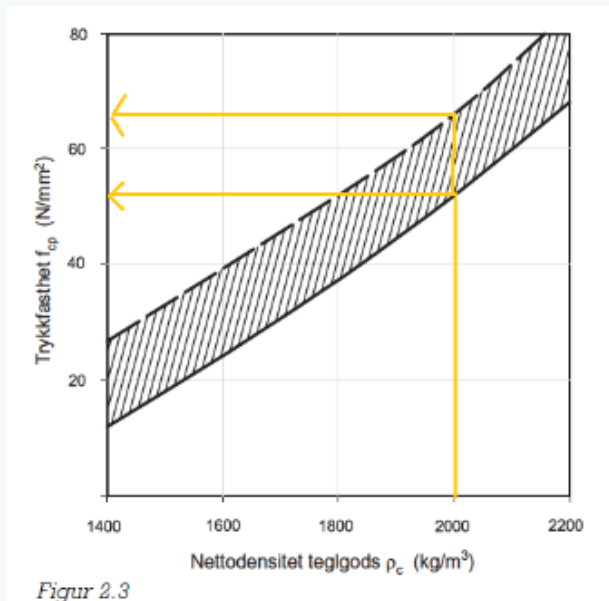


# 9. Vedlegg 9

## 9.1 Kapasitetskontroll av skjærvegger eksisterende bygg



### Murverkets dimensjonerende fasthet



Figur 2.3

Det er gitt av Multiconsult at densitet av mur er på 20kN/m3

$$f_{cp} := \frac{52 \text{ MPa} + 65 \text{ MPa}}{2} = 58.5 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := 2 \text{ MPa} \quad \text{gitt av Multiconsult}$$

$$K := 0.30 \quad \text{25\% hullandel antatt}$$

$$f_{cn} := K \cdot f_{cp}^{0.75} \cdot f_{cm}^{0.25}$$

$$f_{cn} = 7.547 \text{ MPa}$$

Tabell NA.902 – Materialfaktorer for murverk i ulykkessituasjoner

Materiale			$\gamma_M$		
			klasse <sup>a</sup>		
			B	N	U
A	type murverk	Murprodukter av kategori I, funksjonsmørtel <sup>b</sup>	1,65	1,45	1,25
B		Murprodukter av kategori I, reseptmørtel <sup>c</sup>	1,8	1,6	1,4
C		Murprodukter av kategori II, all mørtel <sup>b, c og d</sup>	2,1	1,8	1,5
D		Forankring av armeringsstål og trådbindere	1,8	1,6	1,4
E		Armeringsstål, spennstål og trådbindere av stål	1,1	1,1	1,0
F		Tilhørende komponenter i henhold til EN 845-1 <sup>e</sup>	1,8	1,6	1,4
G	prefabr. mur-bjelker	Murprodukter av kategori I (i henhold til EN 845-2)	1,65	1,45	1,25
		Murprodukter av kategori II (i henhold til EN 845-2)	2,1	1,8	1,5

Fotnotene er ført opp under tabell NA.901 (umiddelbart ovenfor)

$$\gamma_M := 1.8$$

antatt normal kontroll, all mørtel

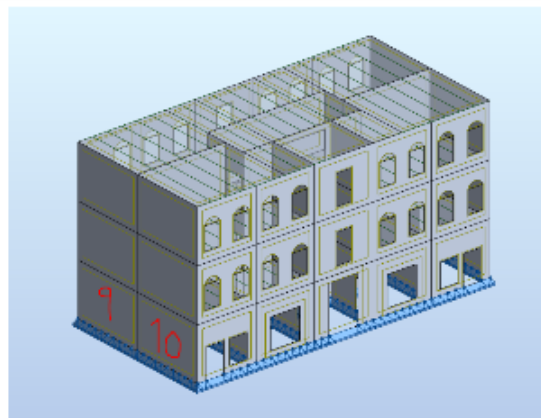
$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_M}$$

$$f_{cd} = 4.193 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

Skjærvegg kapasitet kontroll (Eksisterende) - Teori 3.8 i rapporten

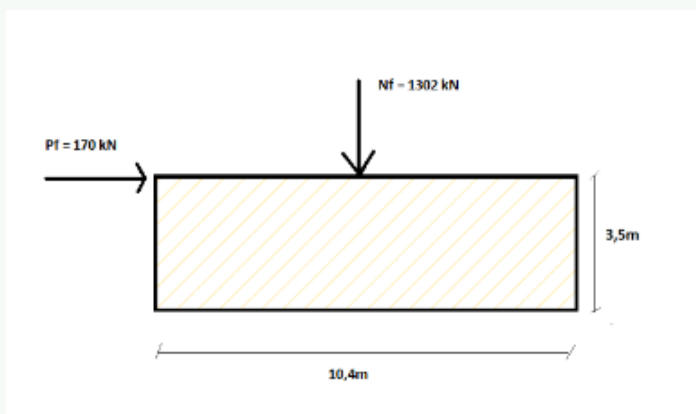
Panel/Cut/Case	NRx (kN)	MRz (kNm)	TRy (kN)	sRo (MPa)	sRø (MPa)	σR (MPa)	TRz (kN)	MRy (kNm)
9/ 476-549/ 16 (C) (CQ)	-629.53	71.98	84.37	-0.36	-0.27	0.04	4.53	-2.47
9/ 476-477-549-37/ 16 (C)	-527.39	37.56	65.01	-0.29	-0.24	0.03	0.55	3.25
9/ 477-37/ 16 (C) (CQ)	-453.82	36.72	45.02	-0.25	-0.20	0.02	-2.53	-1.22
9/ 476-477/ 16 (C) (CQ)	-1.55	43.84	46.62	-0.05	0.05	0.04	-0.40	-0.47
9/ 476-549-477-37/ 16 (C)	-41.76	24.25	36.98	-0.06	-0.00	0.03	0.02	-0.20
9/ 549-37/ 16 (C) (CQ)	-56.94	22.82	18.05	-0.07	-0.01	0.01	0.22	2.02
10/ 549-646/ 16 (C) (CQ)	-673.46	4.20	29.33	-0.34	-0.33	0.02	3.64	-2.54
10/ 549-37-546-647/ 16 (C)	-559.29	53.86	43.04	-0.31	-0.25	0.02	0.45	6.10
10/ 37-647/ 16 (C) (CQ)	-478.60	33.29	75.85	-0.26	-0.22	0.04	-2.94	-1.42
10/ 549-37/ 16 (C) (CQ)	-57.32	23.49	85.47	-0.07	-0.01	0.06	2.49	2.27
10/ 549-646-37-647/ 16 (C)	-44.32	28.90	51.37	-0.07	0.00	0.04	0.43	-0.34
10/ 646-647/ 16 (C) (CQ)	-4.64	56.29	-15.24	-0.07	0.07	-0.01	2.25	0.30



$$N_f := 629 \text{ kN} + 673 \text{ kN} = 1302000 \text{ N}$$

I Robot (RSA) er den vertikale kraften på panel/shell gitt som NRx (kN), mens den horisontale er gitt som TRy

$$P_f := 85 \text{ kN} \cdot 2 = 170000 \text{ N}$$



$$L := 10.4 \text{ m} = 10400 \text{ mm}$$

$$h := 400 \text{ mm}$$

$$H := 3.5 \text{ m} = 3500 \text{ mm}$$

$$A := L \cdot h = (4.16 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Tversnittsareal

**Momentkapasitet**

$$M_{d1} := N_f \cdot \left( \frac{L}{2} - \frac{2 N_f}{3 \cdot h \cdot f_{cd}} \right)$$

Dimensjonerende momentkapasitet alternativ 1

$$M_{d1} = 6096.497 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{d2} := \frac{h \cdot L^2}{6} \cdot f_{cd} - \frac{N_f \cdot L}{6}$$

Dimensjonerende momentkapasitet alternativ 2

$$M_{d2} = 27973.925 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{kontroll} := 0.5 \cdot f_{cd} \cdot A = 8720401.542 \text{ N}$$

$$M_d := \begin{cases} \text{if } N_f < N_{kontroll} \\ \quad \parallel M_{d1} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel M_{d2} \end{cases} = 6096.497 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_f := P_f \cdot H = 595 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende veltemoment

$$\begin{cases} \text{if } M_f \leq M_d \\ \quad \parallel \text{“Tilstrekkelig”} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{“Ikke Tilstrekkelig”} \end{cases} = \text{“Tilstrekkelig”}$$

### Skjærkapasitet (Eksisterende bygg)

		Verdi	Kommentar
Karakteristisk fasthet	$f_{ck} = f_{cp}$	58,5MPa	Teori 3.6
Karakteristisk skjærfasthet for skråskjærbrudd (øvre grenseverdi)	$f_{vm} = 0.1 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$	1,51MPa	M1
Dimensjonerende skjærfasthet for skråskjærbrudd (øvre grenseverdi)	$f_{vdm} = \frac{f_{vm}}{\gamma_M}$	0,84MPa	Teori 3.6
Bøyestrekfasthet	$f_{tny}$	0,6MPa	Tabell muregenskaper
Mørtelkapasitet	$f_{cm}$	2MPa	Gitt
Karakteristisk skjærfasthet horisontalt skjærbrudd	$f_{vnx} = 0.4 \cdot f_{tny}^{0.75} \cdot f_{cm}^{0.25}$	0,324 MPa	M1
Dimensjonerende skjærfasthet i x-retning	$f_{vdx} = \frac{f_{vnx}}{\gamma_M}$	0,18MPa	Teori 3.6
Effektiv bredde	$B_c = 3 \cdot \left( \frac{L}{2} - \frac{M_f}{N_f} \right)$	14,23 m	Kan ikke overskride L <b>(10,4m)</b> – Teori 3.8.2
Friksjonskoeffisient	$\mu_m$	0,8	M1
Tøyningsgrense ved trykk	$\varepsilon_{cuy}$	0,0035	Tabell muregenskaper

### Skjærkapasitet trykkbrudd

$$V_{d1} = (0,1 + 80 \cdot \varepsilon_{cuy}) \cdot f_{cd} \cdot t \cdot d$$

$$V_{d1} = (0,1 + 80 \cdot 0,0035) \cdot 4,193 \cdot 400 \cdot 10400 = \underline{\underline{6628 \text{ kN}}}$$

$$V_{d2} = 0,4 \cdot f_{cd} \cdot t \cdot d$$

$$V_{d2} = 0,4 \cdot 4,193 \cdot 400 \cdot 10400 = \underline{\underline{6977 \text{ kN}}}$$

Den dimensjonerende kapasitet er minste av de to uttrykkene, det vil si;

$$V_d = \underline{\underline{6628 \text{ kN}}}$$

**Skjærkapasitet strekkbrudd**

$$V_{d1} = f_{vdx} \cdot t \cdot B_c + \frac{\mu_m \cdot P_f}{0,7 \cdot \gamma_M}$$

$$V_{d1} = 0,18 \cdot 400 \cdot 10400 + \frac{0,8 \cdot 1302 \text{ kN}}{0,7 \cdot 1,8}$$

$$V_{d1} = 748,8 \text{ kN} + 826,7 \text{ kN} = \underline{\underline{1575,5 \text{ kN}}}$$

$$V_{d2} = f_{vdm} \cdot t \cdot B_c$$

$$V_{d2} = 0,84 \cdot 400 \cdot 10400 = \underline{\underline{3494,4 \text{ kN}}}$$

Den dimensjonerende kapasitet er minste av de to uttrykkene, det vil si;

$$V_d = \underline{\underline{1575,5 \text{ kN}}}$$

$$V_{Ed} := P_f = 170 \text{ kN} \quad V_d := 1575,5 \text{ kN}$$

```

|| if  $V_{Ed} \leq V_d$  || = "Tilstrekkelig"
|| || "Tilstrekkelig"
|| else
|| || "Ikke Tilstrekkelig"

```

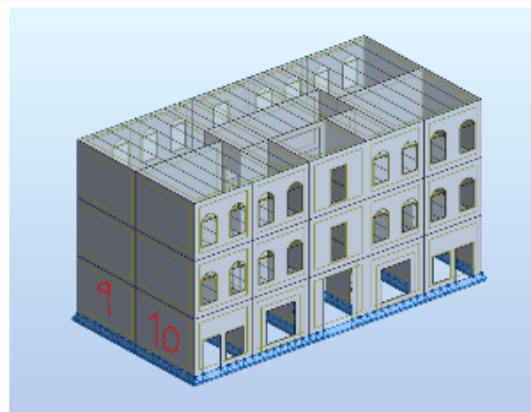
# 10. Vedlegg 10

## 10.1 Kapasitetskontroll av skjærvegger ombygg

Murverkets dimensjonerende fasthet vil være samme som i vedlegg 8

**Skjærvegg kapasitet kontroll (Ombygg) - Teori 3.8 i rapporten**

Panel/Cut/Case	NRx (kN)	MRz (kNm)	TRy (kN)	sRo (MPa)	sRe (MPa)	IR (MPa)	TRz (kN)	MRy (kNm)
9/ 476-549/ 16 (C) (CQ)	-673.96	51.35	112.24	-0.37	-0.31	0.06	4.98	-2.50
9/ 476-477-549-37/ 16 (C) (CQ)	-556.22	32.32	96.70	-0.30	-0.26	0.05	2.47	6.81
9/ 477-37/ 16 (C) (CQ)	-480.56	33.41	60.81	-0.26	-0.22	0.03	-4.49	0.25
9/ 476-477/ 16 (C) (CQ)	-1.92	52.09	54.71	-0.07	0.06	0.04	0.89	5.09
9/ 476-549-477-37/ 16 (C) (CQ)	-42.91	26.27	47.33	-0.07	0.00	0.04	1.50	-0.01
9/ 549-37/ 16 (C) (CQ)	-59.59	29.53	17.32	0.08	-0.01	0.01	-0.06	9.31
10/ 549-646/ 16 (C) (CQ)	-724.69	40.15	44.06	-0.39	-0.34	0.02	3.63	-2.68
10/ 549-37-646-647/ 16 (C) (CQ)	-594.60	68.98	52.57	-0.34	-0.26	0.03	2.50	9.63
10/ 37-647/ 16 (C) (CQ)	-513.87	38.04	79.85	-0.28	-0.23	0.04	-4.82	0.19
10/ 549-37/ 16 (C) (CQ)	-60.62	26.40	115.65	-0.08	-0.01	0.09	5.54	9.14
10/ 549-646-37-647/ 16 (C) (CQ)	45.24	33.07	70.88	-0.07	0.01	0.05	2.62	-0.13
10/ 646-647/ 16 (C) (CQ)	-4.63	67.39	-11.06	-0.09	0.08	-0.01	6.71	4.08

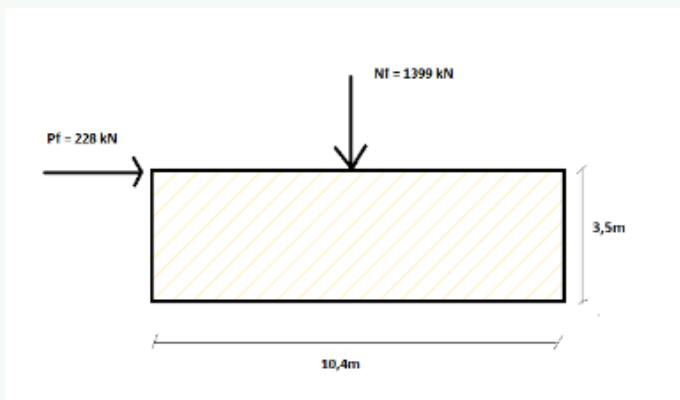


$N_f := 674 \text{ kN} + 725 \text{ kN} = 1399000 \text{ N}$

I Robot (RSA) er den vertikale kraften på panel/shell gitt som NRx (kN), mens den horisontale er gitt som TRy

$P_f := 112 \text{ kN} + 116 \text{ kN} = 228000 \text{ N}$

Resultant fra tverrkraftmetoden, den dimensjonerende verdi



$L := 10.4 \text{ m} = 10400 \text{ mm}$

$h := 400 \text{ mm}$

$H := 3.5 \text{ m} = 3500 \text{ mm}$

$A := L \cdot h = (4.16 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$

Tversnittsareal

**Momentkapasitet**

$$M_{d1} := N_f \cdot \left( \frac{L}{2} - \frac{2 N_f L}{3 \cdot h \cdot f_{cd}} \right)$$

Dimensjonerende momentkapasitet alternativ 1

$$M_{d1} = 6496.744 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{d2} := \frac{h \cdot L^2}{6} \cdot f_{cd} - \frac{N_f \cdot L}{6}$$

Dimensjonerende momentkapasitet alternativ 2

$$M_{d2} = 27805.792 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{kontroll} := 0.5 \cdot f_{cd} \cdot A = 8720401.542 \text{ N}$$

$$M_d := \begin{cases} \text{if } N_f < N_{kontroll} \\ \quad \parallel M_{d1} \\ \text{else} \\ \quad \parallel M_{d2} \end{cases} = 6496.744 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_f := P_f \cdot H = 798 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende veltemoment

$$\begin{cases} \text{if } M_f \leq M_d \\ \quad \parallel \text{“Tilstrekkelig”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{“Ikke Tilstrekkelig”} \end{cases} = \text{“Tilstrekkelig”}$$



### Skjærkapasitet (Ombygg)

		Verdi	Kommentar
Karakteristisk fasthet	$f_{ck} = f_{cp}$	58,5MPa	Teori 3.6
Karakteristisk skjærfasthet for skråskjærbrudd (øvre grenseverdi)	$f_{vm} = 0.1 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$	1,51MPa	M1
Dimensjonerende skjærfasthet for skråskjærbrudd (øvre grenseverdi)	$f_{vdm} = \frac{f_{vm}}{\gamma_M}$	0,84MPa	Teori 3.6
Bøyestrekfasthet	$f_{tny}$	0,6MPa	Tabell muregenskaper
Mørtelkapasitet	$f_{cm}$	2MPa	Gitt
Karakteristisk skjærfasthet horisontalt skjærbrudd	$f_{vnx} = 0.4 \cdot f_{tny}^{0.75} \cdot f_{cm}^{0.25}$	0,324 MPa	M1
Dimensjonerende skjærfasthet i x-retning	$f_{vdx} = \frac{f_{vnx}}{\gamma_M}$	0,18MPa	Teori 3.6
Effektiv bredde	$B_c = 3 \cdot \left( \frac{L}{2} - \frac{M_f}{N_f} \right)$	13,9 m	Kan ikke overskride L <b>(10,4m)</b> – Teori 3.8.2
Friksjonskoeffisient	$\mu_m$	0,8	M1
Tøyningsgrense ved trykk	$\varepsilon_{cuy}$	0,0035	Tabell muregenskaper

### Skjærkapasitet trykkbrudd

$$V_{d1} = (0,1 + 80 \cdot \varepsilon_{cuy}) \cdot f_{cd} \cdot t \cdot d$$

$$V_{d1} = (0,1 + 80 \cdot 0,0035) \cdot 4,193 \cdot 400 \cdot 10400 = \underline{\underline{6628 \text{ kN}}}$$

$$V_{d2} = 0,4 \cdot f_{cd} \cdot t \cdot d$$

$$V_{d2} = 0,4 \cdot 4,193 \cdot 400 \cdot 10400 = \underline{\underline{6977 \text{ kN}}}$$

Den dimensjonerende kapasitet er minste av de to uttrykkene, det vil si;

$$V_d = \underline{\underline{6628 \text{ kN}}}$$

**Skjærkapasitet strekkbrudd**

$$V_{d1} = f_{vdx} \cdot t \cdot B_c + \frac{\mu_m \cdot P_f}{0,7 \cdot \gamma_M}$$

$$V_{d1} = 0,18 \cdot 400 \cdot 10400 + \frac{0,8 \cdot 1399 \text{ kN}}{0,7 \cdot 1,8}$$

$$V_{d1} = 748,8 \text{ kN} + 888,25 \text{ kN} = \underline{\underline{1637 \text{ kN}}}$$

$$V_{d2} = f_{vdm} \cdot t \cdot B_c$$

$$V_{d2} = 0,84 \cdot 400 \cdot 10400 = \underline{\underline{3494,4 \text{ kN}}}$$

Den dimensjonerende kapasitet er minste av de to uttrykkene, det vil si;

$$V_d = \underline{\underline{1637 \text{ kN}}}$$

```

|| if  $V_{Ed} \leq V_d$  || = "Tilstrekkelig"
|| || "Tilstrekkelig"
|| else
|| || "Ikke Tilstrekkelig"

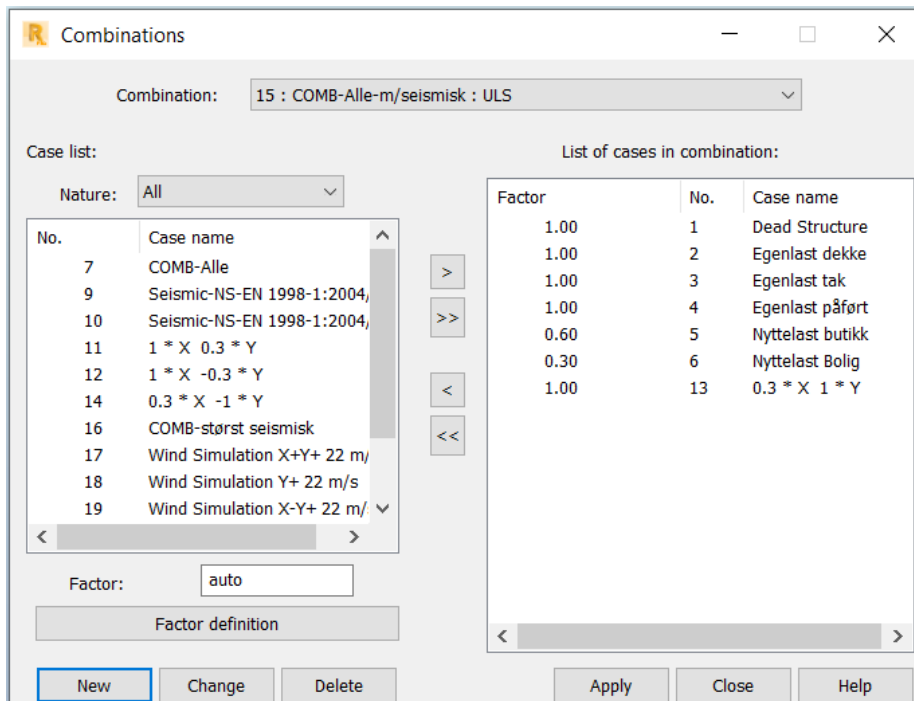
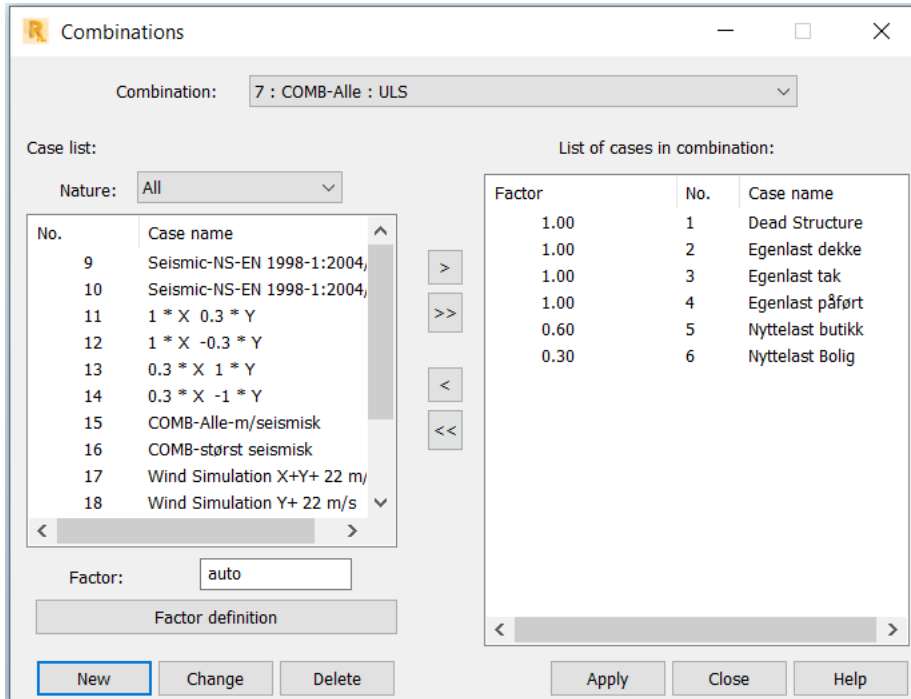
```

# 11. Vedlegg 11

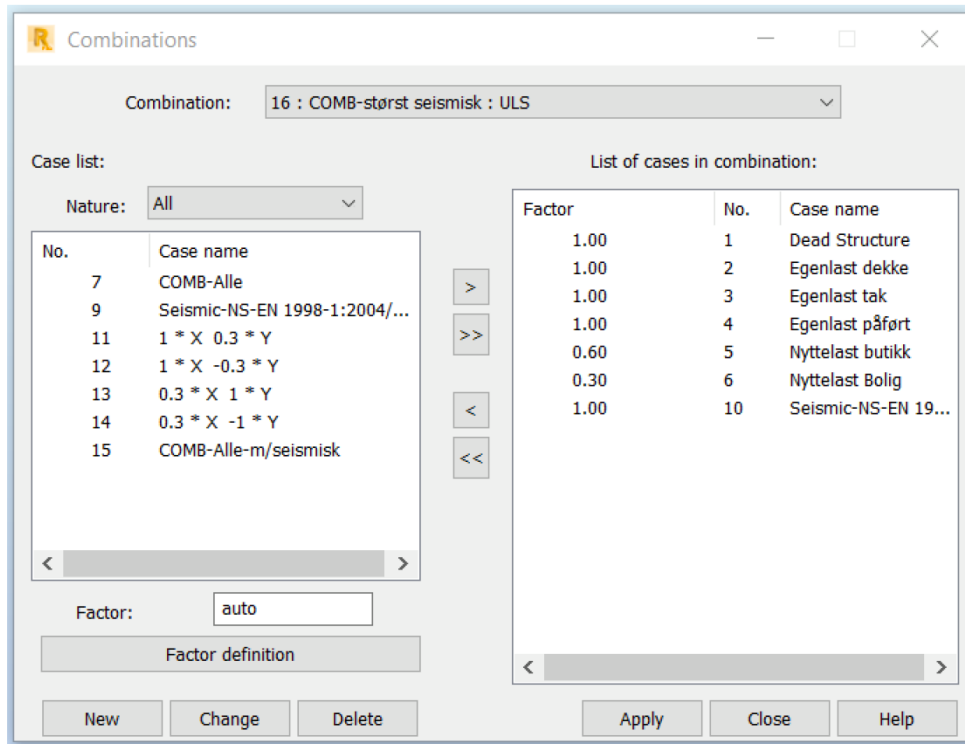
## 11.1 Robot input data

## Benyttede lastkombinasjoner i programvaren Robot (RSA) med angitte lastfaktorer

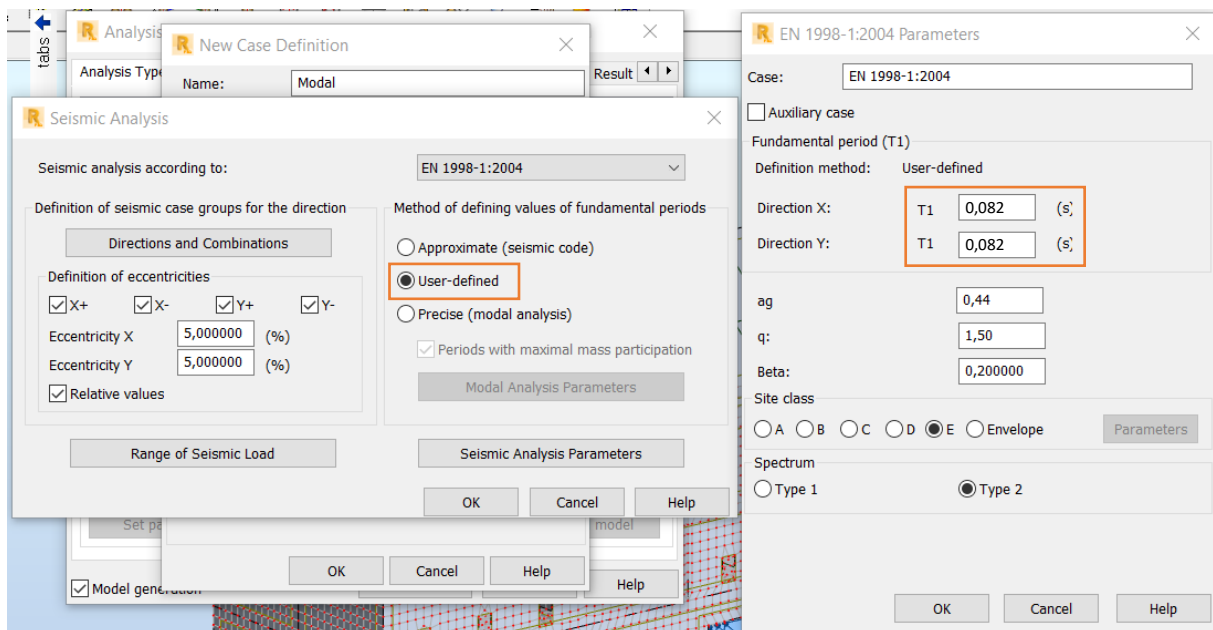
Lastkombinasjoner ved beregning av opptredende seismiske krefter



Lastkombinasjonen som er benyttet ved Kapasitetskontroll.



Egendefinert Ct verdi for modal analyse gitt i Robot (RSA)



**Verdier for seismisk analyse gitt i Robot (RSA)**

**Egendefinert material – Robot (RSA)**

Verdier for vind-dimensjonering av eksisterende bygg gitt i Robot (RSA)

Node/Case/Mode	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
<b>Case 17 - Wind Simulation X+Y+ 22 m/s</b>						
Mode						
Sum of val.	-21,08	-61,76	-52,09	0,00	-0,00	0,00
Sum of reac.	-21,08	-61,76	-52,09	-155,58	585,08	-564,42
Sum of forc.	21,08	61,76	52,09	155,58	-585,08	564,42
Check val.	-0,00	-0,00	0,00	-0,00	0,00	-0,00
Precision	3,23979e-06	6,23116e-13				
<b>Case 18 - Wind Simulation Y+ 22 m/s</b>						
Mode						
Sum of val.	-0,14	-96,21	-55,46	0,00	-0,00	0,00
Sum of reac.	-0,14	-96,21	-55,46	-16,72	774,39	-1344,42
Sum of forc.	0,14	96,21	55,46	16,72	-774,39	1344,42
Check val.	0,00	-0,00	0,00	-0,00	0,00	-0,00
Precision	4,38222e-06	3,35468e-13				
<b>Case 19 - Wind Simulation X-Y+ 22 m/s</b>						
Mode						
Sum of val.	20,59	-62,90	-53,23	0,00	0,00	0,00
Sum of reac.	20,59	-62,90	-53,23	-158,50	885,08	-1180,92
Sum of forc.	-20,59	62,90	53,23	158,50	-885,08	1180,92
Check val.	-0,00	-0,00	0,00	-0,00	-0,00	-0,00
Precision	3,32889e-06	1,99749e-13				
<b>Case 20 - Wind Simulation X-Y- 22 m/s</b>						
Mode						
Sum of val.	21,20	62,57	-52,17	-0,00	0,00	-0,00
Sum of reac.	21,20	62,57	-52,17	-886,14	874,91	758,69
Sum of forc.	-21,20	-62,57	52,17	886,14	-874,91	-758,69
Check val.	0,00	0,00	-0,00	0,00	-0,00	0,00
Precision	3,32178e-06	2,05165e-13				
<b>Case 21 - Wind Simulation Y- 22 m/s</b>						
Mode						
Sum of val.	0,30	81,78	-90,42	-0,00	0,00	-0,00
Sum of reac.	0,30	81,78	-90,42	-1371,15	1268,16	1138,84
Sum of forc.	-0,30	-81,78	90,42	1371,15	-1268,16	-1138,84
Check val.	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00
Precision	2,70023e-06	1,23701e-13				
<b>Case 22 - Wind Simulation X+Y- 22 m/s</b>						
Mode						
Sum of val.	-20,72	63,59	-52,96	-0,00	-0,00	-0,00
Sum of reac.	-20,72	63,59	-52,96	-901,42	599,44	1002,79
Sum of forc.	20,72	-63,59	52,96	901,42	-599,44	-1002,79
Check val.	0,00	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00
Precision	3,29028e-06	2,04881e-13				

**Wind simulation**

General | Wind Profile

Wind direction

Wind parameters

Wind velocity:  (m/s)  
 Wind pressure:  (kPa)  
 Terrain level:  (m)

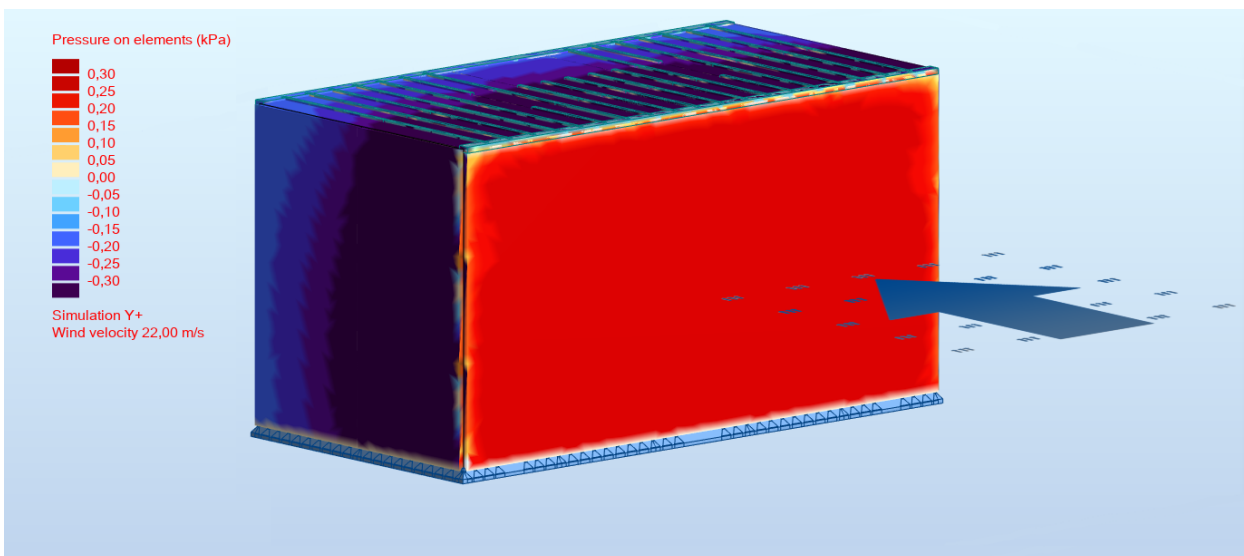
Wind exposure

Elements:

Openings in panels closed for the wind flow

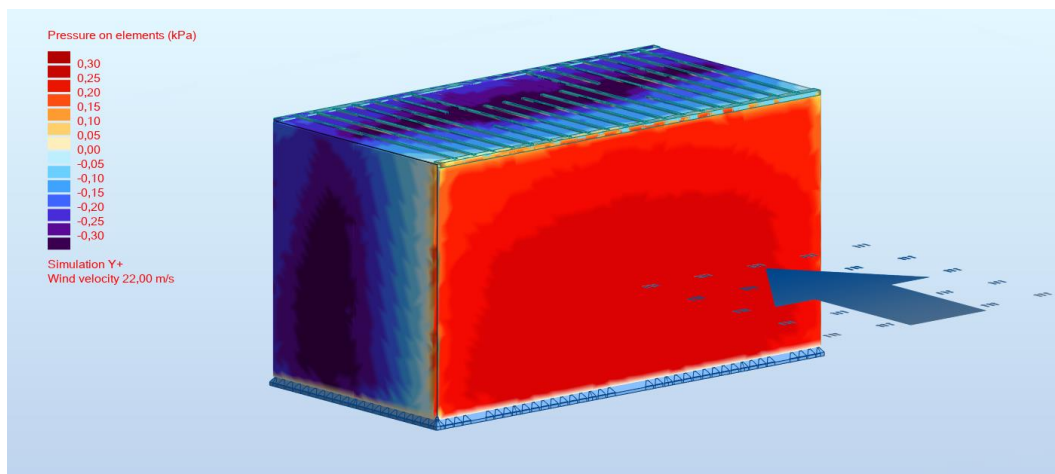
Loads generation

Automatic  
 Generate loads when loads deviation factor [dev] is less than:  %  
 Manual



**Verdier for vind-dimensjonering av ombygg gitt i Robot (RSA)**

Node/Case/Mode	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Case	17 - Wind Simulation X+Y+ 22 m/s					
Mode						
Sum of val.	-21,01	-61,65	-52,05	0,00	-0,00	0,00
Sum of reac.	-21,01	-61,65	-52,05	-156,20	584,22	-565,66
Sum of forc.	21,01	61,65	52,05	156,20	-584,22	565,66
Check val.	-0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00	0,00
Precision	3,02589e-06	5,86854e-13				
Case	18 - Wind Simulation Y+ 22 m/s					
Mode						
Sum of val.	-0,33	-85,52	-91,95	0,00	-0,00	0,00
Sum of reac.	-0,33	-85,52	-91,95	-436,01	1283,76	-1195,93
Sum of forc.	0,33	85,52	91,95	436,01	-1283,76	1195,93
Check val.	0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00	0,00
Precision	5,12725e-06	1,72091e-13				
Case	19 - Wind Simulation X-Y+ 22 m/s					
Mode						
Sum of val.	20,58	-62,76	-53,26	0,00	0,00	0,00
Sum of reac.	20,58	-62,76	-53,26	-159,07	885,56	-1182,70
Sum of forc.	-20,58	62,76	53,26	159,06	-885,56	1182,70
Check val.	0,00	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	0,00
Precision	2,87339e-06	1,88091e-13				
Case	20 - Wind Simulation X-Y- 22 m/s					
Mode						
Sum of val.	21,13	62,42	-52,09	-0,00	0,00	-0,00
Sum of reac.	21,13	62,42	-52,09	-884,86	873,22	759,97
Sum of forc.	-21,13	-62,42	52,09	884,86	-873,22	-759,97
Check val.	0,00	-0,00	0,00	0,00	-0,00	-0,00
Precision	3,06319e-06	1,96404e-13				
Case	21 - Wind Simulation Y- 22 m/s					
Mode						
Sum of val.	0,40	82,10	-90,46	-0,00	0,00	-0,00
Sum of reac.	0,40	82,10	-90,46	-1373,22	1271,02	1142,91
Sum of forc.	-0,40	-82,10	90,46	1373,22	-1271,02	-1142,91
Check val.	0,00	-0,00	0,00	0,00	-0,00	-0,00
Precision	5,25308e-06	1,13894e-13				
Case	22 - Wind Simulation X+Y- 22 m/s					
Mode						
Sum of val.	-20,69	63,41	-52,89	-0,00	-0,00	-0,00
Sum of reac.	-20,69	63,41	-52,89	-900,14	598,46	997,66
Sum of forc.	20,69	-63,41	52,89	900,14	-598,46	-997,66
Check val.	-0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00	-0,00
Precision	2,89822e-06	1,95743e-13				





## Snølast

Referanseverdier for Oslo er hentet fra Eurokode 1.

Type	Tabell	Beskrivelse	Verdi
Karakteristisk snølast på mark ( $S_k$ )	Tabell NA. 4.1	Oslo	3,5 kN/m <sup>2</sup>
Eksponeringskoeffisient ( $C_e$ )	Tabell NA. 5.1	Normal topografi	1,0
Termisk koeffisient ( $C_t$ )	-	NS-EN 1991-1-3, setter en anbefalt verdi	1,0
Formfaktor for tak ( $\mu_i$ )	5.3.2 Pulttak	$\frac{0,8(60-\alpha)}{30}$ hvor $\alpha = 40$	0,8
Karakteristisk snølast ( $S$ )	5.2.(3) b)	$S = \mu_i * C_e * C_t * S_k$	<b><u>2,8 kN/m<sup>2</sup></u></b>

NB! 5.3.3.(2) formfaktor bør ikke være mindre enn 0,8 på grunn av snøfangere eller andre hindringer på tak.

## Massefordeling fra Robot (RSA)

Massefordeling per etasje. Resultat fra tverrkraftmetode utført i Robot (RSA). Det gjøres oppmerksom på at massen i etasje 3 er en sum av massen for 3. etasje pluss loftet. Opptredende krefter er forskjellige i forhold til vedlegg 4, da Robot (RSA) ikke tar hensyn til Nasjonal tillegg ved tverrkraftmetoden.

### Vertical distribution of seismic forces

Story	Height (m)	Mass (kg)	F(kN)	M(kN*m)
Story 1	3,50	406934,48	165,06	0,00
Story 2	3,50	329907,85	267,63	0,00
Story 3	3,50	544923,33	663,09	0,00

# 12. Vedlegg 12

## 12.1 Møtereferat

# Møtereferat

<b>Møte Nummer: 1</b>		<b>Masterprosjekt - Multiconsult</b>	
<b>Dato: 21.01.2019</b>		<b>Startet: 09:00</b>	<b>Avsluttet: 09:45</b>
<b>Møte innkalt av:</b>	Dmitry Vysochinskiy (Intern veileder)		
<b>Møtetype:</b>	Veiledningsmøte		
<b>Møtested:</b>	UiA, Grimstad (A2 093)		
<b>Deltagere:</b>	Rozyar Khrangany, Masud Ahmadi		
<b>Forfall:</b>			
<b>Referat</b>			
<b>Saksliste:</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Generell info om semesteret</li> <li>- Innspill på hva vi har tenkt å gjøre dette semesteret</li> <li>- Generell plan for neste møte</li> </ul>		
<b>Pkt</b>	<b>Oppsummering</b>		
<b>1</b>	Hensikten med møtet var å få en liten oversikt over semesteret og litt generelt om masterprosjektet. Det var også et ønske fra veileder om at vi skulle tilsende han den endelige versjonen av vårt forprosjekt.		
<b>2</b>	En rekke innspill ble diskutert og vurdert. Med erfaring fra forprosjektet hadde vi et ønske om å studere muligheter for å forbedre måten man leder seg gjennom EC8 under jordskjeldimensjonering. I den med å sette opp en fremgangsmåte i form av flytskjema, som kan være veiledende under jordskjelvdimensjonering ble dermed godt tatt imot av veileder. Videre ble det også tatt opp at vi i tillegg har vurdert å utføre parameterstudie.		
<b>3</b>	Innen neste øving er planen at vi skal få ferdigstilt fremdriftsplanen samt å sette seg inn i hvordan flytskjemaet skal settes opp.		
<b>Avtaler for neste møte</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sende endelig versjon av forprosjektet til veileder</li> <li>- Fremdriftsplan</li> <li>- Flytskjema</li> </ul>			

# Møtereferat

<b>Møte Nummer: 2</b>		<b>Masterprosjekt - Multiconsult</b>	
<b>Dato: 04.02.2019</b>		<b>Startet: 09:00</b>	<b>Avsluttet: 09:45</b>
<b>Møte innkalt av:</b>	Dmitry Vysochinskiy (Intern veileder)		
<b>Møtetype:</b>	Veiledningsmøte		
<b>Møtested:</b>	UiA, Grimstad (A2 093)		
<b>Deltagere:</b>	Rozyar Khrangany, Masud Ahmadi		
<b>Forfall:</b>			
<b>Referat</b>			
<b>Saksliste:</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Oppdatere veileder og presentere en utkast av flytskjema og fremdriftsplan</li> <li>- Diskutering av ulike innspill vi har tenkt å ha som forskerspørsmål</li> <li>- Generell plan for neste møte</li> </ul>		
<b>Pkt</b>	<b>Oppsummering</b>		
<b>1</b>	Under møtet vært et utkast av fremdriftsplan samt flytskjemaet presentert. Måten vi har disponert tiden for dette semesteret var godt mottatt. Samt fikk vi noe innspill på hva vi bør legge til flytskjemaet. Dette ble notert ned.		
<b>2</b>	Det ble sett på ulike forskerspørsmål som kan være interessant, samt kan gi en god læringsutbytte gjennom semesteret.		
<b>3</b>	Veileder kom med noen innspill på hvilke parameterstudie det kunne være av interesse å studere. I tillegg ble det bestemt at innen neste uke skulle vi se litt nærmere på detaljert oppbygging av murkonstruksjoner. Samt å sette seg inn i ulike forbedringsmuligheter for å sikre eksisterende bygg mot jordskjelv.		
<b>Avtaler for neste møte</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Detaljer om murbygg</li> <li>- Forberedelsesmuligheter for eksisterende murkonstruksjoner</li> </ul>			

## Møtereferat

<b>Møte Nummer: 3</b>		<b>Masterprosjekt - Multiconsult</b>	
<b>Dato: 11.02.2019</b>		<b>Startet: 09:00</b>	
		<b>Avsluttet: 09:45</b>	
<b>Møte innkalt av:</b>	Dmitry Vysochinskiy (Intern veileder)		
<b>Møtetype:</b>	Veiledningsmøte		
<b>Møtested:</b>	UiA, Grimstad (A2 093)		
<b>Deltagere:</b>	Rozyar Khrangany, Masud Ahmadi		
<b>Forfall:</b>			
<b>Referat</b>			
<b>Saksliste:</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Gjennomgang av et nytt utkast av flytskjemaet</li> <li>- Generell plan for neste møte</li> </ul>		
<b>Pkt</b>	<b>Oppsummering</b>		
<b>1</b>	Vi fikk en tilbakemelding på flytskjemaet av veileder. Han nevnte at oppsettet var bra. Dermed skal dette brukes videre og vurderes om det er nødvendig med å gjøre endringer etter hvert.		
<b>2</b>	Flytskjemaet har vi vurdert å lage i programvaren Edraw Max, som er godt utbredt programvare og mye funksjoner inne å lage ulike flytskjemaer.		
<b>3</b>			
<b>Avtaler for neste møte</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Lage en utkast av flytskjemaet i Edraw</li> <li>- Å sette sammen det vi har frem til nå i en felles rapport</li> </ul>			

## Møtereferat

<b>Møte Nummer: 4</b>		<b>Masterprosjekt - Multiconsult</b>	
<b>Dato: 25.02.2019</b>		<b>Startet: 09:00</b>	
		<b>Avsluttet: 09:45</b>	
<b>Møte innkalt av:</b>	Dmitry Vysochinskiy (Intern veileder)		
<b>Møtetype:</b>	Veiledningsmøte		
<b>Møtested:</b>	UiA, Grimstad (A2 093)		
<b>Deltagere:</b>	Rozyar Khrangany, Masud Ahmadi		
<b>Forfall:</b>			
<b>Referat</b>			
<b>Saksliste:</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tilbakemelding på ny utkast av flytskjema</li> <li>- Tilbakemelding på endelig versjon av forskerspørsmålet</li> <li>- Generell plan for neste møte</li> </ul>		
<b>Pkt</b>	<b>Oppsummering</b>		
<b>1</b>	Vi fikk en tilbakemelding på flytskjemaet av veileder. Han nevnte at oppsettet var bra, og ga noe innspill på hvordan noen av de ulike greinene kunne kobles sammen.		
<b>2</b>	Vi fikk en tilbakemelding på den endelige versjonen av forskerspørsmålet. Samt ble det diskutert hva vi har tenkt å ta med videre fra forprosjektet. For veileder nevnte at det kan være lurt å ta med i starten av dynamikk kapittel at; «Dynamikk ikke undervises ved Universitetet i Agder».		
<b>3</b>	Rette opp i de ulike punkteten som ble nevnt for flytskjemaet. Samt å sette sammen alt som har blitt gjort frem til nå i en felles dokument.		
<b>Avtaler for neste møte</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Rette opp i punktet for flytskjemaet</li> <li>- Å sette sammen det vi har frem til nå i en felles rapport</li> </ul>			

# Møtereferat

<b>Møte Nummer: 5</b>		<b>Masterprosjekt - Multiconsult</b>	
<b>Dato: 04.03.2019</b>		<b>Startet: 09:00</b>	<b>Avsluttet: 09:45</b>
<b>Møte innkalt av:</b>	Dmitry Vysochinskiy (Intern veileder)		
<b>Møtetype:</b>	Veiledningsmøte		
<b>Møtested:</b>	UiA, Grimstad (A2 093)		
<b>Deltagere:</b>	Rozyar Khrangany, Masud Ahmadi		
<b>Forfall:</b>			
<b>Referat</b>			
<b>Saksliste:</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Hvordan løse utfordringer med takkonstruksjonen i Robot (RSA)</li> <li>- Hvilke regler setter Plan- og bygningsloven (PBL)</li> <li>- Generell plan for neste møte</li> </ul>		
<b>Pkt</b>	<b>Oppsummering</b>		
<b>1</b>	Under forprosjektet var det ulike utfordringer med takkonstruksjonen, hvor som nevnt i rapporten at taket genererte flere svingemoder enn nødvendig. I dette møtet ble det diskutert hvordan dette kan løses. Det ble kommet frem til at takkonstruksjonen skal dimensjoneres og analyseres for seg, hvor resultatet av opplagerkreftene vil bli lagt til som en jevnt fordelt last langs de ytterste veggene av modellen.		
<b>2</b>	Det ble diskutert litt rundt hvilke regler plan- og bygningsloven (PBL) setter og hva loven sier rundt jordskjelvdimensjonering av eksisterende bygg. Dette vil vi se nærmere på og få med som en del av flytskjemaet.		
<b>3</b>	PBL skal sees nærmere på og skal legges til i rapporten som en del av flytskjemaet.		
<b>Avtaler for neste møte</b>			

## Møtereferat

<b>Møte Nummer: 6</b>		<b>Masterprosjekt - Multiconsult</b>	
<b>Dato: 18.03.2019</b>		<b>Startet: 09:00</b>	<b>Avsluttet: 09:45</b>
<b>Møte innkalt av:</b>	Dmitry Vysochinskiy (Intern veileder)		
<b>Møtetype:</b>	Veiledningsmøte		
<b>Møtested:</b>	UiA, Grimstad (A2 093)		
<b>Deltagere:</b>	Rozyar Khrangany, Masud Ahmadi		
<b>Forfall:</b>			
<b>Referat</b>			
<b>Saksliste:</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Oppdatere foreleser med fremdrift av masterprosjektet</li> <li>- Generell plan for neste møte</li> </ul>		
<b>Pkt</b>	<b>Oppsummering</b>		
<b>1</b>	Under møtet ble intern veileder oppdatert på hva som har blitt gjort frem til nå. Her ble det vist detaljerte AutoCAD tegninger til veileder for å gi en god beskrivelse av bygget. Utkastet ble godt mottatt, men det var likevel noe punkter som ble tatt opp av oss angående tegningene. Blant annet rundt fargevalg og hvordan vi har tenkt å presentere disse tegningene i prosjektet.		
<b>2</b>	Videre ble det diskutert hvordan vi har tenkt å presentere programvare kapittelet, og at vi har vurdert å skrive om de erfaringene vi har fått gjennom forprosjektet med de ulike utfordringene rundt taket. Det skal presenteres med bilder på hvordan i dette masterprosjektet det har blitt løst.		
<b>3</b>			
<b>Avtaler for neste møte</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Gjøre angitte endringer på plantegningene</li> <li>- Begynne å se på hvordan programvarekapittelet kan presenter på en god måte</li> </ul>			



## Møtereferat

<b>Møte Nummer: 7</b>		<b>Masterprosjekt - Multiconsult</b>	
<b>Dato: 08.04.2019</b>		<b>Startet: 09:00</b>	<b>Avsluttet: 09:45</b>
<b>Møte innkalt av:</b>	Dmitry Vysochinskiy (Intern veileder)		
<b>Møtetype:</b>	Veiledningsmøte		
<b>Møtested:</b>	UiA, Grimstad (A2 093)		
<b>Deltagere:</b>	Rozyar Khrangany, Masud Ahmadi		
<b>Forfall:</b>			
<b>Referat</b>			
<b>Saksliste:</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Oppdatere foreleser med fremdrift av masterprosjektet</li> <li>- Generell plan for neste møte</li> </ul>		
<b>Pkt</b>	<b>Oppsummering</b>		
<b>1</b>	Under møtet ble Case kapittelet presentert for veileder. Her ble det diskutert hva som har blitt tatt med og hvordan vi har tenkt å ha oppsettet. Det har som avtalt tidligere blitt fokusert på å sette opp et system i form av et flytskjema som skal lette bruken av EC8, samt å se på hvilke endringer av seismiske laster vil oppstå mellom et eksisterende- og ombygg.		
<b>2</b>	Videre ble det også nevnt at det har vært litt utfordringer med å finne ut hvordan resultatene for skjærkrefter (horisontal og vertikal kraft) kan oppnås fra modellen, men at dette er noe som jobbes med og at en E-post til programvareprodusenten har blitt sendt for en beskrivelse.		
<b>3</b>			
<b>Avtaler for neste møte</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Presentere vindlaster for eksisterende- og ombygg, samt å skrive om det i rapporten</li> </ul>			

## Møtereferat

<b>Møte Nummer: 8</b>		<b>Masterprosjekt - Multiconsult</b>	
<b>Dato: 29.04.2019</b>		<b>Startet: 09:00</b>	<b>Avsluttet: 09:45</b>
<b>Møte innkalt av:</b>	Dmitry Vysochinskiy (Intern veileder)		
<b>Møtetype:</b>	Veiledningsmøte		
<b>Møtested:</b>	UiA, Grimstad (A2 093)		
<b>Deltagere:</b>	Rozyar Khrangany, Masud Ahmadi		
<b>Forfall:</b>			
<b>Referat</b>			
<b>Saksliste:</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Oppdatere foreleser med fremdrift av masterprosjektet</li> <li>- Generell plan for neste møte</li> </ul>		
<b>Pkt</b>	<b>Oppsummering</b>		
<b>1</b>	<p>Fristen for å få tittelen godkjent av intern veileder og registrere i studentweb er første mai, dermed ble møtet startet med å diskutere rundt hvilke tittel for masterprosjektet kan være hensiktsmessig og som vil reflektere vår oppgave på en god måte. Både veileder og vi hadde noe forslag som ble lagt frem. Tittelen som ble bestemt og godkjent av veileder er <b>«Verifisering av jordskjelvkapasitet av eksisterende bygg i henhold til EC8»</b>.</p>		
<b>2</b>	<p>I tillegg ble det også presentert for veileder de nye temaene som har blitt lagt til i rapporten, fra blant annet forrige møte.</p>		
<b>3</b>			
<b>Avtaler for neste møte</b>			

## Møtereferat

<b>Møte Nummer: 9</b>		<b>Masterprosjekt - Multiconsult</b>	
<b>Dato: 06.05.2019</b>		<b>Startet: 09:00</b>	<b>Avsluttet: 09:45</b>
<b>Møte innkalt av:</b>	Dmitry Vysochinskiy (Intern veileder)		
<b>Møtetype:</b>	Veiledningsmøte		
<b>Møtested:</b>	UiA, Grimstad (A2 093)		
<b>Deltagere:</b>	Rozyar Khrangany, Masud Ahmadi		
<b>Forfall:</b>			
<b>Referat</b>			
<b>Saksliste:</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Oppdatere foreleser med fremdrift av masterprosjektet</li> <li>- Rask gjennomgang av rapporten</li> <li>- Presentering av A3-poster</li> </ul>		
<b>Pkt</b>	<b>Oppsummering</b>		
<b>1</b>	Fristen for å levere oppgaven nærmere seg og i den anledningen ble det en rask gjennomgang av rapporten for å gi veileder et oversiktlig bilde av rapporten. Rapporten ble gjennomgått og viktige emner ble diskutert slik at vi kan ta det med videre under rettskriving av rapporten.		
<b>2</b>	I tillegg ble det også tatt opp hvordan vi har tenkt å presentere A3-poster og hvilke emner fra rapporten som er vurdert å ta med. Videre ble også oppsettet nevnt og dette ble godt mottatt av veileder.		
<b>3</b>	I slutten av møtet ble det snakket litt generelt om presentasjonen som skal være den 12 og 13 juni, men dette skal vi komme tilbake til etter at oppgaven er levert.		
<b>Avtaler for neste møte</b>			