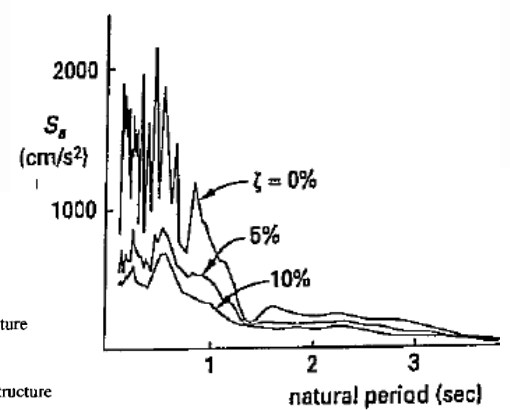
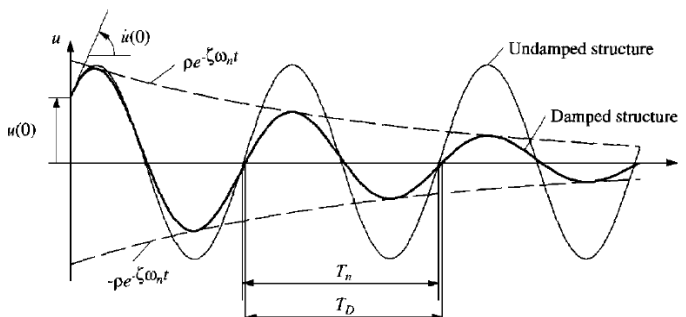
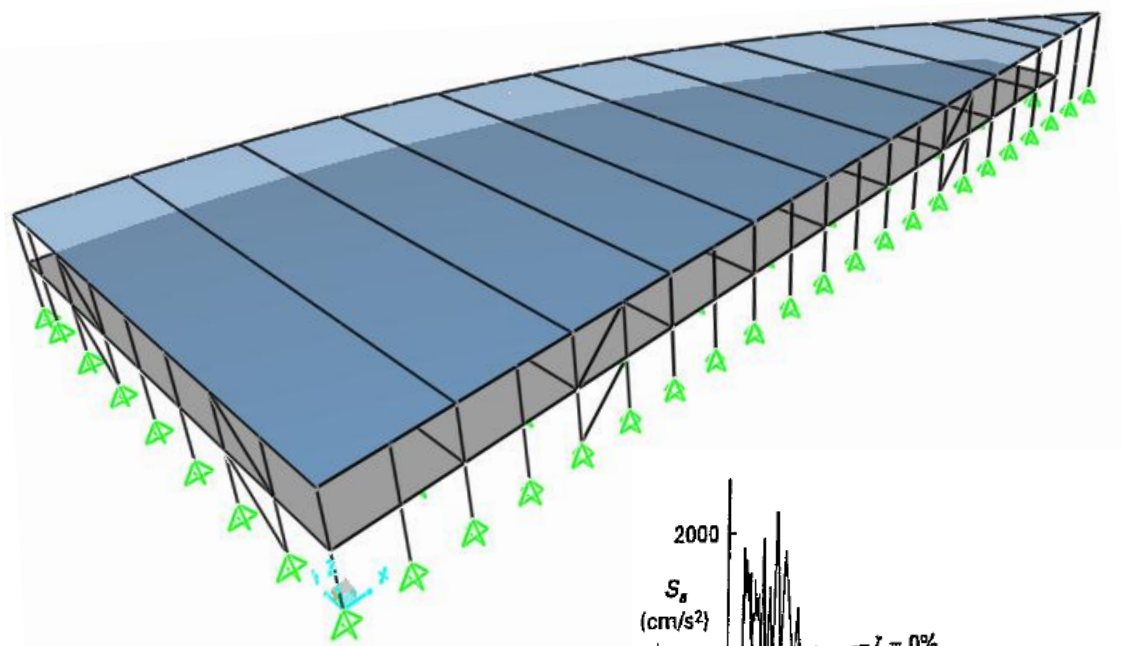


Innflytelsen av stivhet til stabiliserende system utsatt for seismisk last, med hovedvekt på takskiver basert på Lett-Tak elementer.

The influence of stiffness of the stabilizing system exposed to earthquake loads, especially on roof diaphragms assembled by Lett-Tak elements.

Navn: Preben Aanensen





## Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet ved universitetet for miljø- og biovitenskap (UMB) på Ås, vår/sommer 2013. Oppgaven tar hovedsakelig for seg jordskjelvprosjektering, med fokus på stivheten i det stabiliserende system. Dette var et fagfelt som var lite kjent for meg, og jeg fikk følelsen av at også andre ingeniører var uvitende til jordskjelvprosjektering. Med et aktuelt tema ble dette en ekstra spennende oppgave, med tanke på at andre enn meg selv kan få utbytte av oppgaven.

Det har vært en krevende og lærerik oppgave hvor jeg har hatt støtte fra flere kanter. En stor og spesiell takk til amanuensis Nils Ivar Bovim ved UMB for god veiledning og faglig hjelp. Jeg vil også takke EDR-Medeso for tilgang til programvare og tid til diskusjoner/samtaler rundt modelleringen. Til slutt en takk til Lett-Tak AS for besøk i Larvik og samtale rundt deres utfordringer ved jordskjelvprosjektering.

*Oslo, 10.juni 2013*



---

*Preben Aanensen*

## Abstract

Earthquakes can cause huge forces to buildings which results in building damage, injury and sometimes loss of human lives. Norway is located in a low seismic hazard zone and rarely has earthquakes that cause damage. Nevertheless, small earthquakes do occur in Norway and there is always the possibility of larger quakes reaching Norway. In order to prevent damages, there are regulations for earthquake design to structures called NS-EN 1998-1 or Eurocode 8. This standard in designing structures helps damage limitation and collapse prevention, when an earthquake occurs.

This thesis focuses on buildings stabilizing systems with diaphragmatic behavior at storey level. Specifically, the main topic of diaphragm stiffness will be discussed more in depth. By using dynamics, seismology, diaphragm-theory, Eurocode 8 and product-information for Lett-Tak elements, seismic analysis is performed for three buildings. Past experiences suggest that low buildings often are the most vulnerable buildings against seismic vibrations. Therefore, two storey buildings are chosen to analyse. The analysis is done in ductility class low (DCL) with modal response spectrum analysis. Rigid and semi-rigid diaphragms are both described, with special focus on roof-diaphragm with Lett-Tak elements. The roof will be compared with concrete roof equivalent to a hollow core slab in weight. The buildings are spatial models, analyzed in the finite-element-method based program, SAP2000.

The analysis shows that the stiffness to the stabilizing system is significant to the buildings period of vibration, as well as the occurring seismic forces. The analysis focuses on different shear modulus in the roof diaphragm. Low shear modulus gives a longer vibration period and a lower base shear force. In contrast, a rigid diaphragm will give a rapid vibration period and increased base shear force. The shear flow in the roof diaphragm is affected in the same direction as the base shear force, but to a smaller impact degree. When the maximum global forces reduce 20 %, the shear flow reduces by 9%; however, the distribution of forces is different. A semi rigid diaphragm, such as Lett-Tak elements, gives nearly evenly distributed shear flow in a low eccentric building. A rigid diaphragm gets concentrated shear flow around stabilizing crosses. In an eccentric building, the distribution of shear flow in a Lett-Tak roof will be more jagged and characteristic of more shear flow-peaks.

Lett-Tak elements are an example of a semi-rigid diaphragm which has the ability to make a building with low weight that results in short vibration periods. By comparison, a Lett-Tak element roof diaphragm had 25 % lower base forces than a concrete (170mm) roof. And the shear flow distribution is totally different. It is important to model realistic properties to materials and fasteners in order to get a realistic vibration response for the building. Considerable differences can occur if one of the three decisive factors: mass, stiffness and damping, is ignored.

This thesis gives an impression for the importance of material/fastener-properties and stiffness for the stabilizing system in seismic design of buildings.

*Key words:*

*Earthquakes, Eurocode 8, diaphragmatic behavior, Lett-Tak elements, Shear flow*

## Sammendrag

Naturkrefter som jordskjelv kan gi store påkjenninger på konstruksjoner, og medføre fare for både konstruksjoner og menneskeliv. Norge ligger utenfor områdene med høy seismisk risiko og har sjelden jordskjelv av en slik størrelse at det oppstår skader. Allikevel forekommer det jordskjelv av mindre størrelser i Norge, og det er ingen garanti for at større kan inntreffe. For å forebygge skader av jordskjelv er det utgitt et regelverk for prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, kalt NS-EN 1998-1: 2004+N:2008 eller Eurokode 8. Denne standarden skal sikre konstruksjoner mot sammenbrudd og skadebegrensning ved jordskjelv.

Oppgaven fokuserer på bygningers stabiliserende system med skivevirkning, med hovedfokus på stivhet til skiver. Ved hjelp av dynamikk, seismologi, skiveteori, Eurokode 8 og produktinformasjon om Lett-Tak elementer, blir det utført seismiske analyser av tre bygg. Erfaringer tilsier at det ofte er lave og stive bygg som blir dimensjonerende for jordskjelv, og det ble derfor valgt å gjennomføre seismisk analyse av to etasjers bygg. Analysene er utført i duktilitetsklasse DCL med bruk av modal responsspekteranalyse. Både stiv og fleksibel skive blir beskrevet. Det fokuseres på taksdiven modellert som Lett-Tak elementer. Videre blir taksdiven med Lett-Tak elementer sammenlignet med betongtak tilsvarende et hulldekke i egenvekt. Byggene er modellert som romlige modeller og analysene er gjort i det "finite element method" baserte programmet SAP2000.

Analysene viser at stivheten til det stabiliserende system har betydning på byggets svingning, og da også opptredende seismiske krefter. Det er fokusert på skivevirkning med forskjellige skjærmodulverdier i taksdiven. Lav skjærmodul i taksdiven vil gi lengre svingninger/perioder og lavere fundamentkrefter. Motsatt vil en stiv skive gi raske svingninger/perioder og høye fundamentkrefter. Skjærstrømmen i taksdiven påvirkes i samme retning som fundamentkreftene, men i mindre grad. Der de maksimale globale kreftene reduseres med 20 % vil maksimal skjærstrøm reduseres med 9 %. Fordelingen av skjærstrømmen er kanskje den største og mest betydningsfulle endringen. Ved en mykere skive som for eksempel en taksdiven sammensatt av Lett-Tak elementer, vil denne kunne gi tilnærmet jevnt fordelt skjærstrøm langs randen hvis bygget er regulært. En stiv skive vil få konsentrerte skjærstrømverdier rundt avstivningskryss. Ved eksentriske bygg vil fordelingen av skjærstrøm i en Lett-Tak basert taksdiven forstyrres og preges av flere skjærstrøm-topper.

Lett-Tak elementer blir et eksempel på en skive som har evnen til å skape bygg med liten masse og derav korte svingninger. Lett-Tak førte til 25 % lavere opptredende fundamentkrefter og utjevning av skjærstrøm, sammenlignet med et betongtak med 170 mm tykkelse. Modellering av taksdiver med ulike egenskaper i forskjellige retninger og montert med mekaniske forbindelser, er viktig å implementere i modelleringen for å få en realistisk respons på bygget. Det vil kunne bli store forskjeller med og kun ta hensyn til én eller to av de tre avgjørende faktorene; masse, stivhet og demping.

Oppgaven gir et inntrykk av at det er viktig å tilegne seg riktige materialegenskaper og stivheter for stabiliserende system ved jordskjelvprosjektering. Dette for å gjenspeile en realistisk respons og opptredende krefter i bygget ved et eventuelt jordskjelv.

### *Nøkkelord:*

*Jordskjelv, Eurokode 8, skivevirkning, Lett-Tak elementer, skjærstrøm*

# Innholdsfortegnelse

<b>Forord</b>	<b>1</b>
<b>Abstract</b>	<b>2</b>
<b>Sammendrag</b>	<b>3</b>
<b>Symbolliste</b>	<b>9</b>
<b>Tabelliste</b>	<b>10</b>
<b>Figurliste</b>	<b>11</b>

## **DEL I - INNLEDNING**

<b>1 INNLEDNING</b>	<b>12</b>
1.1 Bakgrunn	12
1.2 Problemstilling	12
1.3 Oppbygging av oppgaven	13
1.4 Avgrensning	13

## **DEL II - TEORI**

<b>2 DYNAMIKK</b>	<b>14</b>
2.1 Generelt	14
2.2 Masse-demp-fjær system	15
2.3 Viktige parametere i dynamikken	16
2.3.1 Virtuell forskyvning	16
2.3.2 D'Alembert prinsipp; Masse og treghet	16
2.3.3 Periode	16
2.3.4 Frekvens	17
2.3.5 Egenfrekvens	17
2.3.6 Stivhet	17
2.3.7 Dempingsmodeller	19
2.3.8 Viskøs demping	19
2.3.9 Resonans	21
2.4 Én-frihetsgradssystem (SDOF-system)	22
2.4.1 Idealisering av et viskøst dempet SDOF-system	22
2.4.2 Løsning for underdempet system	23
2.4.3 Det logaritmiske dekrement	26
2.5 Respons ved seismisk last	26
2.5.1 Respons funnet med bevegelsesligningen	27
2.5.2 Forskyvnings-responsspekter	28
2.5.3 Pseudohastighet- responsspekter	29
2.5.4 Pseudoakselerasjons-responsspekter	29

2.5.5 Trepartssamarbeidet-responsspekter (Tripartite response spectrum)	30
2.5.6 Idealisert responsspekter	31
2.5.7 Normalisert designspekter	31
<b>3 SEISMISK LAST; JORDSKJELV</b>	<b>32</b>
<b>3.1 Jordskjelv terminologi</b>	<b>32</b>
<b>3.2 Forkastninger</b>	<b>32</b>
<b>3.3 Bølger</b>	<b>33</b>
<b>3.4 Intensitet og måleskalaer</b>	<b>33</b>
3.4.1 Grunnakselerasjon	33
3.4.2 Modifisert Mercalli intensitetsskala	34
3.4.3 Richter magnitude skala	35
3.4.4 Moment magnitude skala	35
3.4.5 Isoleismal-kart	35
<b>3.5 Aktualitet og opptreden i Norge</b>	<b>35</b>
<b>4 REGELVERK; NS-EN 1998-1:2004 + NA:2008</b>	<b>37</b>
<b>4.1 Generelt</b>	<b>37</b>
4.1.1 Gyldighet og organisering	37
4.1.2 Formål	37
<b>4.2 Viktige parametere ved jordskjelvprosjektering</b>	<b>37</b>
4.2.1 Grunnens akselerasjon	37
4.2.2 Duktilitet	38
4.2.3 Grunnforhold	38
4.2.4 Seismisk klasse	40
4.2.5 Regularitet, symmetri og redundans	41
4.2.6 Responsspekter	43
4.2.7 Torsjonsmotstand	44
<b>4.3 Analyse metoder</b>	<b>46</b>
4.3.1 Tverrkraftmetoden	46
4.3.2 Modal responsspektrum analyse (MRSA)	47
4.3.3 Ikke-lineær metode	49
<b>4.4 Lastkombinasjoner</b>	<b>49</b>
<b>4.5 Ikke-bærende bygningsdeler</b>	<b>50</b>
<b>4.6 Spesielle regler for horisontale skiver</b>	<b>51</b>
<b>4.7 Spesielle regler for trebygninger</b>	<b>51</b>
4.7.1 Særskilte regler for horisontale trebaserte skiver	52
<b>4.8 Utelatelseskriterier</b>	<b>53</b>
<b>5 SKIVETEORI</b>	<b>55</b>
<b>5.1 Generelt</b>	<b>55</b>
<b>5.2 Fleksible skiver</b>	<b>56</b>
5.2.1 Randdrager	56
5.2.2 Skjærkledningen	57

5.2.3	Idealisering av en fleksibel skive	57
5.2.4	Deformasjoner av skiver sammensatt av plater	58
5.2.5	Bøyedeformasjon; Tøyning i flens	58
5.2.6	Bøyedeformasjon; Glidning i flens-skjøter	59
5.2.7	Skjærdeformasjon; Skjærtøyning av platene	59
5.2.8	Skjærdeformasjon; Glidning av forbindelsene mellom plater	59
<b>5.3</b>	<b>Stive skiver</b>	<b>60</b>
5.3.1	Generelt	60
5.3.2	Forskyvninger	60
5.3.3	Translasjon	61
5.3.4	Torsjonsforskyvning	61
<b>6</b>	<b>FORBINDELSER</b>	<b>63</b>
6.1	Typer	63
6.2	Krav og merking	63
6.3	Stivhet og deformasjon	64
<b>7</b>	<b>LETT-TAK ELEMENTER</b>	<b>66</b>
7.1	Generelt	66
7.2	Oppbygging og montering	66
7.3	Virkemåte og kraftoverføring	68
<b>DEL III - METODE OG RESULTATER</b>		
<b>8</b>	<b>METODE</b>	<b>69</b>
8.1	SAP2000	69
8.1.1	Generelt	69
8.1.2	Aksesystem og kraftretninger	69
8.1.3	Meshing	70
8.1.4	Enheter og kraftretninger	71
8.2	Seismisk analyse av bygg 1-Forretningslokale	71
8.2.1	Generelt om bygg 1	71
8.2.2	Forskjellige modelleringsmetoder	72
8.2.3	Modellering	73
8.2.4	Meshing	75
8.2.5	Beregningsmetode	75
8.2.6	Materialer og dimensjoner	75
8.2.7	Seismisk masse	76
8.2.8	Stivhet	76
8.2.9	Demping	77
8.2.10	Grunnforhold	77
8.2.11	Duktilitetsklasse	77
8.2.12	Seismisk klasse og faktor	78
8.2.13	Grunnakselerasjon	78
8.2.14	Regularitet og symmetri	78
8.2.15	Lasttilfeller	79
8.2.16	Lastkombinasjoner	80



8.2.17 Torsjon	80
8.2.18 Kombinasjon av svingemoder	80
8.2.19 Responsspekter	81
<b>8.3 Resultater bygg 1</b>	<b>82</b>
8.3.1 Modalanalyse; Svingeperioder og andel masse	82
8.3.2 Globale krefter	83
8.3.3 Skivekrefter	84
8.3.4 Kontroll av utelatelseskriterier	88
<b>8.4 Kontroll av resultater</b>	<b>89</b>
8.4.1 Kontroll av seismisk masse	89
8.4.2 Kontroll mot tverrkraftmetoden	89
8.4.3 Kontroll av svingeformer og modal masse	89
8.4.4 Global likevekt	89
8.4.5 Kontroll av analyserapport fra SAP2000	89
<b>8.5 Forenklet seismisk analyse av bygg 2-regulært bygg</b>	<b>90</b>
8.5.1 Generelt om bygget	90
8.5.2 Meshing	91
8.5.3 Lasttilfeller	91
<b>8.6 Resultater bygg 2</b>	<b>92</b>
8.6.1 Modalanalyse	92
8.6.2 Globale krefter	92
8.6.3 Skivekrefter	93
<b>8.7 Forenklet seismisk analyse av bygg 3- Eksentrisk bygg</b>	<b>96</b>
8.7.1 Generelt om bygget	96
<b>8.8 Resultater bygg 3</b>	<b>97</b>
8.8.1 Modalanalyse	97
8.8.2 Globale krefter	97
8.8.3 Skivekrefter	98

## **DEL IV - DISKUSJON OG KONKLUSJON**

<b>9 DISKUSJON OG KONKLUSJON</b>	<b>100</b>
<b>9.1 Diskusjon av resultater</b>	<b>100</b>
9.1.1 Byggets respons	100
9.1.2 Opptredende fundamentkrefter	101
9.1.3 Skjærstrøm i horisontale skiver	101
9.1.4 Eksentrisitet	102
9.1.5 Lett-Tak vs Betongtak	102
<b>9.2 Konklusjon</b>	<b>103</b>
<b>9.3 Validitet</b>	<b>103</b>
<b>9.4 Videre arbeid</b>	<b>103</b>
 <b>BIBLIOGRAFI</b>	 <b>104</b>

## **VEDLEGG**

<b>Vedlegg 1 - Bølgetyper</b>	<b>106</b>
<b>Vedlegg 2- Forsterkningsfaktor for skiver</b>	<b>108</b>
<b>Vedlegg 3 - Produktinformasjon til Lett-Tak elementer</b>	<b>109</b>
<b>Vedlegg 4 - Materialdata</b>	<b>111</b>
<b>Vedlegg 5 - Plantegning av bygg</b>	<b>112</b>
<b>Vedlegg 6- Seismisk masse</b>	<b>113</b>
<b>Vedlegg 7 - Seismisk klasse og faktor</b>	<b>114</b>
<b>Vedlegg 8 - Kart over seismiske soner</b>	<b>115</b>
<b>Vedlegg 9 - Lastkombinasjoner og kombinasjonsfaktorer</b>	<b>116</b>
<b>Vedlegg 10 - Masse- og stivhetssenter</b>	<b>117</b>
<b>Vedlegg 11 - Edge constraints funksjon i SAP2000</b>	<b>118</b>
<b>Vedlegg 12 - Torsjon i SAP2000</b>	<b>119</b>
<b>Vedlegg 13 - Kombinasjoner av moder i SAP2000</b>	<b>120</b>
<b>Vedlegg 14 - Kontroll av resultater</b>	<b>121</b>

# Symbolliste

Symboler vil bli forklart første gang de nevnes under formel.

$a_{g40Hz}$	Berggrunnens akselerasjon normalisert til 1g ved frekvens 40Hz
$a_{gR}$	Referansespissverdi på berggrunnens akselerasjon
$a_g$	Dimensjonerende grunnakselerasjon
$A$	Areal/Amplitude
$A_{Ed}$	Dimensjonerende ulykkeslast
$c$	Demping
$c_{cr}$	Kritisk demping
$e$	Eksentrisitet
$E$	Elastisitetsmodul
$f$	Frekvens
$F$	Ytre kraft
$F_D$	Dempingskraft
$G$	Skjærmodul
$G_k$	Karakteristisk egenlast
$i$	Imaginær enhet
$k$	Stivhet
$l$	Lengde
$m$	Masse
$M$	Moment
$p(t)$	Ytre last med hensyn på tiden
$q$	Duktilitetsfaktor, også kalt konstruksjonsfaktor
$r$	Radius
$S$	Stavendekraft/Forsterkningsfaktor for grunnforhold
$S_d$	Deformasjon responspekter
$S_v$	Pesudohastighetens responspekter
$S_a$	Pseudoakselerasjons responspekter
$S_d(T)$	Elastisk responspekter/ Designpekter fra Eurokode 8
$T$	Periode
$u, \dot{u}, \ddot{u}$	Forskyvning, Hastighet, akselerasjon
$\ddot{u}_g$	Grunnens akselerasjon
$v$	Hastighet
$v_{s,30}$	Skjærbølgehastighet i de øverste 30 m
$\omega$	Egenfrekvens
$\omega_D$	Dempet egenfrekvens
$\sigma$	Spenning
$\varepsilon$	Tøyning
$\xi$	Dempingsforhold
$\delta$	Logaritisk dekrement/Torsjonsbidrag
$\rho$	Densitet
$\gamma$	Seismisk faktor
$\lambda$	Slankhet/Korreksjonsfaktor
$\psi_{2,i}$	Kombinasjonsfaktor

## Tabelliste

Tabell 1-	Duktilitetsklasse med tilhørende maksimal konstruksjonsfaktor
Tabell 2 -	Grunntype kategorisering
Tabell 3 -	Forsterkningsfaktorer
Tabell 4 -	Seismisk klasse
Tabell 5 -	Seismisk faktor
Tabell 6 -	Maksimal konstruksjonsfaktor gitt av bæresystem og duktilitetsklasse
Tabell 7 -	Byggets materialer og dimensjoner
Tabell 8 -	Lasttilfeller
Tabell 9 -	Lastkombinasjon 1
Tabell 10 -	lastkombinasjon 2
Tabell 11 -	Responsspekter-parametre
Tabell 12 -	Responsspekterverdier
Tabell 13 -	Modalanalyse bygg 1, periode og masseforhold
Tabell 14 -	Modalanalyse bygg 1, sum av masseforhold
Tabell 15 -	Globale krefter bygg 1, tilfelle Steel
Tabell 16 -	Globale krefter bygg 1, tilfelle E
Tabell 17 -	Globale krefter bygg 1, tilfelle E-G
Tabell 18 -	Globale krefter bygg 1, tilfelle E-G-Cross
Tabell 19 -	Skivekrefter bygg 1, tilfelle Steel
Tabell 20 -	Skivekrefter bygg 1, tilfelle E
Tabell 21 -	Skivekrefter bygg 1, tilfelle E-G
Tabell 22 -	Skivekrefter bygg 1, tilfelle E-G-Cross
Tabell 23 -	Modalanalyse bygg 2,periode og masseforhold
Tabell 24 -	Modalanalyse bygg 2, sum av masseforhold
Tabell 25 -	Globale krefter bygg 2, Lett-Tak
Tabell 26 -	Globale krefter bygg 2, betongtak
Tabell 27 -	Skivekrefter bygg 2, Lett-Tak
Tabell 28 -	Skivekrefter bygg 2, betongtak
Tabell 29 -	Modalanalyse bygg 3,periode og masseforhold
Tabell 30 -	Modalanalyse bygg 3, sum av masseforhold
Tabell 31 -	Globale krefter bygg 3, Lett-Tak
Tabell 32 -	Globale krefter bygg 3, betongtak
Tabell 33 -	Skivekrefter bygg 3, Lett-Tak
Tabell 34 -	Skivekrefter bygg 3, betongtak

## Figurliste

- Figur 1* - Undergrupper av mekanikk
- Figur 2* - Modeller utsatt for dynamisk last
- Figur 3* - Masse – dempe - fjærsystem
- Figur 4* - Bygg idealisert som et masse-dempe-fjærsystem
- Figur 5* - D’Alemberts prinsipp
- Figur 6* - Fjærstivhet sin sammenheng med kraft og forskyvning
- Figur 7* - Fjærer i seriekobling og parallellkobling
- Figur 8* - Svingningsgraf med forskjellig grad av demping
- Figur 9* - Tacoma bridge i svingninger
- Figur 10* - Tacoma bridge som kollapser
- Figur 11* - Svingningsgraf; respons av formel 31
- Figur 12* - Dempingseffekt på egenfrekvensen
- Figur 13* - Logaritmiske dekrement
- Figur 14* - Et system utsatt for jordskjelv
- Figur 15* - Data fra El Centro jordskjelv i California
- Figur 16* - Trepertssamarbeidet responspekter
- Figur 17* - Måleskala til trepartssamarbeidet responspekter
- Figur 18* - Pseudo akselerasjonsspekter fra EL Centro
- Figur 19* - Idealisert responspekter fra El Centro
- Figur 20* - Designspekter
- Figur 21* - Jordskjelv terminologi
- Figur 22* - Forkastningstyper
- Figur 23* - Modifisert Mercalli skala
- Figur 24* - Kart av tektoniske plater
- Figur 25* - Jordskjelv i Norge
- Figur 26* - Regularitet bestemmelser
- Figur 27* - Elastisk responspekter
- Figur 28* - Tverrkraftmetoden
- Figur 29* - Ikke bærende bygningsdeler; Gasstanker
- Figur 30* - Ikke bærende bygningsdeler; Vindussprekking
- Figur 31* - Skive i trebaserte plater
- Figur 32* - Skivevirkning i bygg
- Figur 33* - Horisontal skive idealisert i et masse- og fjærsystem
- Figur 34* - Stiv skive
- Figur 35* - Torsjonsforskyvning av en stiv skive
- Figur 36* - Kraft og deformasjonskurve av ulike forbindere
- Figur 37* - Glidning av stavforbinder
- Figur 38* - Lett-Tak element
- Figur 39* - Krefter i et Lett-Tak element
- Figur 40* - Globalt og lokalt aksesystem i SAP2000
- Figur 41* - Meshing modeller
- Figur 42* - Bilde og kartanvisning av Bygg 1
- Figur 43* - Modelleringsmodell
- Figur 44* - Meshing av skiver
- Figur 45* - Avstivningskryss i bygg
- Figur 46* - Områdelast på tak
- Figur 47* - Responsspekter for modellert bygg
- Figur 48* - Skjærstrøm i takskive, tilfelle Steel, bygg 1
- Figur 49* - Skjærstrøm i takskive, tilfelle E, bygg 1
- Figur 50* - Skjærstrøm i takskive, tilfelle E-G, bygg 1
- Figur 51* - Skjærstrøm i takskive, tilfelle E-G-Cross, bygg 1
- Figur 52* - Romlig modell og plantegning av bygg 2
- Figur 53* - Meshing av skiver i bygg 2
- Figur 54* - Skjærstrøm i takskive, Lett-Tak, bygg 2
- Figur 55* - Snitt av takskive med Lett-Tak, bygg 2
- Figur 56* - Kryss 1 med aksialkrefter, bygg 2
- Figur 57* - Skjærstrøm i takskive, betongtak, bygg 2
- Figur 58* - Snitt av takskive av betong, bygg 2
- Figur 59* - Romlig modell og plantegning av bygg 3
- Figur 60* - Skjærstrøm i takskive, Lett-Tak, bygg 3
- Figur 61* - Snitt av takskive med Lett-Tak, bygg 3
- Figur 62* - Skjærstrøm i takskive, betongtak, bygg 3
- Figur 63* - Snitt av takskive av betong, bygg 3

# Del I - Innledning

## 1 Innledning

### 1.1 Bakgrunn

Jordskjelvprosjektering er fremdeles ukjent og usikkert for mange av dagens ingeniører, til tross for at Standard Norge i 2008 ga ut eget regelverk; Eurokode 8 for prosjektering med hensyn til seismiske laster. Dette regelverk er gjeldende på lik linje som andre Eurokode-standarder slik det står beskrevet i byggt teknisk forskrift TEK 10, § 10-2. Det er derfor god grunn til å forstå og tilegne seg kunnskap om dimensjonering for seismiske laster.

Det finnes unntaksregler mot å følge Eurokode 8, men hvis konstruksjonen ikke innfrir unntaksreglene er det påkrevet med en seismisk analyse. I motsetning til andre laster som i de fleste tilfeller er en statisk last er jordskjelvlaster en dynamisk last. Ved jordskjelv skal flere faktorer tas hensyn til slik som treghetskrefter, demping, stivhet, grunnforhold, duktilitet m.m.. Kort fortalt blir jordskjelvlaster omtalt som dimensjonerende grunnakselerasjon, påvirket av byggets egenskaper. Med andre ord kan konstruktøren påvirke konstruksjonens seismiske respons ved å bestemme konstruksjonens geometri og stivhet.

For å fordele horisontale jordskjelvkrefter og sikre stabiliteten er det i NS-EN 1998-1+NA punkt 4.3.1(3) og (4) spesifisert at det bør brukes horisontale skiver til fordeling av kreftene. Det blir da nødvendig med stivhetsberegning av systemet for å finne egensvingning/egenperiode til konstruksjonen. Fastsetting av horisontale skivers stivhet kan være vanskelig å forutsi i de tilfeller hvor skiven ikke anses å være "helt stiv". Spesielt når det er fleksible skiver som er sammensatt av plater og forbindere. Tanken med å "overdimensjonere" for å være på sikker side vil ikke nødvendigvis få samme utfall som for statiske laster. Fordi en høy kapasitet ofte vil skape høyere stivhet i bygget og igjen påvirke responsen ved jordskjelv. Stivhet, demping og masse er faktorer for byggets respons av jordskjelvet. Det blir derfor viktig å fastsette realistisk verdier til disse faktorene. Ofte er det enkelt å regulere stivheten til det stabiliserende system. I denne oppgaven vil det sees nærmere på fastsetting og modellering av takskivens stivhet, med hovedfokus på takskiver sammensatt av Lett-Tak elementer.

Ideen for oppgaven er fra amanuensis Nils Ivar Bovim ved UMB avdeling IMT, etter inspirasjon og forespørsel fra Lett-Tak leverandøren, rådgivende ingeniører og deres erfaringer.

### 1.2 Problemstilling

Undersøke og dokumentere innflytelsen av stivheten til det stabiliserende system utsatt for seismiske laster. Hovedvekt legges på takskiver basert på Lett-Tak elementer og konstruksjoner med tilsvarende skivestivheter.

### **1.3 Oppbygging av oppgaven**

Oppgaven tar først for seg en teorigdel hvor dynamikk og svingeligninger for et system blir utledet. Dynamikken og svingeligninger blir videre koblet til jordskjelvkrefter og responsen til en konstruksjon som blir utsatt for et jordskjelv. Det vil gis en kort innføring i seismologi før regelverket NS-EN 1998-1+NA blir belyst med hovedvekt på generell del. Til slutt i teorikapitlet omtales skiver, forbindere og Lett-Tak elementer.

I metodedelen presenteres beregningsprogram, forutsetninger for analyser og resultater. Resultatdel legger frem modalanalyse, globale krefter og skivekrefter for de ulike modelleringstilfellene i de tre forskjellige byggene. Videre følger diskusjons- og konklusjonsdel med omtale rundt byggets respons og krefter knyttet til stivhet. Basert på resultater og diskusjon sammenfattes det en konklusjon.

### **1.4 Avgrensning**

Oppgaven fremhever skivevirkning ved jordskjelv og er derfor begrenset til bygg med skivekonstruksjon brukt til horisontal avstivning. Byggene er forutsatt viskøs demping, da dette egner seg godt til systemer der dempingen er lav. Denne metoden blir ofte brukt til estimering av demping i konstruksjoner og er enkel å presentere matematisk.

På grunn av tidsmessige årsaker er det er kun belyst én fullstendig seismisk analyse (Bygg1) etter Eurokode 8 og to forenklete analyser (bygg 2 og 3) uten kombinasjonregler fra Eurokode 8. Alle beregninger er lineært elastiske og gjennomført med modal responspektrumanalyse i duktilitetsklasse DCL. Analysene er bevisst avgrenset til to etasjers bygg, fordi erfaringer tilsier at det ofte er lave stive bygg som blir dimensjonerende for jordskjelv. Høye bygg blir ofte dimensjonerende for vindkrefter.

## Del II - Teori

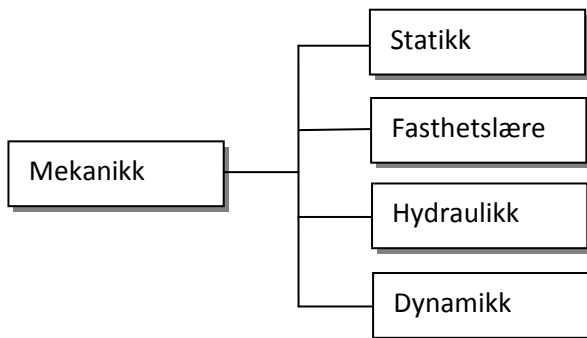
### 2 Dynamikk

Dynamikk og vibrasjoner kan være viktige parametere i byggtknisk sammenheng. I motsetning til musikkverdenen hvor bølger og vibrasjoner utnyttes og forsterkes, er det i byggtknisk sammenheng vanligvis et mål å redusere vibrasjoner og virkningene av disse. I dette kapitlet gis det en innføring i dynamikk og svingningslære. Det utledes en generell svingeligning for et underdempet én-frihetsgradsystem som kan brukes for seismiske analyser for konstruksjoner. Kapittel 2 er basert på boken til (1) *Anil K. Caphora, Dynamics of structures* hvis ikke annet er spesifisert.

#### 2.1 Generelt

Mekanikken kan deles i flere undergrupper, hvorav en er dynamikk. Dynamikken skiller seg fra statikken ved at den tar for seg laster som varierer med tiden, og ikke statiske laster (gravitasjonslast). Dynamikken behandles ikke bare innen faststoffmekanikken, men også innen andre områder som væsker (hydrodynamikk), gasser (aerodynamikk), varme (termodynamikk) og elektrisitet (elektrodynamikk). I denne oppgaven er det benyttet klassisk dynamikk som er gjeldende på faste stoffer. Dynamikken brukes her til å finne vibrasjoner og oppførsel til et idealisert system når det blir utsatt for en last som varierer med tiden. Et praktisk eksempel kan være et bygg utsatt for jordskjelv.

*”Dynamikk: Den del av mekanikken som behandler sammenhengen mellom gjenstanders bevegelse og de krefter som virker på gjenstanden.” Det store norske leksikon, 24.01.12.*



**Figur 1:** Undergrupper av mekanikk.

Dynamikken kan uttrykke responsen til et system utsatt for dynamiske laster. Responsen er avhengig av flere faktorer som settes sammen i en differensialligning. Første del av dynamikkligningen er kjent fra statikken der stavendekraften ( $s$ ) er lik produktet av stivhet ( $k$ ) og forskyvning ( $u$ ).

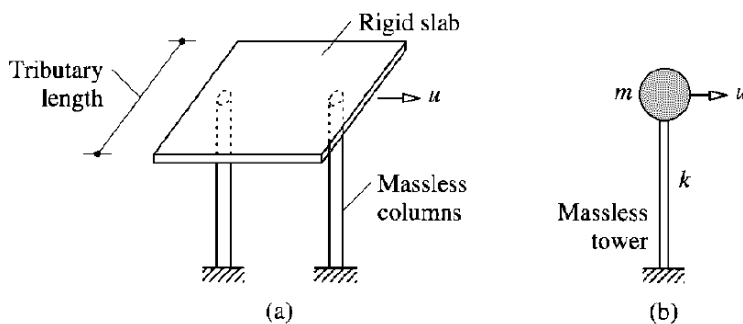
$$s = k \cdot u \tag{1}$$



Formel 1 finner vi igjen i dynamikken, men sammensatt med flere faktorer. Grunnlaget legges ved Newtons 2. lov. Loven sier at summen av ytre krefter på systemet er lik produktet av massen ( $m$ ) og akselerasjonen ( $a$ ) til systemet. Er systemet utsatt for demping, kan dette uttrykkes med en dempingskoeffisient ( $c$ ) og forskyvning ( $u$ ). Disse tre bidragene; massetregghet, demping og stivhet kan settes sammen til en andreordens differensialligning som senere i dette kapitlet vil bli utledet:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2)$$

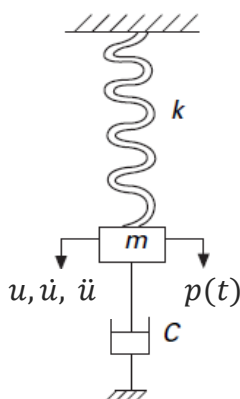
Et bygg blir ofte fremstilt som et system med en masse ( $m$ ), dempingskoeffisient ( $c$ ) og stivhet ( $k$ ) som utsettes for en ytre belastning  $p(t)$ . Blir bygget forenklet enda mer med en samlet/konsentrert masse i et masseløst bæresystem, kan det sammenlignes med en fast innspent stav med stivhet ( $k$ ) og samlet masse ( $m$ ) i toppen. Figurene nedenfor viser sammenligning.



**Figur 2:** Forenklet modell av (a) et bygg og (b) et vanntårn med dynamisk last uten demping.  
Kilde: (1) Anil K. Caphora, Dynamics of structures, kapittel 1.1.

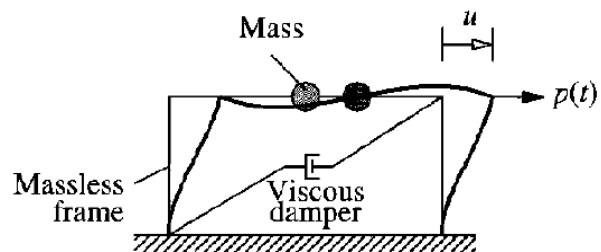
## 2.2 Masse-dempe-fjær system

Modellering av ligning (2) gjøres ofte i et masse-dempe-fjærssystem, se figur 3. Massen ( $m$ ), er en konsentrert masse med en forskyvning ( $u$ ). Fjæren representerer stivheten ( $k$ ), og har ingen eller liten masse i forhold til den konsentrerte masse. Dempingen ( $c$ ) er modellert lik en mekanisk viskøs demper som alltid virker motsatt rettet av forskyvningen. Det samme systemet kan overføres til et enkelt bygg vist i figur 4.



**Figur 3:** Et masse-, dempe-, fjærssystem utsatt for en last  $p(t)$ . Dette gir en forskyvning ( $u$ ), hastighet ( $\dot{u}$ ) og akselerasjon ( $\ddot{u}$ ).

Kilde: (2) Rajasekaran, S. Structural dynamics of earthquake engineering. Kapittel 4.6.



**Figur 4:** Masse-, dempe-, fjærssystem idealisert som et enkelt bygg.

Kilde: (1) Chopra, Anil K. Dynamics of structures: kapittel 1.2.

## 2.3 Viktige parametere i dynamikken

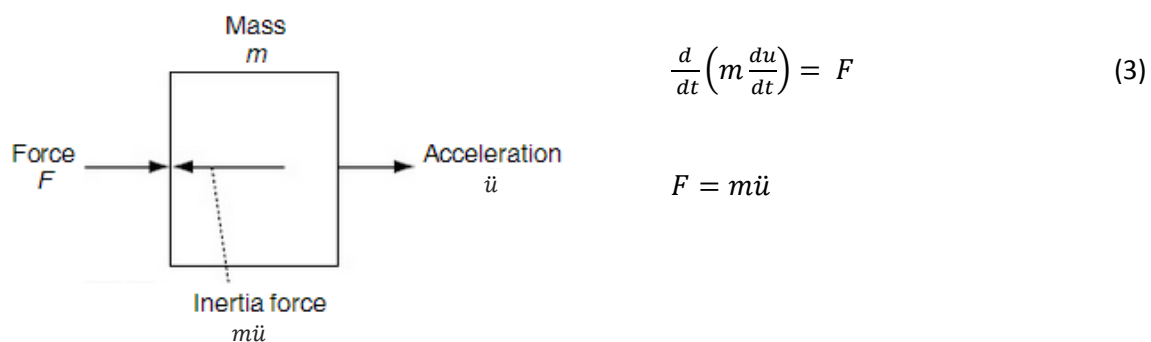
### 2.3.1 Virtuell forskyvning

En virtuell forskyvning ( $u$ ) blir en tenkt forskyvning som opptrer på systemet. Den forekommer på grunn av den ytre last ( $p$ ). Ved hjelp av Hooks lov og en betraktning om at systemet er i ro, kan vi finne likevekt og opptredende krefter. Dette forutsetter null arbeid i systemet og at bygningsmaterialene oppfører seg lineært elastisk ved små forskyvninger. Prinsippet er kjent fra statikken og gir oss formel 1. Det forutsettes at leser er kjent med sammenhengen fra statikken.

[ (3) Humar, Jagmohan L. Dynamics of Structures, kapittel 2.6]

### 2.3.2 D'Alembert prinsipp; Masse og treghet

Når en ytre kraft,  $F$ , virker på et legeme vil det virke en treghetskraft avhengig av massen,  $m$ , og akselerasjonen ( $\ddot{u}$ ) til systemet. Ytre kraft og treghetskraft er motsatt rettet. Dette er beskrivelsen av Newtons 2.lov, hvor ytre kraft er lik produktet av en konstant masse og dens akselerasjon:



**Figur 5:** Viser D'Alembert prinsipp ved at ytre kraft og treghetskraft må være motsatt rettet.

Kilde: (4)Thorby, Douglas. Structural Dynamics and Vibration in Practice; kapittel 1.4.1

[ (3) Humar, Jagmohan L. Dynamics of Structures, kapittel 2.2], [ (2) Rajasekaran, S. Structural dynamics of earthquake engineering, kapittel 2.9]

### 2.3.3 Periode

En periode,  $T$ , er tiden det tar for én svingning å bli fullført. Perioden er en positiv tidsenhet, ofte målt i sekund. Etter én periode vil svingningen påbegynne en ny svingning hvis den ikke blir hindret. Forholdet av én svingning ( $2\pi$ ) oppgitt i radianer og frekvensen ( $\omega$ ) gir oss perioden til svingningen.

[ (5)Lars Damkilde, "Introduksjon til dynamikk"]

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad [\text{s}] \quad (4)$$

### 2.3.4 Frekvens

Frekvensen,  $f$ , til en svingning er antall sykluser per tidsenhet. Sammen med perioden forteller frekvensen hastigheten på svingning(e). Frekvensen uttrykkes som invers av perioden eller forholdet mellom egenfrekvens og en runde,  $2\pi$ . Enheten til frekvens er Hertz (Hz) og er det samme som  $s^{-1}$ . [ (6)[http://snl.no/frekvens/teknikk%2C\\_fysikk](http://snl.no/frekvens/teknikk%2C_fysikk)], [ (5)Lars Damkilde, "Introduksjon til dynamikk"]

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}} \quad [Hz] \quad (5)$$

### 2.3.5 Egenfrekvens

Egenfrekvens er den frekvensen systemet vil svinge når den er blitt utsatt for en vibrasjon uten dempi. Egenfrekvensen er avhengig av massen og stivheten til systemet. Stivheten ønsker systemet tilbake til sin opprinnelige form og motvirker svingebevegelesene, og massen påvirker egenfrekvensen med treghtetskrefter. Egenfrekvensen er en viktig parameter ved resonanseffekter, se resonans i avsnitt 2.3.9. [ (6)<http://snl.no/egenfrekvens>], [ (5)Lars Damkilde, "Introduksjon til dynamikk"]

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad [rad/s] \quad (6)$$

### 2.3.6 Stivhet

Stivheten gjenspeiler hvor fastholdt systemet er mot forskyvninger. Den er avhengig av material, innfestning og geometri. Stivhet,  $k$ , kan finnes ved hjelp av enkle statiske beregninger basert på formel 1 med forskyvning og kraft. Ved bruk av lineær elastiske beregninger og materialer/stoffer er Hookes lov gyldig. Fra Hookes lov kan vi uttrykke lineær stivhet:

$$\sigma = E\varepsilon = E \frac{\Delta l}{l} \quad (7)$$

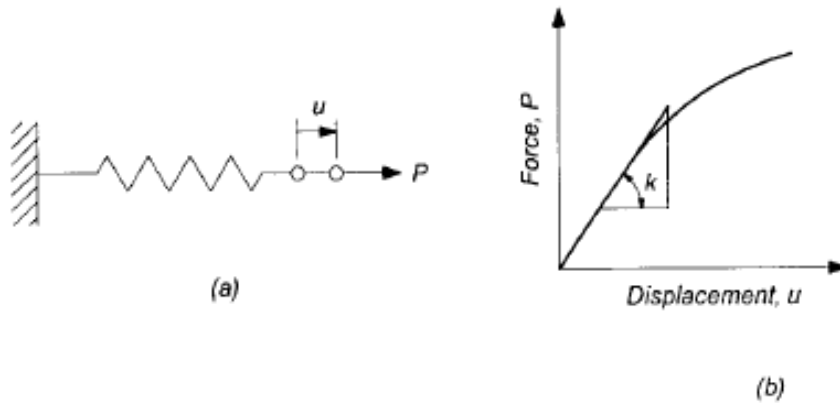
$$\frac{F}{A} = E \frac{\Delta l}{l}$$

Hvis vi multipliserer med A på begge sider, blir det likhet med formel 1. Vi kan definere stivheten,  $k$ , med E-modul, areal og lengde.

$$F = \frac{EA}{l} \Delta l \quad \rightarrow \quad S = k u$$

$$k = \frac{EA}{l} \quad [N/m] \quad (8)$$

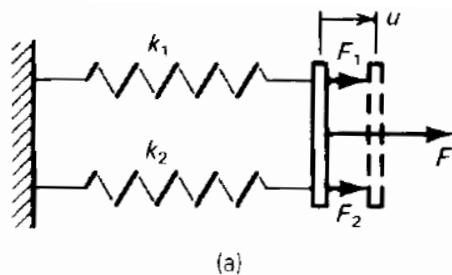
I et masse-demp-fjærssystem blir stivheten kalt fjærstivhet, og uttrykker stivheten til fjæren. Fjærkraften er produktet av fjærstivhet og forskyvning, se figur 6.



**Figur 6:** a) Viser en fjær påført en last  $P$  og en forskyvning  $u$ .  
 b) Den lineære sammenheng mellom kraft, forskyvning og stivhet.  
 Kilde: (3)Humar, Jagmohan L. Dynamics of Structures, kapittel 2.4.

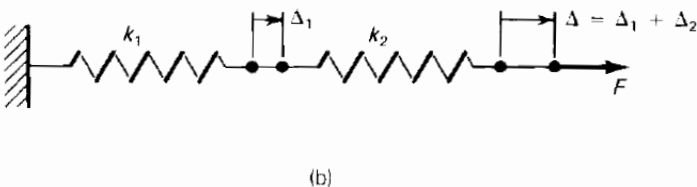
I sammensatte systemer, som for eksempel en bygning, er det ofte flere stivhetsbidrag fra flere elementer. Vi kan ved hjelp av to formler finne samlet stivhet når en ekvivalent kraft,  $F$ , virker på systemet. Geometri og samvirke av elementene bestemmer hvilken formel som benyttes. Vi deler inn i to enkle modeller, stivheter satt sammen i serie- eller parallellkobling.

[ (3) Humar, Jagmohan L. Dynamics of Structures, kapittel 2.4]



Stivhet i et seriekoblet system:  

$$k = \frac{F}{u} = k_1 + k_2 \quad (9)$$



Stivhet i et parallellkoblet system:  

$$k = \frac{F}{\Delta} = \frac{1}{1/k_1 + 1/k_2} = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (10)$$

**Figur 7:** a) Fjærer i seriekobling. b) Fjærer i parallellkobling.  
 Kilde: (3)Humar, Jagmohan L. Dynamics of Structures, kapittel 2.4.

### 2.3.7 Dempingsmodeller

De fleste svingninger vil med tiden få redusert amplitude. Dette kalles demping. Et system uten demping, altså kun fjærstivhet og masse, vil ha konstant energi der energien er sammensatt av potensiell og kinetisk energi. Et slikt system vil svinge uendelig lenge med lik amplitude fordi det ikke opptrer motkrefter. Slike systemer er ikke realistiske for bygg/konstruksjoner og det brukes derfor dempede systemer i slike tilfeller. I et dempet system vil energien omformes og avta med tiden på grunn av motkrefter i form av demping. Dempingskonstanten,  $c$ , kan i motsetning til masse og stivhet ikke defineres matematisk fordi den er avhengig av mange faktorer vi i dag ikke har fullstendig oversikt over. Dempingen er kompleks og vanskelig å forutsi nøyaktig. Det opereres derfor med et dempingsforhold (vist i formel 13), basert på amplitudereduksjon. Da kan dempingen måles uten og direkte vite hvor energien omformes. Eksempler på dempingsbidrag er vindmotstand, friksjon, varme, lyd, magnetisme og absorpsjon i materialene. Demping i bygg avhenger hovedsakelig av materialvalg og innfestning. For eksempel har viskoelastiske materialer som trevirke og mange plasttyper høy absorpsjon av energi. Dermed gir viskoelastiske materialer høyere demping sammenlignet med stive og harde materialer.

Det finnes ulike modeller for å idealisere demping:

- Viskøs demping (lineær metode)
- Hysteri/Material demping (lineær metode)
- Coulomb demping – fra bevegelser som skaper friksjon (ikke-lineær metode)
- Square-law demping – finnes ved hjelp av hydraulikk målinger (ikke-lineær metode)

[ (3) Humar, Jagmohan L. Dynamics of Structures, kapittel 2.5] [ (2) Rajasekaran, S. Structural dynamics of earthquake engineering, kapittel 3.2]

### 2.3.8 Viskøs demping

Viskøs demping er en mekanisk demper med en dempingskonstant,  $c$ . Den egner seg godt til å beregne demping i et mekanisk system hvor dempingen er liten. Prinsippet kan sammenlignes med demping i luft i form av luftmotstand eller dempingen i en væske, derav navnet viskøs demping. Metoden er lineær og dempingskraften,  $F_D$ , er proporsjonal med hastigheten,  $\dot{u}$ , som varierer med tiden,  $t$ . Dempingskraften vil alltid virke motsatt rettet av bevegelsen til systemet.

$$F_D = c\dot{u} \quad (11)$$

Som nevnt i avsnitt 2.3.7 er det vanskelig å estimere dempingskonstanten,  $c$ , grunnet bidrag fra faktorer vi ikke har fullstendig oversikt over. For å kunne løse svingeligningen (formel 2) uten å direkte definere dempingskonstanten, innføres det to nye parametere kalt kritisk demping( $c_{cr}$ ) og dempingsforholdet ( $\xi$ ).

$$c_{cr} = 2m\omega = 2m\sqrt{\frac{k}{m}} \quad (12)$$

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2m\omega} = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad (13)$$

Dempingsforholdet forteller hvor mye systemet er dempet, og er gitt i forhold til den kritiske demping,  $c_{cr}$ . Den kritiske demping er den demping som gir systemet null vibrasjoner, men går tilbake til opprinnelig posisjon, se figur 8. Dempingsforholdene er beskrevet nærmere nedenfor.

Det deles ofte inn i tre ulike dempingsforhold:

**Overdempet;**  $\xi > 1$

Et system med en påført forskyvning eller kraft som ikke gir noen vibrasjon, men går tilbake til likevektsposisjon. Tiden for å komme i likevektsposisjon er lengre sammenlignet med et kritisk dempet system.

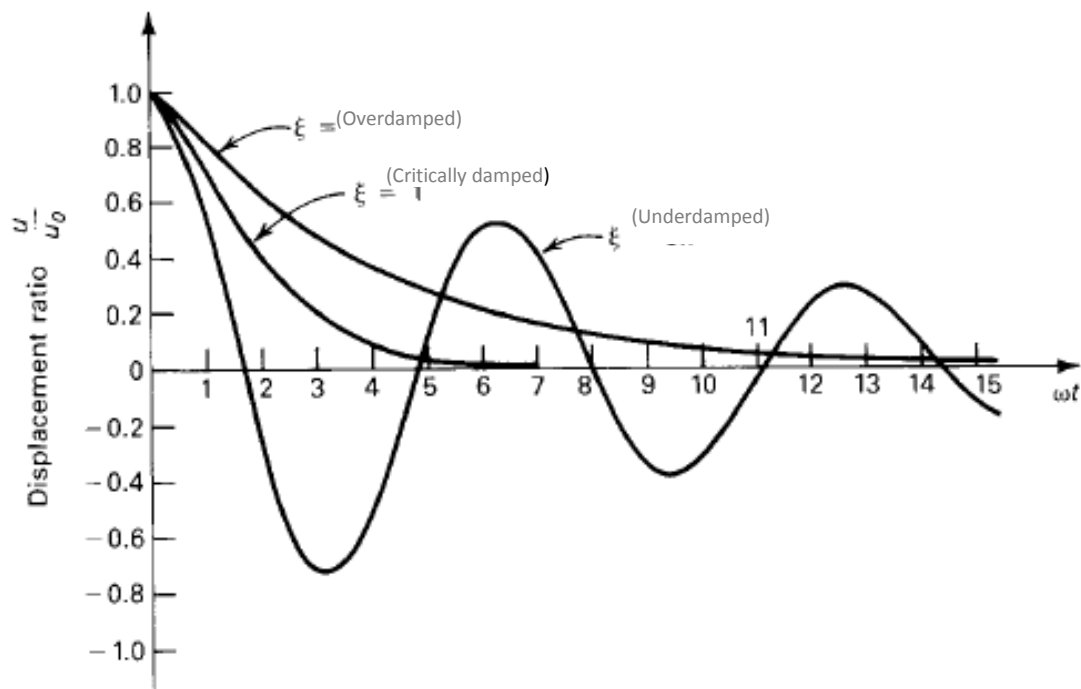
**Kritisk dempet;**  $\xi = 1$

Et system med en påført forskyvning eller kraft som ikke gir noen vibrasjon, men går direkte tilbake til likevektsposisjon.

**Underdempet;**  $0 < \xi < 1$

Et system med en påført forskyvning eller kraft som gir vibrasjoner om likevektsposisjonen. Amplituden avtar med tiden.

[ (2) Rajasekaran, S. *Structural dynamics of earthquake engineering*, kapittel 3.2], [ (3)Humar, Jagmohan L. *Dynamics of Structures*, kapittel 5.3]



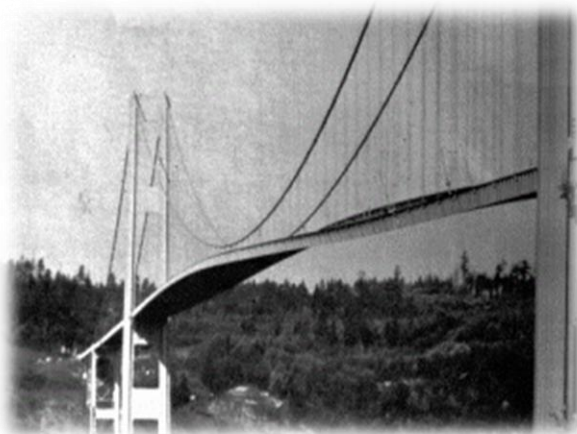
**Figur 8:** Svingningsgrafer av fri-vibrasjon og med forskjellig grad av demping.

Kilde: (3)Humar, Jagmohan L. *Dynamics of Structures*, kapittel 5.3.5

### 2.3.9 Resonans

Fenomenet resonans oppstår når et system med en gitt egenfrekvens, blir påført en periodisk kraft med lik eller nærliggende frekvens. Systemet vil da ta opp energien fra den ytre kraft og forsterke egne svingebevegelser. Amplituden øker og svingningene kan bli så store at det er i stand til å ødelegge systemet/konstruksjonen. Resonansen er altså avhengig av systemets egenfrekvens og frekvensen til den periodiske last. I byggt teknisk sammenheng er det ofte vanskelig å påvirke ytre last, men egenfrekvensen er mulig å forandre ved endring av masse, stivhet eller demping. Massen kan reguleres med materialvalg og dimensjoner, mens stivhet er avhengig av materialstivhet, innspenning og geometri. I tillegg er det mulig å forandre egenfrekvensen ved å tilføye kraftig demping.

Et godt eksempel resonans er et barn i en huske hvor en person står bak og gir fart. Gir personen fart på riktig tidspunkt vil farten til husken øke, og det oppstår en resonanseffekt. Et annet eksempel er Tacoma Narrows Bridge som ble utsatt for vind med en frekvens nær broen sin egenfrekvens. Det førte til kraftig resonans og sammenbrudd av broen. Se figur 9 og 10.



**Figur 9:** Tacoma Bridge med svingninger fra vinden som skaper resonans. (Kilde: <http://mvscu.blog.com/>)



**Figur 10:** Tacoma Bridge kollapse etter resonans fra vinden. (Kilde: <http://mvscu.blog.com/>)

Resonans-effekter kan oppstå ved jordskjelv når horisontale krefter fra grunnen overføres til konstruksjonen. Dette blir tatt hensyn til ved dimensjonering ved det dimensjonerende responsspekteret hvor vi finner horisontal kraft på bygget. Responsspekteret er avhengig av konstruksjonens egenfrekvens og dempingsforhold. Dimensjonerende responsspekter er beskrevet i avsnitt 2.5.7.

[ (2) Rajasekaran, S. *Structural dynamics of earthquake engineering*, kapittel 4.3], [ (6)<http://snl.no/resonans>]

## 2.4 Én-frihetsgradssystem (SDOF-system)

I dette avsnittet blir det fokusert på idealiserte én-frihetsgradssystem (Single degree of freedom system) med hovedvekt på underdempede systemer. Utledningene og formler er basert på Anil K. Chopra (1) og Jagmohan L. Humar (3) hvis ikke annet er spesifisert.

### 2.4.1 Idealisering av et viskøst dempet SDOF-system

Med én frihetsgrad menes et system som kan forskyve seg i én retning,  $u$ . I en konstruksjon vil denne forskyvningen være avhengig av fire ulike faktorer:

- Tregheitskraft av massen;  $m\ddot{u}$
- Dempingskraft;  $c\dot{u}$
- Stivhetskraft;  $ku$
- Ytre kraft;  $p(t)$

Basert på disse fire faktorene defineres den generelle svingeligning for et system (formel 14) og kan visualiseres med et masse- fjær- dempesystem (figur 3).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (14)$$

For å løse svingeligningen antar vi at systemet er ubelastet, altså ingen ytre kraft,  $p(t)$ . Da får vi en lineær, homogen, 2.ordens differensialligning.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (15)$$

Løsningen for lineære homogene 2.ordens differensialligninger og da også formel 15 er:

$$u = Ce^{st} \quad (16)$$

Ved hjelp av grunnleggende fysikk kan vi med derivasjon finne uttrykket for hastighet ( $\dot{u}$ ) og akselerasjon( $\ddot{u}$ )

$$\dot{u} = sCe^{st} \quad (17)$$

$$\ddot{u} = s^2Ce^{st} \quad (18)$$

Vi substituerer disse inn i formel 15 og får,

$$ms^2Ce^{st} + csCe^{st} + kCe^{st} = 0 \quad (19)$$

Vi ønsker å finne den karakteristiske ligningen og dividerer formel 19 med  $Ce^{st}$ . Dette blir gjort fordi  $\neq 0$ , og  $e^{st}$  aldri kan bli null. De andre leddene må resultere i likevekt, altså sum lik null.

$$ms^2 + cs + k = 0 \quad (20)$$



Løsning av denne finnes ved hjelp av den generelle formel for 2.ordens differensialligninger, også kalt den kvadratiske ligning. Vi får da:

$$s_1, s_2 = -\frac{c}{2m} \pm \frac{1}{2m} \sqrt{c^2 - 4mk} \quad (21)$$

$$= -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}}$$

For å forenkle uttrykket substituerer vi inn dempingsforholdet,  $\xi$  (formel 13), og egenfrekvensen,  $\omega$  (formel 6) inn i formel 21.

$$s_1, s_2 = -\xi \pm \omega \sqrt{\xi^2 - 1} \quad (22)$$

Løsningen for  $u$  ser vi fra formel 16 blir  $u = C e^{st}$ , men nå har vi to røtter  $s_1$  og  $s_2$ . Den generelle løsningen får vi ved å kombinere  $s_1$  og  $s_2$ .

$$u = C_1 e^{s_1 t} + C_2 e^{s_2 t} \quad (23)$$

Røttene i formel 21 kan være reelle eller komplekse. Dette avhenger av variablene inne i rottegnet, altså  $\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}$  som er substituert og forenklet til  $\xi^2 - 1$ . Løsningene bestemmes da av dempingsforholdet.

$\xi > 1$ ;	$C > C_{cr}$ , Overdempet	$\rightarrow s = 2$ reelle røtter
$\xi = 1$ ;	$C = C_{cr}$ , Kritisk dempet	$\rightarrow s = 1$ reell rot (negativ)
$\xi < 1$ ;	$C < C_{cr}$ , Underdempet	$\rightarrow s = 2$ komplekse røtter

Bygg og konstruksjoner vil i de aller fleste tilfeller bli kategorisert som et underdempet system. Det vil i denne oppgaven derfor kun bli beskrevet løsningen for underdempede systemer, der de to mulige røttene er komplekse.

#### 2.4.2 Løsning for underdempet system

For et underdempet system er det to komplekse røtter gitt av ligning 22. Komplekse røtter gir behovet for å innføre en imaginær enhet,  $i$ .

$$i = \sqrt{-1} \quad (24)$$

De to komplekse røttene blir da:

$$s_1, s_2 = -\zeta\omega \pm i\omega\sqrt{1 - \zeta^2} \quad (25)$$

Ved å innføre en dempet egenfrekvens,  $\omega_D$ , kan vi forenkle røttene (formel 25).

$$\omega_D = \omega\sqrt{1 - \zeta^2} \quad (26)$$

$$s_1, s_2 = -\zeta\omega \pm i\omega_D \quad (27)$$

De to røttene (formel 25) substitueres til en generell løsning i etter formel 23.

$$u = e^{-\zeta\omega t} (C_1 e^{i\omega_D t} + C_2 e^{-i\omega_D t}) \quad (28)$$

Alternativt kan formel 28 ved hjelp av Moivre's teorem uttrykkes slik;

$$u = e^{-\zeta\omega t} (A \sin \omega_D t + B \cos \omega_D t) \quad (28)$$

$$\text{Hvor } A = (C_1 + C_2) \text{ og } B = i(C_1 - C_2)$$

Konstantene A og B kan finnes ved å sette tiden lik null,  $t=0$ , og definere forskyvningen og hastigheten. Altså  $u = u(0)$ ,  $\dot{u} = \dot{u}(0)$ ,  $t = 0$ .

**Finner konstant B**, ved hjelp av  $u = u(0)$ ,

$$u(t = 0) = e^0 (A \sin(0) + B \cos(0)) = 1 \cdot B$$

$$\rightarrow u(0) = B \quad (29)$$

**Finner konstant A**, ved hjelp av  $\dot{u} = \dot{u}(0)$ ,

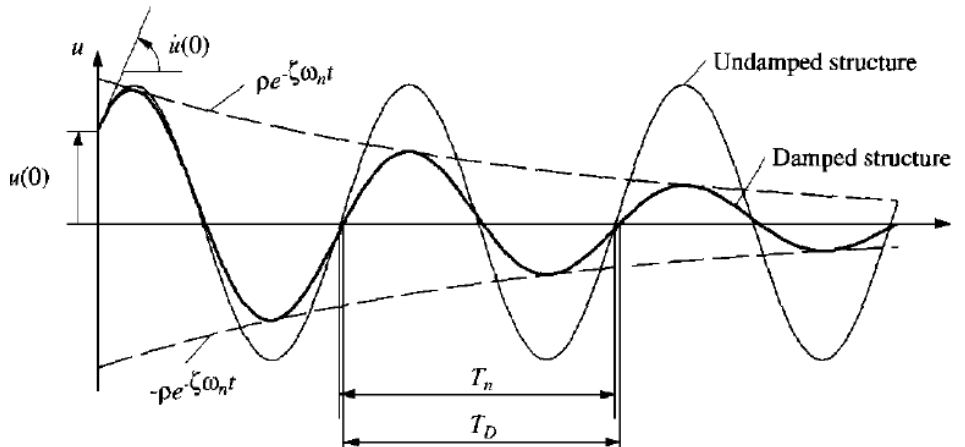
$$\dot{u}(t) = -\zeta\omega e^{-\zeta\omega t} (A \sin \omega_D t + B \cos \omega_D t) + e^{-\zeta\omega t} (A\omega_D \cos \omega_D t - B\omega_D \sin \omega_D t)$$

$$\dot{u}(t = 0) = -\zeta\omega e^0 (A \cdot 0 + B \cdot 1) + e^0 (A\omega_D \cdot 1 - B\omega_D \cdot 0) = -\zeta\omega B + A\omega_D$$

$$\rightarrow A = \frac{\zeta\omega B + \dot{u}_0}{\omega_D} = \frac{\dot{u}_0}{\omega_D} + \frac{\zeta u_0}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (30)$$

Da kan vi skrive uttrykket for et viskøst underdempet system med én frihetsgrad.

$$u(t) = e^{-\zeta\omega t} \left[ u_0 \cos \omega_D t + \left( \frac{\dot{u}_0}{\omega_D} + \frac{\zeta u_0}{\sqrt{1-\zeta^2}} \right) \sin \omega_D t \right] \quad (31)$$

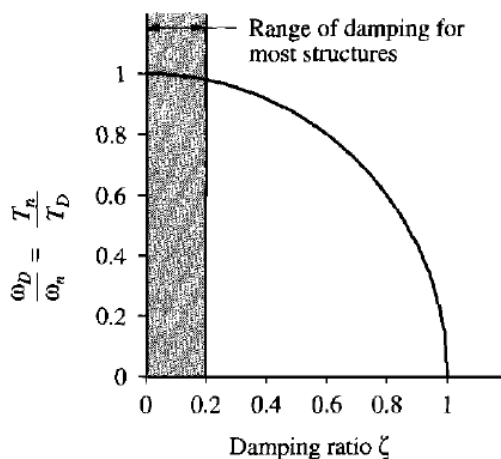


**Figur 11:** Viser svingningsgrafer med og uten demping basert på formel 31.

Kilde: (1)Chopra, Anil K. *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. kapittel 2.2.2.

Som figur 11 antyder vil dempingen påvirke periode og da også egenfrekvensen til systemet. Figuren viser at perioden for et udempet system,  $T_n$ , er lengre enn perioden for et dempet system,  $T_D$ . Dette kommer frem i formel 31 hvor egenfrekvensen er en parameter. Konstruksjoner med lavt dempingsforhold, for eksempel mellom 5-10 %, vil dempingens påvirkning av frekvens og periode være minimal. Den vil i praksis da neglisjeres.

Eksempelvis vil et bygg med 10 % demping, gi en dempet egenfrekvens på  $0,995 \approx 1$  i forhold til den opprinnelige egenfrekvensen (formel 26). Forskjellen er så liten at den i beregninger ofte neglisjeres. Dette er vist grafisk i figur 13. Dempingen er derimot viktig for å forutsi hvor lenge og kraftige vibrasjonene er i systemet. Ved en kraftig demping vil vibrasjonene opphøre raskere sammenlignet med et system med lave demping. Dempingen vil også påvirke amplitudehøyden til svingningene. Høy demping gir reduserer amplitudehøyden og motsatt.



**Figur 12:** Figuren viser dempingen sin effekt på egenfrekvensen.

Kilde: (1)Chopra, Anil K. *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. kapittel 2.2.2.

### 2.4.3 Det logaritmiske dekrement

Det logaritmiske dekrement er et mål på hvor mye oscilleringen i systemet avtar med tiden, altså en annen metode for å måle dempingen. Det vil i systemer med lav demping være vanskelig å måle dempet egenfrekvens,  $\omega_D$ , fordi den ofte ligger tett opptil naturlig egenfrekvens,  $\omega$ . Det vil si  $\omega_D \approx \omega$ . Derfor er det logaritmiske dekrement med sin logaritmiske skala en mer praktisk verdi å bruke ved mål på demping.

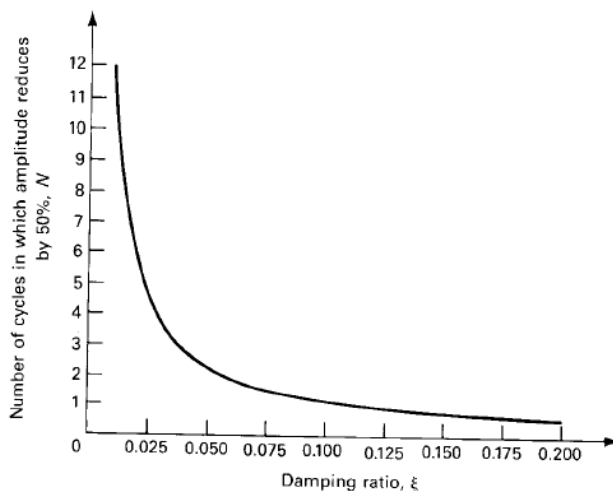
Det logaritmiske dekrement måles av forholdet mellom amplitudehøydene i valgte perioder i en logaritmisk skala.

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \left| \frac{x_1}{x_{n+1}} \right| \quad (32)$$

Dempingsforholdet blir med det logaritmiske dekrement

$$\xi = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}} \approx \frac{\delta}{2\pi} \quad (33)$$

[ (7) Beards, C. F. Structural vibration - Analysis and damping, kapittel 2.2.1.1], [ (3) Humar, Jagmohan L. *Dynamics of Structures*, kapittel 5.3.5]



**Figur 13:** Sammenhengen mellom reduksjon av amplituden og dempingsforholdet.

Kilde: (3) Humar, Jagmohan L. *Dynamics of Structures*, kapittel 5.3.5.

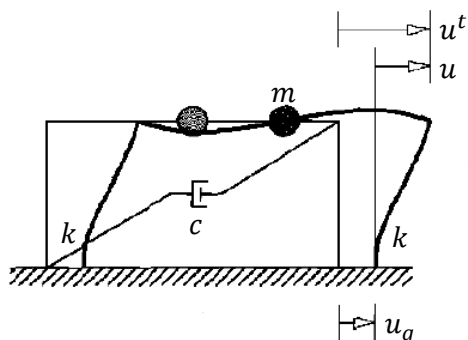
## 2.5 Respons ved seismisk last

I dette kapitlet blir responsspektre definert med seismisk last som påkjenning. Grunnakselerasjon forårsaket av jordskjelv er varierende og kraftig irregulært slik at en analytisk løsning av den dynamiske bevegelsesligningen (formel 14) må utelukkes. Det vil derfor bli vist en numerisk løsning av bevegelsesligningen med lineær sammenheng over hvert tidsintervall. Kapitlet baseres på bøkene til Anil K. Chopra (1) og Jagmohan L. Humar (3) hvis ikke annet er spesifisert.

[ (1) Chopra, Anil K. *Dynamics of structures*, kapitl.6.2], [ (3) Humar, Jagmohan L. *Dynamics of Structures*, kapittel 7.8]

## 2.5.1 Respons funnet med bevegelsesligningen

Den ytre last ved jordskjelv er massen ( $m$ ) ganger akselerasjonen til grunnen ( $\ddot{u}_g$ ). Vi kan da omskrive ytre last i bevegelsesligningen (formel 14) til slik den er skrevet i ligning 34.



$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (34)$$

**Figur 14:** Visualisering av system utsatt for jordskjelv.

Kilde: (1) Chopra, Anil K. Dynamics of structures, kapittel 1.7

Deler vi ligning 34 med massen på begge sider og bidrag fra formel 6 og 13 får vi:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2u = -\ddot{u}_g \quad (35)$$

For å løse ligning 35 brukes en numerisk løsning med hjelp av Duhamels integral. Løsning steg for steg med Duhamels integral kan leses i "Dynamics of structures" av Humar (3). Løsningen blir:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t -m\ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau$$

$-m$  kan plasseres utenfor integralet og forenkler ligningen til

$$u(t) = \frac{-1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (36)$$

Videre deriverer vi ligning 36 for å finne hastighet og akselerasjon til systemet.

$$\dot{u}(t) = -\frac{\xi\omega}{\omega_D} u + \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (37)$$

$$\ddot{u}^t(t) = -2\xi\omega\dot{u}(t) - \omega^2u(t) \quad (38)$$

$$\ddot{u}^t(t) = \ddot{u} + \ddot{u}_g = \text{total akselerasjon (se figur 14)}$$

Da har vi ligninger som forteller responsen til systemet gitt i forskyvning, hastighet og akselerasjon. Disse blir videre brukt til å finne ulike responsspektre basert på maksimale verdier av ligningene.

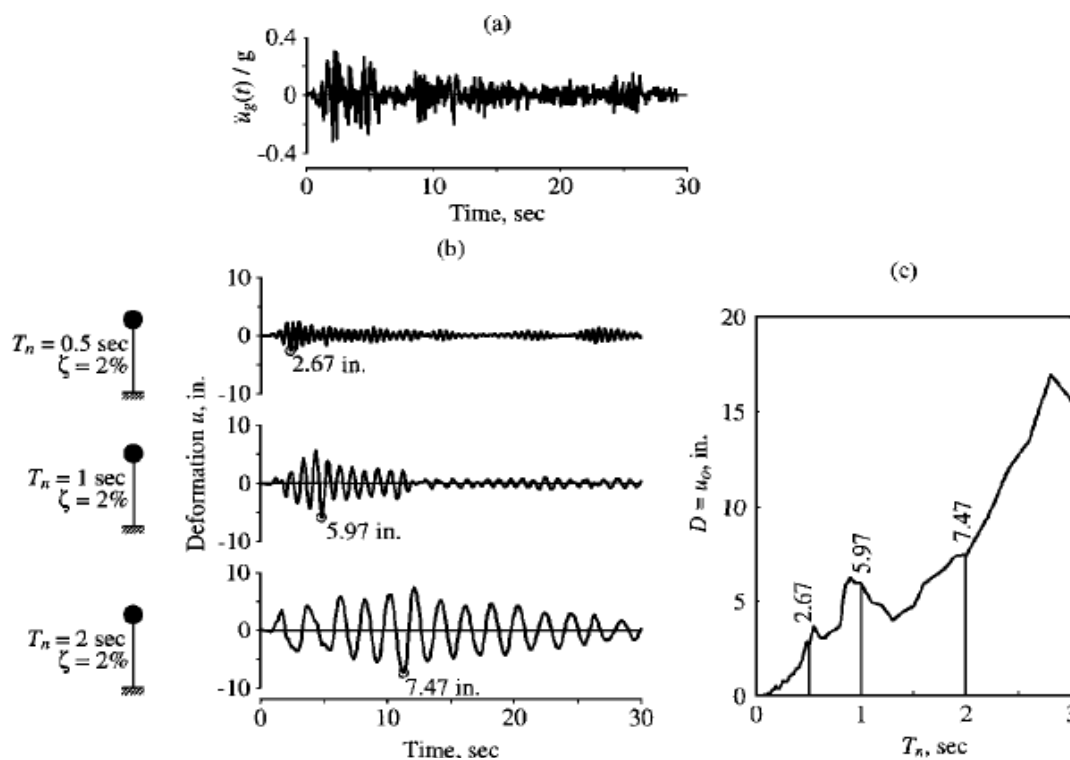
## 2.5.2 Forskyvnings-responspekter

Deformasjonen ( $u$ ) sitt responspekter blir laget ved å bruke maksimumsverdiene av ligning 36 i løpet av tiden. Dette er avhengig av egenfrekvensen og dempingsforholdet til systemet. Vi kan beskrive dette slik

$$u_0(T, \xi) = \max|u(t, T, \xi)|$$

$$\rightarrow S_d(\omega, \xi) = u_{\max}(t, \omega, \xi) \quad (39)$$

Nedenfor er det vist et eksempel hentet fra *Chopra, Anil K. Dynamics of structures (1) kapittel 6.6.1*. Figuren viser hvordan et responspekter for deformasjonen blir resultert grafisk. Den seismiske last (grunnakselerasjon) er hentet fra et jordskjelv i EL Centro, California. Dempingsforholdet til systemet er fastsatt til 2 % som er realistisk for en normal konstruksjon. Perioden varierer mellom tre forskjellige verdier som blir brukt til å finne et responspekter for forskyvning.



**Figur 15:** a) Grunnakselerasjon fra El Centro, California. b) Deformasjonsrespons for tre systemer med ulik egenfrekvens men likt dempingsforhold. c) Deformasjons-responspekter som er basert på maksverdier fra systemene.

Kilde: (1) Chopra, Anil K. *Dynamics of structures*, kapittel 6.6.1

### 2.5.3 Pseudohastighet- respons-spekter

Hastighet kan uttrykkes lik den tidsderivate av forskyvningen. Det er også blitt gjort i ligning 37, men for å lage et respons-spektrum til et underdempet system kalles det pseudohastighet. Pseudo blir ofte brukt i sammenhenger der verdien ikke er eksakt lik eller at verdien uttrykker noe den egentlig ikke er. På samme måte er det med hastigheten her, den er ikke eksakt lik  $\dot{u}(t)$  i ligning 37 på grunn av dempingen. Men den er tilstrekkelig lik i denne sammenheng på grunn av det antas konstruksjoner med liten demping [(1) Chopra, Anil K. *Dynamics of structures, kapittel 6.12*].

Pseudohastigheten sitt respons-spekter ( $S_v$ ) blir da

$$\dot{u}_0(T, \xi) = \max|\dot{u}(t, T, \xi)|$$

$$\rightarrow S_v = \omega S_d \quad (40)$$

Pseudohastigheten sitt respons-spekter blir ofte brukt til energibetraktninger og kan være nyttig ved dimensjonering av konstruksjoner. Energien ( $E_s$ ) basert på stivhet ( $k$ ) og forskyvning ( $u$ ), er:

$$E_s = \frac{1}{2} k u^2 \quad [Joule] \quad (41)$$

Formel 41 kan vi bruke og omformulere

$$E_{s(\max)} = \frac{1}{2} k u_{\max}^2 = \frac{1}{2} k S_d^2 = \frac{1}{2} k \left(\frac{S_v}{\omega}\right)^2 = \frac{1}{2} m S_v^2 \quad (42)$$

### 2.5.4 Pseudoakselerasjons-respons-spekter

Responsen i form av systemets akselerasjon er uttrykt i ligning 38. Systemer med ingen demping,  $\xi = 0$ , vil  $\ddot{u}^t(t) = -\omega^2 u(t)$ . Da vil største akselerasjon være på likt tidspunkt med største forskyvning, matematisk uttrykt:  $\ddot{u}_{\max}^t = -\omega^2 u_{\max}(t)$ . I dimensjonering av bygg med lav dempingsfaktor vil vi kunne bruke samme prinsipp. Siden akselerasjonsverdien ikke blir eksakt korrekt for systemer med demping, bruker vi begrepet pseudo foran akselerasjonen. Vi kan da uttrykke pseudoakselerasjons-respons-spekter.

$$\ddot{u}_0(T, \xi) = \max|\ddot{u}(t, T, \xi)|$$

$$\rightarrow S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad (43)$$

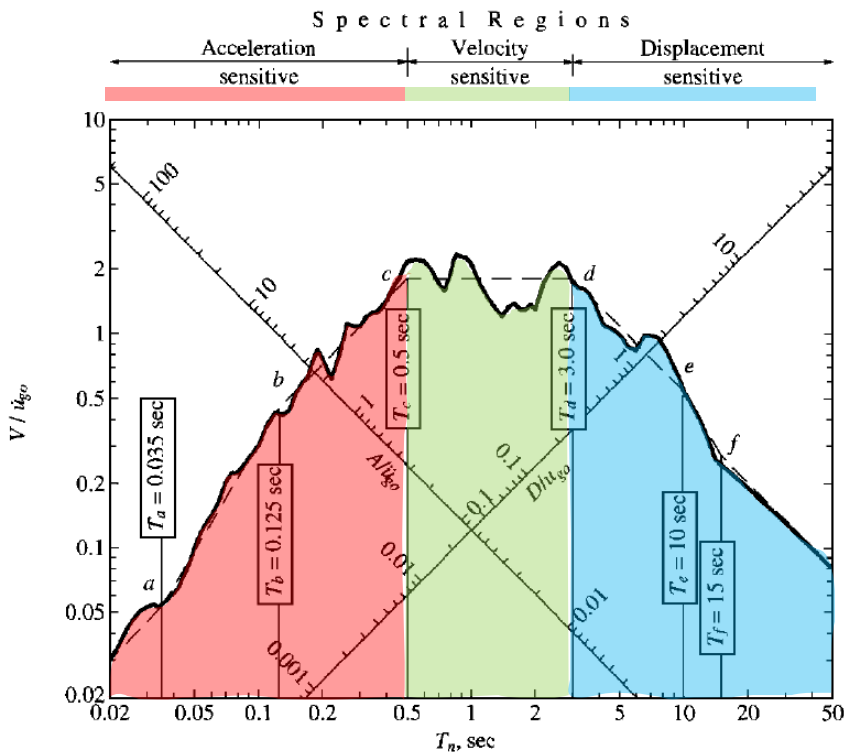
Sistnevnt ligning gjelder kun for udedpede systemer, men kan også benyttes for systemer med lavt dempingsforhold, som "normale" konstruksjoner. Videre kan pseudoakselerasjons-respons-spekter brukes til å finne største ytre last som vil opptre på systemet/konstruksjonen nede med grunnen. Største kraft på systemet, basert på formel 1, er gitt

$$F = k u_{\max} = m \omega^2 S_d = m S_a \quad (44)$$

## 2.5.5 Trepertssamarbeidet-responsspekter (Tripartite response spectrum)

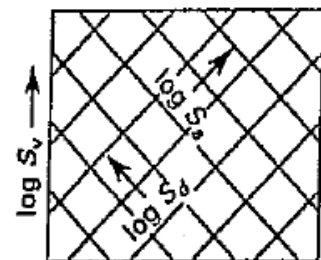
Et trepartssamarbeidet responsspekter er et sammensatt spekter av de tre spektrene fra forskyvning, hastighet og akselerasjon. Alle tre spektrene forteller samme informasjon, men presenterer det på ulikt vis. Hvis ett spekter er kjent vil det ikke være vanskelig å finne de to andre spektrene. Hvert enkelt spekter beskriver egne verdier som deformasjon, hastighet og akselerasjon, og brukes direkte til å finne forskyvning, energi og statisk tverrkraft på systemet. De tre sistnevnte er viktige ved dimensjonering av konstruksjoner. Spektrene kan sammen danne et designspekter. På grunn av sammenhengen mellom spektrene kan de settes inn i samme graf med tre forskjellige logaritmiske skalaer. Figurene nedenfor viser et eksempel på samkjøring av forskyvnings-, hastighets- og akselerasjonsspekteret. Grafen i figur 16 viser at venstre del med lav periode er området med høyest akselerasjon. Midtre del av grafen preget av høye hastigheter, og høyre del har høy periode med store deformasjoner. Disse sonene blir ofte kalt akselerasjonssensitiv-, hastighetssensitiv- og forskyvningssensitiv-sone. Observasjonene blir videre brukt til å utvikle designspekter. (se avsnitt 2.5.7).

[ (1) Chopra, Anil K. Dynamics of structures, kapittel 6.6.4], [ (8) Lindeburg, Michael R. Seismic design of building structures, kapittel 5.4]



**Figur 16:** Viser en kombinasjon av forskyvnings-, hastighets- og akselerasjonsspekter med El Centro jordskjelvet som grunnens bevegelse, se mer om El Centro 2.5.2.

Kilde: (1) Chopra, Anil K. Dynamics of structures, kapittel 6.8.3



(a)

**Figur 17:** Figuren viser måleverdi/skalaer og retningene for de forskjellige spektrene.

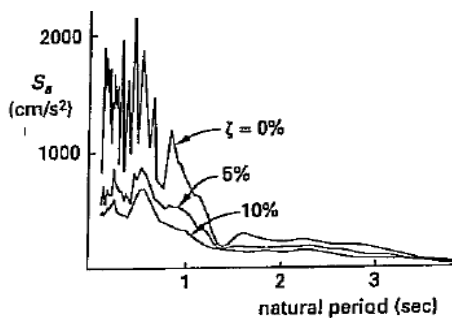
Kilde: (8) Lindeburg, Michael R. Seismic design of building structures, kapittel 5.4



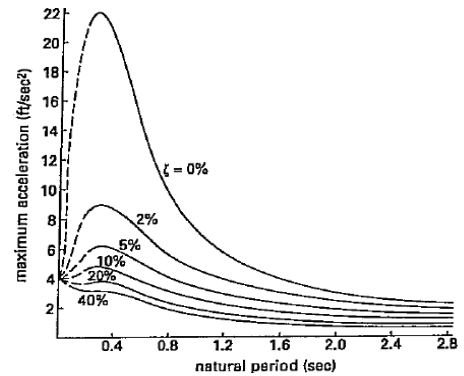
## 2.5.6 Idealisert responspekter

Responspektre fra måleapparater skissert i graf er ofte taggete og vanskelig å forholde seg til. Derfor blir spektrene vanligvis utjevnet til mer buede grafer. Et jordskjelv vil ikke inntreffe identisk slik det gjorde sist etter historisk data, og en taggete graf med detaljerte punkter er ikke nødvendig. Derfor utjevnes spektrene med fokus på de største verdiene. Nedenfor er det vist et eksempel på et pseudo-akselerasjonsspektrum som blir omformet og idealisert, med grunnbevegelser fra El Centro jordskjelvet.

[ (8) Lindeburg, Michael R. *Seismic design of building structures*, kapittel 5.4]



Opprinnelig til idealisert spekter



**Figur 18:** Opprinnelig pseudo-akselerasjonsspekter fra El Centro jordskjelvet i California.

Kilde: (8) Lindeburg, Michael R. *Seismic design of building structures*, kapittel 5.4

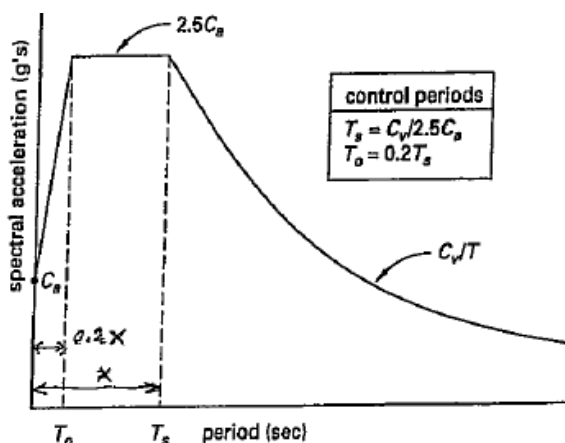
**Figur 19:** Idealisert responspekter for akselerasjon med El Centro jordskjelvet i California som last.

Kilde: (8) Lindeburg, Michael R. *Seismic design of building structures*, kapittel 5.4

## 2.5.7 Normalisert designspekter

Etter at responsene er utjevnet og sammensatt i et trepartsamarbeidsspekter, er det utviklet en metode for å uttrykke dette samlet i et designspekter. Her tas det hensyn til de forskjellige sonene styrt av akselerasjon, hastighet og forskyvning. Det kommer til uttrykk med de forskjellige knekkpunktene på grafen der stigning endres. Det er også mulighet for å tilføye faktorer med påvirkning fra grunnforhold, duktilitet, etc.. I dagens regelverk; Eurokode 8 blir designspekter lagt frem som den grunnleggende representasjon for seismisk påvirkning til bygninger.

[ (8) Lindeburg, Michael R. *Seismic design of building structures*, kapittel 5.10]



**Figur 20:** Eksempel på et designspekter.

Kilde: (8) Lindeburg, Michael R. *Seismic design of building structures*, kapittel 5.10

## 3 Seismisk last; Jordskjelv

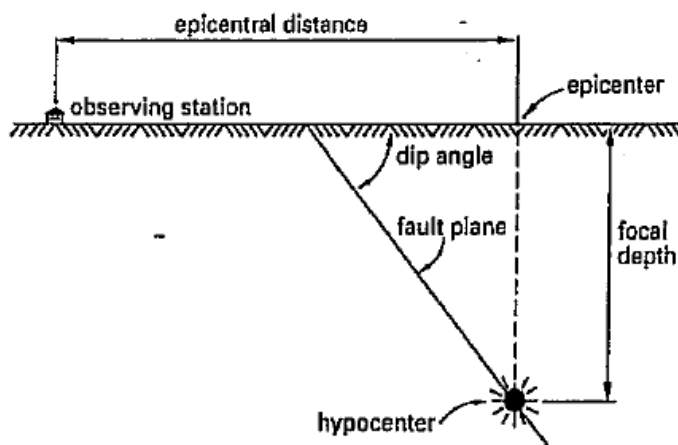
### 3.1 Jordskjelv terminologi

Seismologi er definert som "læren om jordskjelv og om (elastiske)bølgers bevegelse i jorden" (6) *Store norske leksikon*, <http://snl.no/seismologi>). Bevegelser i jorden kan forekomme av flere grunner, men videre beskrives jordskjelv av naturlig art.

Jordskjelv oppstår fordi det bygges opp kraftige spenninger i jordskorpen som på et tidspunkt blir for store og må frigis. Jordens indre varme tilfører energi til jordskorpen og skaper bevegelse. Når en spenning er så stor at jordskorpen ikke lengre kan motstå, får vi en forskyvning/glipp og utløsning av energi. En slik forskyvning blir kalt en forkastning, og varierer i retning og størrelse. Slike forkastninger skjer ofte mellom to plategrenser.

Forkastnings-punktet hvor spenning blir for stor, kalles et hyposenter (fokus). Ved å føre en vertikal linje fra hyposenteret opp til overflaten finnes episenteret. Dybden fra episenteret ned til hyposenter kalles fokusdybden. Disse begrepene (vist i figur 21) blir brukt for å måle jordskjelvets styrke og geografiske posisjon.

[ (8) Seismic design of building structure, kapittel 1], [ (9) "Når jorden skjelder" av Universitet I Bergen], [ (10) NORSAR; jordskjelv.no]



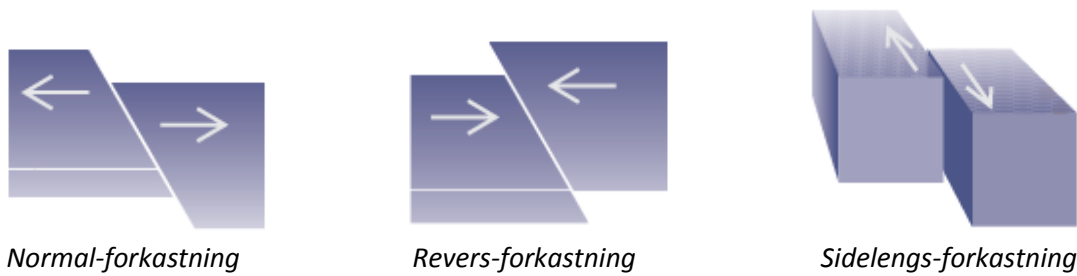
**Figur 21:** Tegning av jordskjelv-terminologi.

Kilde: (8) Lindeburg, Michael R. *Seismic design of building structures 8th edition*, kapittel 1-2.

### 3.2 Forkastninger

En forkastning er bevegelsen i jordskorpen som oppstår fordi spenningen blir for stor og utløser en glipp/forskyvning i jordskorpen. Når forkastning skjer oppstår det rystninger og vibrasjoner i grunnen, kalt jordskjelv. Forkastninger skjer langs et plan i jordskorpen og kan deles inn i tre forskjellige typer.

- Normal-forkastning; blokkene forflytter seg fra hverandre.
- Revers-forkastning; blokkene forflytter seg mot hverandre.
- Sidelengs-forkastning; blokkene forflytter seg horisontalt sidelengs.



**Figur 22:** Oversikt over forkastningstyper.

Kilde: (9) Universitet i Bergen, <http://billy.geo.uib.no/seismo/naar-jorden-skjelver/index.php?topic=earthquakes&lang=no>

Inndelingen av forkastningstypene er et forenklet idealisert brudd men forkastningene er vanligvis mer kompliserte. Ofte opptrer jordskjelv som en normal- eller revers-forkastning kombinert med en sidelengs-forkastning.

[ (8)Lindeburg, Michael R. *Seismic design of building structures 8th edition, kapittel 1-10*]

### 3.3 Bølger

Når en forkastning oppstår frigis det energi som skaper rystelser i jordskorpen. Rystelsene er bølger i grunnen med bevegelser i ulike retninger. Nedenfor er det beskrevet en mulig inndeling av bølgetyper under jordskjelv. For figurer og mer utfyllende informasjon om bølgetyper, se vedlegg 1.

- **Trykkbølger; P-bølger**- Bølgene med raskest hastighet og bevegelse parallelt med overflaten.
- **Skjærbølger; S-bølger**- Bølger med lavere hastighet sammenlignet med trykkbølgene. Bevegelsen er normalt på overflaten.
- **Overflatebølger** – Bølger som beveger seg i overflaten. Finnes i forskjellige bølgetyper. Ofte skaper overflatebølger mest ødeleggelse/skade.

[ (11) An introduction to seismology, kapittel 2.4], [ (8) Seismic design of building structure, kapittel 1-14]

### 3.4 Intensitet og måleskalaer

Jordskjelv kan måles i flere forskjellige skalaer basert på ulike faktorer. Videre presenteres de mest vanlige intensitets- og måleskalaene.

#### 3.4.1 Grunnakselerasjon

Største grunnakselerasjon er en viktig indikator på å skalere et jordskjelv. Verdier gjengir i akselerasjon hvor mye rystelser det er i grunnen. Målinger blir utført av et seismometer og kan deles

i vertikal og horisontal akselerasjon. Akselerasjoner vil variere etter avstand til jordskjelvet, dybde og grunnforhold.

[ (8) Seismic design of building structure, kapittel 2-8]

### 3.4.2 Modifisert Mercalli intensitetsskala

Mercalli intensitetsskala er basert på observasjoner av jordskjelvets skadeomfang på bygg, personer som våkner, bevegelse av gjenstander, etc. Det er ikke en matematisk skala og egner seg derfor godt til å uttrykke jordskjelvets størrelse til personer som har lite kunnskap om seismologi. Skalaen er delt inn i 12 forskjellige kategorier nummerert med romertall. Den nedre del av skalaen er basert på mennesker sin oppfatning og følelse av jordskjelvet, og de øvre grensene er mer grunnlagt på skadeomfang på konstruksjoner. Ofte blir Mercalli skalaen relatert og sammenlignet med grunnakselerasjon eller magnitude-skalaer for å få en sammenheng mellom verdiene.

[ (8) Seismic design of building structure, kapittel 2-1]

#### Modified Mercalli scale

- I. Not felt except by a very few under especially favorable conditions.
- II. Felt only by a few persons at rest, especially on upper floors of buildings.
- III. Felt quite noticeably by persons indoors, especially on upper floors of buildings. Many people do not recognize it as an earthquake. Standing motor cars may rock slightly. Vibrations similar to the passing of a truck. Duration estimated.
- IV. Felt indoors by many, outdoors by few during the day. At night, some awakened. Dishes, windows, doors disturbed; walls make cracking sound. Sensation like heavy truck striking building. Standing motor cars rocked noticeably.
- V. Felt by nearly everyone; many awakened. Some dishes, windows broken. Unstable objects overturned. Pendulum clocks may stop.
- VI. Felt by all, many frightened. Some heavy furniture moved; a few instances of fallen plaster. Damage slight.
- VII. Damage negligible in buildings of good design and construction; slight to moderate in well-built ordinary structures; considerable damage in poorly built or badly designed structures; some chimneys broken.
- VIII. Damage slight in specially designed structures; considerable damage in ordinary substantial buildings with partial collapse. Damage great in poorly built structures. Fall of chimneys, factory stacks, columns, monuments, walls. Heavy furniture overturned.
- IX. Damage considerable in specially designed structures; well-designed frame structures thrown out of plumb. Damage great in substantial buildings, with partial collapse. Buildings shifted off foundations.
- X. Some well-built wooden structures destroyed; most masonry and frame structures destroyed with foundations. Rails bent.
- XI. Few, if any (masonry) structures remain standing. Bridges destroyed. Rails bent greatly.
- XII. Damage total. Lines of sight and level are distorted. Objects thrown into the air.

**Figur 23:** Oversikt over en modifisert Mercalli skala.

Kilde: <http://earthquake.usgs.gov/learn/topics/mercalli.php>

### 3.4.3 Richter magnitude skala

Richter magnitude skalaen baseres på største amplitude( $A$ ) under jordskjelvet, og blir målt av et bestemt apparat i en bestemt avstand fra episenteret. Mer nøyaktig måles det med en Wood Anderson seismograf plassert 100 km fra episenteret. Den lokale magnituden,  $M$ , er logaritmen til forholdet av største amplitude( $A$ ) og en standardisert amplitude,  $A_0$ . Denne konstante standardiserte amplituden er gitt som 0,001 og er amplituden ved jordskjelv som har null magnituden.

$$M = \log_{10} \left( \frac{A}{A_0} \right) \quad (45)$$

[ (8) Seismic design of building structure, kapittel 2-4]

### 3.4.4 Moment magnitude skala

Moment magnituden er en måleverdi på et jordskjelv, og blir ofte ansett som den mest presise. Skalaen tar hensyn til mange faktorer som bruddareal, bevegelseslengden og stivhet til fjellet. Verdiene er i utgangspunktet moment-verdier, men blir gjort om til magnituden verdier. Dette gjør den sammenlignbar til andre magnitudenverdier.

[ (10) <http://jordskjelv.no/jordskjelv/magnitudo.html>]

### 3.4.5 Isoleismal-kart

Isoleismale kart er et oversiktskart delt inn i soner med jordskjelververdier basert på historiske data. Kartet viser seismiske verdier i bestemte områder og benytter ofte verdier fra andre skaler. Grunnakselerasjon eller magnituden er mye brukt.

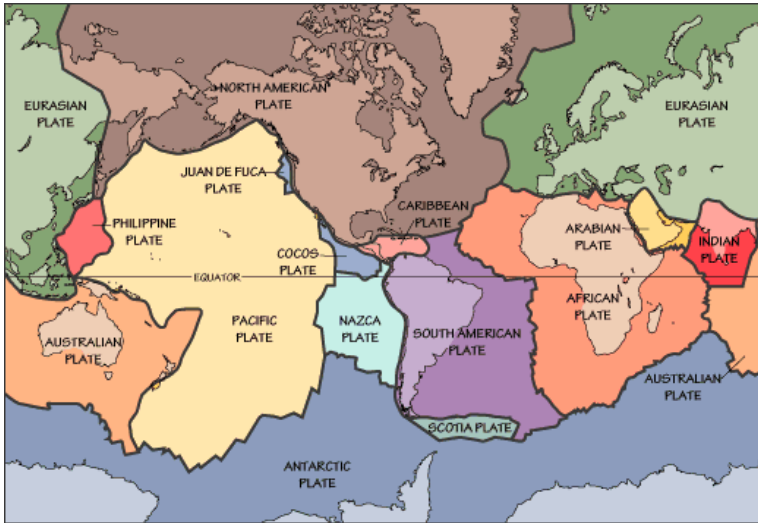
[ (8) Seismic design of building structure, kapittel 2-2]

## 3.5 Aktualitet og opptreden i Norge

Norge har sjeldent blitt utsatt for store jordskjelv. Dette henger sammen med lokasjonen av de tektoniske platene (se figur 24). Norge ligger på Eurasia platen og er langt unna platekanter. Det er ved platekanter det vanligvis er størst hyppighet av forkastninger som fører til jordskjelv, men det kan allikevel oppstå forkastninger inne på platene. Intraplate-skjelv er jordskjelv som skjer inne på platen, og skyldes inhomogenitet og gamle deformasjonssoner. Slike soner er såkalte "sår"-soner. Her er det også spenninger som bygges opp og kan føre til en forkastning. I Norge vet vi om to slike områder, den ene er nord i Nordsjøen og den andre i Oslofjorden. I tillegg kan spenninger oppstå av landheving grunnet ishavssmelting, da helst langs kysten.

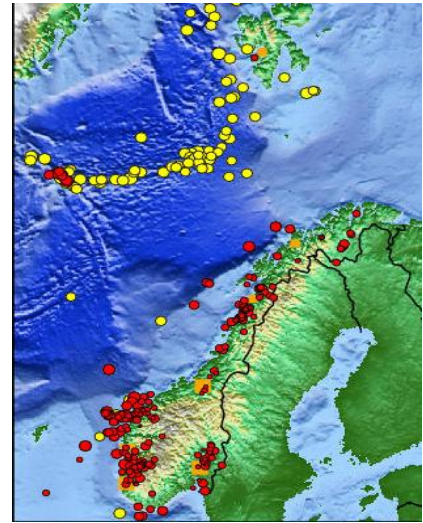
Seismisk risiko kartlegger fare ved et eventuelt jordskjelv. Det gjøres med tanke på seismisk aktivitet og sårbarhet. Sett med norske øyne er vestlandet området med høyest seismisk aktivitet og Oslo er området med størst sårbarhet. Dette er noe av det som ligger til grunn for at jordskjelvrisiko på Sunnhordland, Nordland og Osloområdet er høy sammenlignet med resten av landet. Dette kommer frem i Eurokode 8 sitt isoleismale kart.

[ (10) <http://jordskjelv.no/jordskjelv/norge.html>], [<http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/1904-2.html>], [ (9) <http://billy.geo.uib.no/seismo/naar-jorden-skjelver/index.php?topic=earthquakes&lang=no>]



**Figur 24:** Oversikt over tektoniske plater.

Kilde: <http://geomaps.wr.usgs.gov/parks/pltec/pltec2.html>



**Figur 25:** Viser jordskjelv fra 1979-2010. Røde prikker er jordskjelv merket av mennesker, og gule prikker er jordskjelv med styrke over 4,0 magnitudo.

Kilde: <http://jordskjelv.no/jordskjelv/norge.html>

## 4 Regelverk; NS-EN 1998-1:2004 + NA:2008

### 4.1 Generelt

#### 4.1.1 Gyldighet og organisering

I byggeteknisk forskrift – TEK 10, § 10-2, står det at grunnleggende krav til byggverk skal innfris ved å følge Norsk Standard NS-EN 1990 og underliggende standarder. NS-EN 1998-1 gjelder for prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, hvor den tar for seg allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. Standarden er kun gyldig i Norge ved bruk av nasjonalt tillegg til standarden. Eurokode 8 omhandler prosjektering for seismikk og inndeles i åtte deler;

- NS-EN 1998-1; Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
- NS-EN 1998-2; Bruer
- NS-EN 1998-3; Eksisterende bygninger
- NS-EN 1998-4; Siloer, beholdere og rørledninger
- NS-EN 1998-5; Fundamenter og støttekonstruksjoner
- NS-EN 1998-6; Tårn, master og skorsteiner

#### 4.1.2 Formål

Formålet til NS-EN 1998 [ (12) NS-EN 1998-1, kapittel 1.1.1], når et jordskjelv inntreffer, er å sikre at:

- menneskeliv beskyttes
- skadeomfang begrenses
- byggverk som er viktige for å beskytte sivilbefolkningen, forblir operative

Det presiseres i det norske annekset at punktet om begrensning av skadeomfang ikke er et krav i Norge. [ (12) NS-EN 1998-1, NA 2.1].

## 4.2 Viktige parametere ved jordskjelvprosjektering

### 4.2.1 Grunnens akselerasjon

Standarden opererer med grunnakselerasjon [ $m/s^2$ ] som mål på jordskjelv rystelser. Disse verdiene er spissverdier normalisert til 1g ved frekvensen 40Hz. Det er i Norge brukt en returperiode på 475 år. Returperioden forteller hvor ofte jordskjelvet forventes å opptre og det er 10 % sjans for å overskride denne verdien i løpet av 50 år. Akselerasjonsverdiene finnes ved hjelp av et isoseismalkart (se 3.4.5) gjeldende for Norge sitt fastland (ikke Jan Mayen, Svalbard eller Bjørnøya). Det er presisert i NA 3.2.1 at grunnakselerasjonen i maksimalområdene skal få et tillegg på  $0,05m/s^2$ . Ved lokasjon mellom isokurvene kan interpolering benyttes.

Standarden nevner flere ulike akselerasjonsverdier, som nedenfor er oppsummert;

$$\text{Spissverdi for berggrunnens akselerasjon;} \quad a_{g40\text{Hz}} \quad (46)$$

$$\text{Referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon;} \quad a_{gR} = 0,8 \cdot a_{g40\text{Hz}} \quad (47)$$

$$\text{Dimensjonerende grunnakselerasjon;} \quad a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} \quad (48)$$

$\gamma_1$  = Seismisk faktor (se seimisk klasse 4.2.4)

[ (12) NS-EN 1998-1+ NA, NA3.2.1]

#### 4.2.2 Duktilitet

Duktilitet gjengir materialets evne til og permanent deformere seg uten at det oppstår brudd. Materialet vil klare tøying i det plastiske området. Duktilitet kan sies å være det motsatte av sprøhet. Duktilitet kan uttrykkes ved hjelp av duktilitetsforhold fastsatt av brudd-deformasjon dividert med elastisk-deformasjon.

I jordskjelvdimensjonering er duktilitet en viktig parameter for å få realistiske verdier. Det er i Eurokode 8 laget en konstruksjonsfaktor( $q$ ) som tar hensyn til byggets duktilitet med tanke på type materiale og oppbygging. Denne faktoren justerer den seismiske last for å gjenspeile duktiliteten i materiale og/eller et system sin energiabsorpsjon.

Lastfaktorene i jordskjelv-hendelser er lavere sammenlignet med ordinær bruddgrensetilstand. Dette fører til høyere utnyttelsesgrad, og jordskjelvlasten kan være 30-100 % høyere enn andre horisontale laster uten å bli dimensjonerende horisontallast. Ved bruk av høyere duktilitetsklasser (DCM eller DCH), kan det bli enda høyere utnyttelsesgrad/duktilitet på grunn av at systemet og/eller materialet er sikret mot sprøbrudd. Konstruksjonsfaktoren varierer etter valgt duktilitetsklasse, materialvalg og geometri/konstruksjon.

Standarden deler inn i tre forskjellige duktilitetsklasser ettersom hvor duktile konstruksjonen er;

**Tabell 1:** Sammenheng mellom duktilitetsklasse og konstruksjonsfaktor.

Duktilitetsklasse	Område for konstruksjonsfaktor, $q$	Kommentar
Lav duktilitet (DCL=ductility class low)	$\leq 1,5$	
Medium duktilitet(DCM= ductility class medium)	$\leq 4$	Begrenset av verdier fra NS-EN1998-1 tabell 6.2
Høy duktilitet (DCH= ductility class high)	Som for DCM	DCH benyttes ikke i Norge.[NA.5.2.1]

Kilde: (13) NS-EN 1998-1, NA 6.1

[ (15) Rådgivende Ingeniørs Forening. Dimensjonering for jordskjelv, kapittel 2.5.3],[ (13) NS-EN 1998-1, NA 6.1], [ (14)<http://www.businessdictionary.com/definition/ductility.html>. [Online]]

#### 4.2.3 Grunnforhold

Grunnforholdene vil kunne påvirke jordskjelvlasten. Rystelsene går igjennom mange medier før den overføres til konstruksjonen. Mediene kan virke som filtre og filtrere bestemte type bølger videre inn



i konstruksjonen. Faren er at seismiske bølgers frekvens kan sammenfalle med berggrunnens egenfrekvens. Det vil da oppstå resonanseffekter som overføres til fundament og videre i konstruksjonen. Grunnforholdene blir dermed en viktig parameter og må vurderes i prosjekteringsfasen. Det kan være krevende å fastsette riktig forsterkningsfaktor,  $S$ , for grunnforholdene. Derfor anbefales det bruk av ekspert(er) til identifisering av grunnforhold. Standarden stiller krav til undersøkelse av grunnen [ (12) NS-EN 1998-1, 3.1.1] og bør kategoriseres etter gjennomsnittlig skjærbølgehastighet i de øverste 30m. Det gjøres ved formel 49.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad (49)$$

$h_i$  = tykkelse av lag  $i$

$v_i$  = skjærbølgehastighet av lag  $i$

Videre har standarden kategorisert grunntyper basert på grunnens egenskaper. Denne kategoriseringen blir benyttet videre til å finne grunnens forsterkningsfaktor,  $S$ . Faktoren former direkte responspekteret/designspekteret.

Sammenhengen mellom grunntype og forsterkningsfaktor er vist i tabellene.

**Tabell 2:** Kategorisering av grunntyper etter Eurokode 8.

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (slag/30cm)	$c_u$ (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	< 180	< 15	< 70
E	En grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med $v_s$ -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
$S_1$	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ( $PI > 40$ ) og høyt vanninnhold.	< 100 (indikativ)	–	10 - 20
$S_2$	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller $S_1$ .			

Kilde: (12) NS-EN 1998-1, pkt 3.1.2

**Tabell 3:** Sammenheng mellom grunntype og forsterkningsfaktor,  $S$ .

Grunntype	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,10	0,25	1,5
B	1,25	0,10	0,30	1,5
C	1,4	0,15	0,35	1,5
D	1,6	0,15	0,45	1,5
E	1,7	0,10	0,35	1,5

Kilde: (12) NS-EN 1998-1, NA.3.2.2.2

[ (14) Rådgivende Ingeniørs Forening. Dimensjonering for jordskjelv, kapittel 3],[ (12) NS-EN 1998-1, NA 3.1.2]

#### 4.2.4 Seismisk klasse

Seismisk klasse beskriver viktigheten av en konstruksjon. Viktige konstruksjoner for samfunnet og/eller bygg hvor det er fare for menneskeliv, er høyest prioritert og vil resultere i en høy seismisk klasse. Med andre ord gjenspeiler seismisk klasse konsekvensen ved kollaps/skade av konstruksjonen. Tabell 3 viser forslag til seismisk klasse til ulike konstruksjoner.

**Tabell 4:** Forslag til forskjellige byggverk sin seismiske klasse gitt av Eurokode 8.

Byggverk	I	II	III	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				X <sup>1)</sup>
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende			(X)	X
Høye bygninger, mer enn 15 etasjer		(X)	X	
Jernbanebruer <sup>2)</sup>			X	(X)
Veg- og gangbruer <sup>2)</sup>		(X)	X	(X)
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler osv.)		(X)	X	
Kaier og havneanlegg		X	(X)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer	(X)	X	(X)	
Industrianlegg		X	(X)	
Skoler og institusjonsbygg		(X)	X	
Kontorer, forretningsbygg og boligbygg		X	(X)	
Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, mindre lagerhus osv.	X	(X)		
Landbruksbygg	(X)			
Fiskerihavner	(X)			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	(X)			

<sup>1)</sup> For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer og marine konstruksjoner bør jordskjelvisikoen vurderes spesielt, eventuelt basert på en risikoanalyse.

Lagertanker for flytende gass og store hydrokarbonførende rørledninger over land er behandlet i NA til NS-EN 1998-4.

<sup>2)</sup> Se veiledende tabell for valg av seismisk klasse for bruer i NA til NS-EN 1998-2.

Kilde: (12) NS-EN 1998-1, NA.4(902)

Seismisk klasse blir tatt hensyn til i prosjekteringsprosessen med en seismisk faktor. I Norge varierer den seismiske faktor fra 0,7-2,0.

**Tabell 5:** Norske verdier for seismisk faktor avhengig av seismisk klasse.

Seismisk klasse	Bygninger	$\gamma$
I	Bygninger av mindre betydning for offentlig sikkerhet	0,7
II	Vanlige bygninger som ikke tilhører de andre kategoriene	1,0
III	Bygninger med seismisk motstand av betydning på grunn av konsekvenser knyttet til sammenbrudd	1,4
IV	Bygninger av største viktighet for beskyttelse av liv og samfunn under jordskjelv	2,0

Kilde: (12) NS-EN 1998-1, 4.2.5 og NA.4(901)

[ (14) Rådgivende Ingeniørs Forening. Dimensjonering for jordskjelv, kapittel 4.3] , [ (12) NS-EN 1998-1, NA 4.2.5]

#### 4.2.5 Regularitet, symmetri og redundans

I punkt 4.2.3 i NS-EN 1998-1 settes det krav om regularitet, symmetri og redundans i konstruksjoner. Regularitet og symmetri forenkler analysene og gjør det mulig å idealisere en respons ved påføring av seismisk last. Det bør vektlegges uniformt system hvor masse, stivhet og duktilitet gjennomtenkes. Det anbefales å tenke enkle system(er) hvor det skilles mellom vertikale og horisontale bæresystemer. Irregulære og/eller usymmetriske bygg med varierende masse/stivhet i plan og oppriss gir mer komplekse analyser. Dette vil føre til mer tidkrevende analyser og større torsjonskrefter. Stor masse i høyden er også ugunstig ved prosjektering med hensyn til seismiske laster. Jordskjelvlasten er en treghetskraft bestemt ut fra masse og akselerasjon. En stor kraft i høyden vil skape lang momentarm og stor momentkraft til fundament. En konstruksjon som i utgangspunktet er irregulær og usymmetrisk kan være fordelaktig å dele opp i flere enheter med seismiske fuger, slik at hver del kan analyseres hver for seg.

Redundans nevnes i standarden og fremmer tanken om flere bærende elementer og knutepunkt. God redundans vil redusere sannsynligheten for feil og en mer jevn fordeling av seismiske krefter. En god fordeling av krefter vil gi en god spredning av energiabsorpsjon. Observasjoner av ulike konstruksjoner i Northridge, Kobe som ble utsatt for seismiske laster, viste at konstruksjoner med tydelig redundans klarte seg bedre sammenlignet med konstruksjoner med dårlig redundans. Med andre ord vil konstruksjoner med dårlig redundans (få bærende elementer og knutepunkt) ha større fare for skade ved jordskjelv [ (8) Seismic design of building structure, kapittel 6-22].

Standarden kategorisere bygninger inn i regulært eller ikke-regulært bygg både i plan og oppriss. For at bygningen skal være regulær skal følgende krav innfris:

##### Regularitet i plan

- Konstruksjonen skal være tilnærmet symmetrisk i plan om to akser
- Kompakt utforming i plan, uten for store utsparinger (ikke over 5 % av gulvareal)
- Stivhet fra gulv/skive skal være tilstrekkelig stor sammenlignet med vertikalt avstivningssystem.
- Byggets slanket( $\lambda$ ) skal ikke overskride 4.

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} \leq 4 \quad (50)$$

$L_{max}$  og  $L_{min}$  er største lengde i planet

- Torsjonsradiusen ( $r_x$ ) skal være mindre enn gulvmassens treghetsradius i planet ( $I_s$ )

$$r_x \leq I_s \quad (51)$$

- Eksentrisiteten ( $e_{ox}$ ) skal være mindre enn 0,3 ganger torsjonsradiusen

$$e_{ox} \leq 0,3 \cdot r_x \quad (52)$$

- I fleretasjers bygninger hvor stivhetssenter og torsjonsradius er mer kompleks, kan følgende to betingelser erstatte krav 53 og 54:

a) Sideveisavstivning skal være kontinuerlige systemer fra fundament til topp

b) De enkelte systemers deformasjon skal være tilnærmet lik ved påkjenning av seismiske last.

[ (12) NS-EN 1998-1, 4.2.3.2]

### **Regularitet i oppriss**

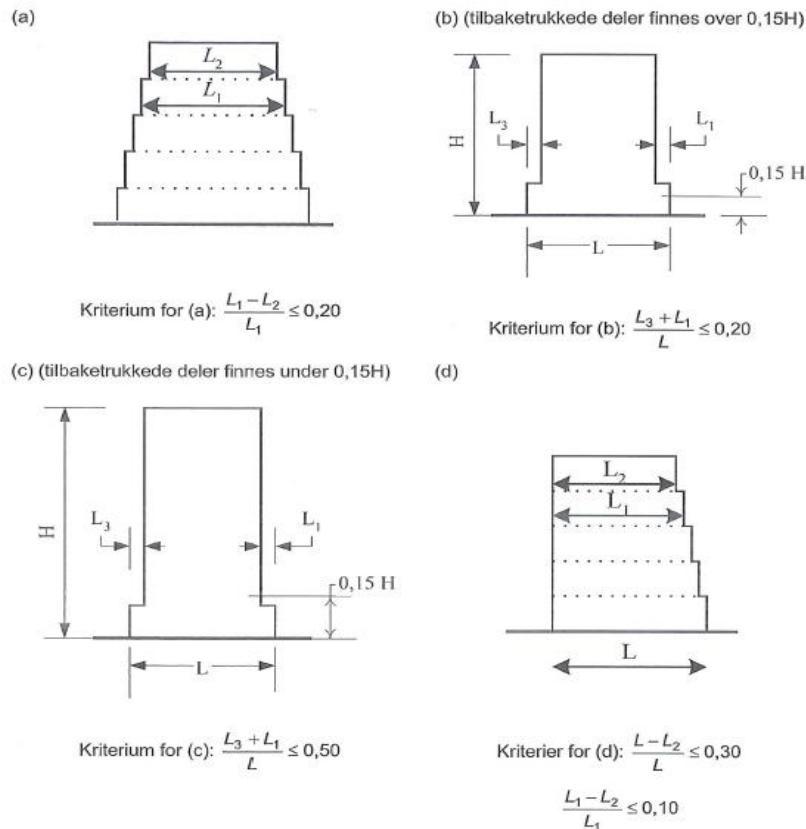
- Sideveis avstivning skal fortsette uten avbrudd fra fundament til toppen av bygget

- Stivhet og masse skal være likt oppover i bygningen, eller gradvis liten reduksjon

- De enkelte etasjer motstand skal ikke avvike uforholdsmessig fra analysemotstandene

- For tilbaketrukkede deler gjelder egne bestemmelser, se figur 26.

[ (12) NS-EN 1998-1, 4.2.3.3]



**Figur 26:** Figurer fra Eurokode 8 som angir grenseverdier for regularitet i oppriss.

Kilde: (13) NS-EN 1998-1, 4.2.3.3

#### 4.2.6 Responsspekter

Et responsspekter oppgitt i Eurokode 8 er likt et designspekter (se 2.5.7). Det skilles mellom responspektre for ikke elastiske og elastiske beregninger. Det tillates å utforme et responsspekter basert på flere måter:

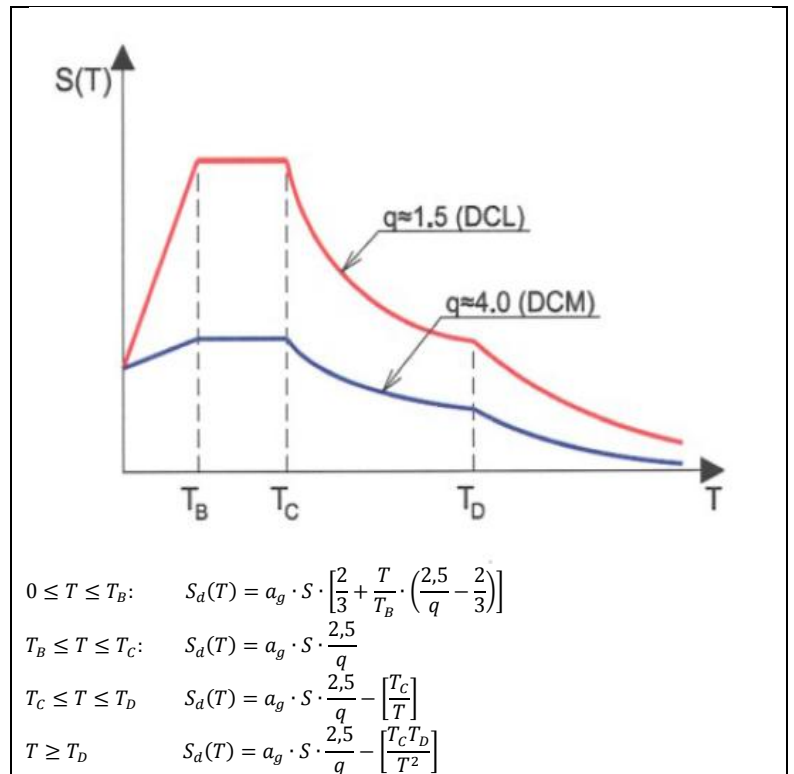
- Fra responspektre bestemmelser i Eurokode 8 [ (12) NS-EN 1998-1, 3.2.2.5]
- Fra virkelige jordskjelv akselerasjoners tidshistorie, egnet til grunnforhold og skalert etter toppverdier av akselerasjonen. [ (12) NS-EN 1998-1, 3.2.3.1.3]
- Fra kunstig genererte akselerasjoner, minimum 3 akselerogrammer. [ (12) NS-EN 1998-1, 3.2.3.1.2]

Spekteret skal beskrive konstruksjonens respons fra seismiske laster. Når et elastisk responspekter skal lages er det avhengig av de faktorene som påvirker responsen. Grafen er direkte avhengig av egenfrekvens ( $\omega$ ) og dempingsforhold ( $\xi$ ). Andre bidrag som duktilitet og grunnforhold, blir tatt hensyn til ved faktorer inn i ligningene i figur 27. Når alle faktorene er estimert kan det dimensjonereende responspektret, og tilhørende knekkpunkt finnes. Anbefalte knekkpunktverdier er gitt i norsk annekset i punkt 3.2.2.2.2(2) ved horisontale elastiske beregninger.

**Faktorer:**

- Duktilitet,  $q$
- Faktor for seismisk klasse,  $\gamma_1$
- Dimensjonerende grunnakselerasjon,  $a_g$
- Forsterkningsfaktor for grunnforhold,  $S$
- Egenperiode,  $T$

**Knekkpunkt:**  $T_B, T_C, T_D$  (avleses fra tabell 3.2 og 3.3 i NS-EN 1998-1)



**Figur 27:** Et elastisk responspekter med tilhørende knekkpunkter. De to grafene viser responspekteret med ulike duktilitetsfaktorer.

Kilde: (14) Rådgivende Ingeniørs Forening. Dimensjonering for jordskjelv, kapittel 4.8

Det skal skilles mellom horisontale og vertikale seismiske laster. Horisontale laster skal betraktes mellom to ortogonale og uavhengige akse-linjer, basert fra samme spekter. Lastene skal påføres i disse to retningene med gitte kombinasjoner (se lastkombinasjoner 4.4). Vertikale laster finnes på samme måte med hjelp av responspekteret, men vil i Norge ofte utelukkes på grunn av et utelatelseskriterie. Kriteriet sier at vertikal akselerasjon( $a_{vg}$ ) skal være større enn  $2,5 \text{ m/s}^2$  for at det er nødvendig å ta hensyn til dette i beregningene. [ (12)NS-EN 1998, 4.3.3.5.2].

Responspekter for ikke elastiske beregninger finnes også i standarden. Da skiller det mellom forskjellige responspektre, henholdsvis for horisontale og vertikale laster.

[ (14) Rådgivende Ingeniørs Forening. Dimensjonering for jordskjelv, kapittel 4], [ (12) NS-EN 1998-1, 3.2.2+NA 3.2.2.2]

#### 4.2.7 Torsjonsmotstand

Eurokode 8 stiller krav til byggets torsjonsstivhet, og i tillegg til normale torsjonsberegninger er det innført et punkt om utilsiktet torsjonsvirkning [ (12) NS-EN 1998-1, 4.3.2+NA]. Det tenkes her på variasjon av masse og usikkerheten rundt seismisk påvirkning av elementene. I praksis vil det bli eksentrisiteten mellom massesenter og stivhetssenter som skaper torsjonsmoment.

For å ta hensyn til usikkerheten rundt nøyaktigheten av massesenteret har standarden krav om at massesenteret i hvert plan skal ha en forskyvning fra sin nominelle plassering i hver retning. Denne forskyvningen er en utilsiktet eksentrisitet påført i den retningen som utgjør det verste tilfelle. Dette

gjøres likt i alle etasjene. Eksentrisiteten er 5 % av gulvlengden vinkelrett på jordskjelvlasten sin retning.

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (53)$$

$e_{ai}$  = Utsiktet eksentrisitet av etasjemassen i etasje nummer  $i$ .

$L_i$  = Gulvmålet vinkelrett på retning av seismisk påvirkning

[ (12) NS-EN 1998-1, 4.3.2]

Denne utsiktede eksentrisiteten vil føre til et tillegg av torsjonskrefter i hver etasje med et torsjonsmoment  $M_{ai}$ ,

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (54)$$

$F_i$  = seismisk kraft i etasjen  $i$

For å implementere torsjonsberegningen i dimensjoneringen legger standarden frem to metoder. En forenklet metode [ (12) NS-EN 1998-1, 4.3.3.2.4] med en faktor som kan multipliseres med horisontal seismisk last i hver etasje. Og en mer nøyaktig metode [ (12) NS-EN 1998-1, 4.3.3.3.3] basert på formel 54, hvor et torsjonsmoment blir påført i hver etasje.

[ (14) Rådgivende Ingeniørs Forening. Dimensjonering for jordskjelv, kapittel 9.3]

## 4.3 Analyse metoder

Eurokode 8 oppgir forskjellige analysemetoder egnet til forskjellige prosjekteringsfaser og bygninger. I dette kapitlet vil ulike analysemetoder bli presentert.

### 4.3.1 Tverrkraftmetoden

Tverrkraftmetoden er en beregningsmetode basert på konstruksjonen i lineært-elastisk område idealisert i et system med én frihetsgrad. Det vil si at beregningen kun tar for seg én svingemode. Den seismiske lasten, som er en dynamisk last, tilnærmes til statiske ekvivalente krefter og settes på etasjevis. Denne beregningsmetoden er enkel og rask, og velegnet til overslagberegninger eller til bruk i forprosjekt.

For at den dynamiske responsen kan tilnærmes og uttrykkes statisk, forutsetter det regularitet i oppriss. Tverrkraftmetoden gir en tilnærmede verdier og tar hensyn til én svingemode. Alle andre andre svingemoder utelukkes. Forutsetningene for å benytte tverrkraftmetoden og dermed utelukke andre svingemoder er å innfri to krav i standarden:

(NS-EN 1998, pkt. 4.3.3.2.1(2));

- a) Første egensvingeperiode,  $T_1$ , skal i de to hovedretningene oppfylle kravet;

$$T_1 \leq 4 \cdot T_C \text{ og } 2,0 \text{ s} \quad (55)$$

- b) Oppfylle kriteriene om regularitet i oppriss, gitt i NS-EN 1998-1 punkt 4.2.3.3

Standarden foreslår metoder for byggets første egensvingeperiode( $T_1$ ), og alternative tilnærmede verdier for høye bygninger og bygninger med betong- og murskiver. [ (12) NS-EN 1998-1+ NA, 4.3.3.2.2]

Horisontallasten på fundamentnivå/toppen av stiv kjeller forårsaket av jordskjelv, blir gitt av formelen;

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (56)$$

$F_b$  = Skjærkraft ved fundament/toppen av stiv kjeller

$S_d(T_1)$  = Verdi fra det dimensjonerende spekteret

$m$  = Total masse over fundament/stiv kjeller

$\lambda$  = Korreksjonsfaktor for effektiv masse i svingning

Skjærkraften (56) skal påføres konstruksjonen etasjevis. Kraftene skal opptas i gulv/skiver og fordeles videre til det vertikale avstivningssystemet. Standarden nevner to metoder for å beregne horisontallasten i hver etasje. Den ene baserer seg på forskyvningen av massen i den gitte etasjen, og den andre baseres på massen sin høyde over fundamentnivå/stiv kjeller.



Fordelingen av kreftene i hver etasje;

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \cdot \delta \quad F_i = F_b \cdot \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \cdot \delta \quad (57) \quad (58)$$

$F_i$  =Skjærkraft i etasje  $i$

$F_b$  =Skjærkraft ved fundament/toppen avstiv kjeller

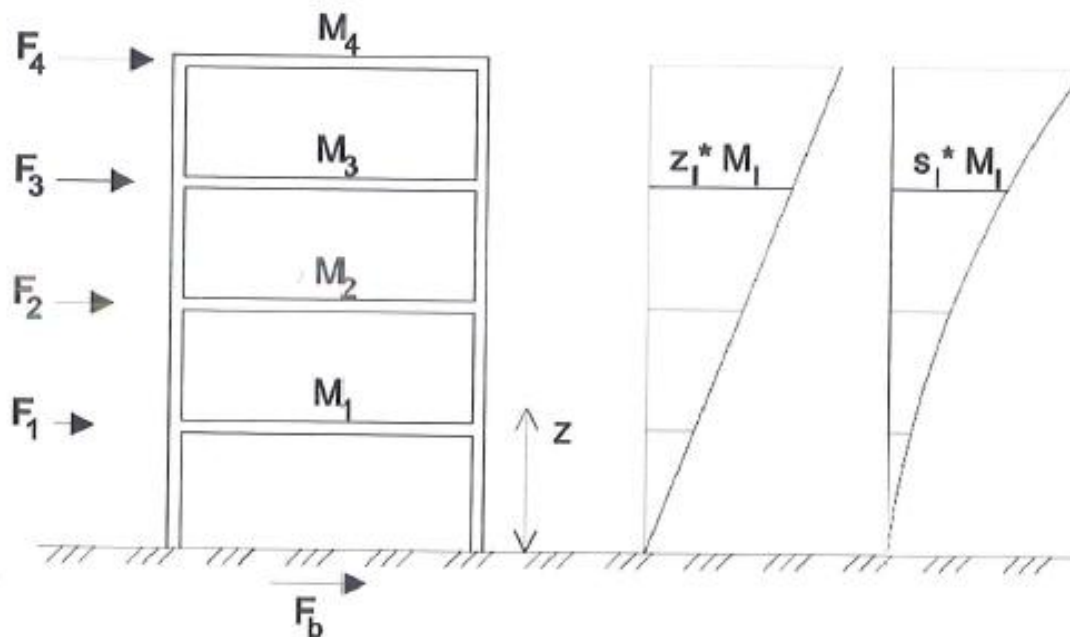
$m_i, m_j$  =massen i etasjen

$s_i$  =Forskyvningen av massen i gitt etasje

$z_i$  =Høyden av massen

$\delta$  =Torsjonsbidrag forenklet metode.[ (12) NS-EN 1998-1+ NA, 4.3.3.2.4]

[ (14) Rådgivende Ingeniørs Forening. Dimensjonering for jordskjelv, kapittel 8.4], [ (12) NS-EN 1998-1, 4.3.3.2]



**Figur 28:** Fremstilling av de to metodene for å fordele kreftene etasjevis i bygget. Den ene basert på høyde over fundament( $z$ ) og den andre basert på forskyvning( $s$ ).

Kilde: (14) Rådgivende Ingeniørs Forening. Dimensjonering for jordskjelv, kapittel 9.4

### 4.3.2 Modal responspektrum analyse (MRSA)

Modal responspektrumanalyse (MRSA) er en metode for å beregne konstruksjonens respons fra seismisk last ved å betrakte alle betydelige svingformer. Analysen er i likhet med tverrkraftmetoden lineær elastisk, samtidig som den kan ta hensyn til konstruksjonens evne til å absorbere energi i ikke lineært område. Dette gjøres ved bruk av konstruksjonsfaktoren (se avsnitt 4.2.2) i det dimensjonerende responspekteret.

MRSA er spesielt tenkt for konstruksjoner som ikke innfrir krav om regularitet og egensvingeperioder. Ved mer irregulære og komplekse bygg vil tverrkraftmetoden gi urealistiske verdier fordi den kun er basert på én svingform. Konstruksjonen med irregulær oppriss og/eller høy egensvingning bør flere svingformer dekkes. MRSA dekker et sett med alle betydelige svingformer.

For å sikre og få med alle betydelige svingformer, har standarden satt følgende to krav til svingningene som skal medregnes;

- Summen av de effektive massene i det modale svingningssettet skal minimum være 90 % av konstruksjonens totale masse

- Alle modale svingninger med en effektiv masse over 5 % over total masse skal medregnes

De overnevnte kravene kan være vanskelig å tilfredsstille hvis det er en konstruksjon med betydelige torsjonsvirkning. Derfor er det gitt et alternativt krav om minimum antall svingninger og en egenperiode som det skal tas hensyn til.

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (59)$$

og

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (60)$$

$k$  = Antall svingformer det skal tas hensyn til

$n$  = Antall etasjer over fundament/toppen av kjeller

$T_k$  = Egenperiode til svingning  $k$

Konstruksjonens ulike modale svingformer idealiseres hver for seg i et enkelt én-frihetsgradsystem, avhengig av konstruksjonens masse ( $m$ ), stivhet ( $k$ ) og egenfrekvens ( $\omega$ ). Med stivheten tenkes det avstivningssystemet for sideveis laster. Men også andre elementer vil være med på å øke stivheten, såkalt sekundære deler. Standarden belyser stivhetsbidraget fra andre deler i punkt 4.2.2(4), og stiller krav om at stivhetsbidraget fra sekundære deler ikke bør overskride 15 % av primært sideveis avstivningssystem.

Etter at de enkelte modale svingformene er behandlet hver for seg, slås de sammen og kombineres for å finne globale verdier. Nøyaktig tidspunkt på de ulike svingformene er uvisst, derfor forenkles kombinasjonen for å finne den globale maksimale respons. Standarden gir forslag til to ulike metoder for å kombinere de ulike svingformene.

- Fullstendig kvadratisk kombinasjon (CQC); Metoden er mer nøyaktig sammenlignet med SRSS. Inneholder en korrelasjonsfaktor som tar hensyn til svingningenes korrelasjon.

$$E_E = \sqrt{\sum \sum \rho_{ij} E_{Ej} E_{Ei}} \quad (61)$$

$E_E$  = Endelig seismisk lastvirkning i form av kraft, forskyvning, etc.

$\rho$  = Korrelasjonsfaktor

$E_{Ej}$  = Seismisk lastvirkning i svingning  $j$

$E_{Ei}$  = Seismisk lastvirkning i svingning  $i$

- Square root of the sum of the squares (SRSS); En forenkling av fullstendig kvadratisk kombinasjon. Samtlige modale svingninger anses å være uavhengige av hverandre. Det kontrolleres ved at to

perioder,  $T_1$  og  $T_2$  hvor  $T_2 < T_1$ , skal innfri kravet:  $T_2 \leq 0,9 T_1$ . Da kan maksimal seismisk lastverdi finnes av kombinasjonsformel;

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ej}^2} \quad (62)$$

$E_E$  = Endelig seismisk lastvirkning i form av kraft, forskyvning, etc.

$E_{Ej}$  = Seismisk lastvirkning i svingeform  $i$

[ (14) Rådgivende Ingeniørs Forening. Dimensjonering for jordskjelv, kapittel 8.5], [ (12) NS-EN 1998-1, 4.3.3.3]

### 4.3.3 Ikke-lineær metode

Det er mulighet for ikke-lineære analysemetoder hvor det prosjekteres videre utover lineær elastisk oppførsel. Dette vil gi en høyere utnyttelse av konstruksjonen/komponentene. En ikke-lineær analyse er ett sett med ligninger som ikke har én løsning, i motsetning til en lineær metode. Det betyr at det ofte finnes flere mulige løsninger på problemet, noe som krever god forståelse av teorien for å vurdere resultatene.

Eurokode 8 setter som krav ved ikke lineære metoder at konstruksjonen minimum skal ha duktilitetsklasse DCM og må innfri alle underliggende krav i kapittel 5-9. Det er sjeldent behov for slike omfattende og avanserte ikke-lineær analyse av bygninger i Norge.

[ (14) Rådgivende Ingeniørs Forening. Dimensjonering for jordskjelv, kapittel 8.8.3], [ (12) NS-EN 1998-1, 4.3.3.4]

## 4.4 Lastkombinasjoner

Seismisk last fra jordskjelv kategoriseres som en ulykkeslast og har særskilte regler for kombinasjon med andre laster. Ved ulykkestilfelle; jordskjelv kombineres egenlast, forspenningskraft og jordskjelvkraft uten kombinasjonsfaktorer. Andre variable laster legges til ved å multiplisere lasten med en kombinasjonsfaktor ( $\psi_{2,i}$ ). I Norge gir kombinasjonsfaktoren snølaster en faktor på 0,2 av maksimumsverdi og vindlastene neglisjeres med faktor null. Avhengig av type bygg/konstruksjon og lasttilfelle vil denne kombinasjonsfaktoren variere mellom 0 - 0,8 [ (15)NS-EN 1990+NA, tabell NA.A1.1] . Lastkombinasjoner fra NS-EN 1990 punkt 6.4.3.4(2) uttrykkes slik

$$\sum G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (63)$$

$G_k$  =Egenlastene

P= Forspenningskrefter

$A_{Ed}$  = Ulykkeslast, her; jordskjelv

$\psi_2$ = Kombinasjonsfaktor (varier fra 0 - 0,8)

$Q_k$ = Variabel last

Det er også et krav om å kombinere seismiske virkninger ved å belaste konstruksjonen i ulike retninger. Retningskombinasjonen er for å ta hensyn til at jordskjelvlastene i realiteten kan komme i alle retninger. Ved prosjektering blir horisontale seismiske laster idealisert i to plane ortogonale akser, x og y. Eurokode 8 gir i punkt 4.3.3.5.1(3) krav til kombinasjon av de seismiske lastkomponentene;

$$a) E_{Edx} + 0,30E_{Edy} \quad (64)$$

$$b) E_{Edy} + 0,30E_{Edx} \quad (65)$$

Eurokode 8 i punkt 4.3.3.5.1.(8) åpner for å forenkle lastpåføring til kun én retning, hvis bygget er svært symmetrisk. Da kan 0,30-multiplikatoren reduseres til 0. Det gis også forslag til kombinasjon ved vertikale jordskjelvlaster, men er ikke belyst i denne oppgaven fordi det sjeldent er nødvendig i Norge.

[ (15)NS-EN 1990+NA, pkt 6.4.3.4+NA.A1.1], [ (14) Rådgivende Ingeniørs Forening. Dimensjonering for jordskjelv, kapittel 2.5]

## 4.5 Ikke-bærende bygningsdeler

I et bygg er det mange komponenter som kategoriseres til ikke-bærende bygningsdeler. Det omfatter bygningsdeler som ikke er en del av bæresystemet, for eksempel kledning, rekkverk, møbler, utstyr, himling, skilt etc. Disse bygningsdelene kan ved jordskjelv få svingninger og løsne/velte. Mer spesielle deler som gassrør og gasstanker kan ved jordskjelv skape sprekker og lekkasje. Det er derfor god grunn til å vurdere menneskers sikkerhet, utstyrsødeleggelse og redusert funksjonalitet for ikke bærende elementer ved jordskjelv. Bygg med høy stivhet og lav egensvingning vil få store akselerasjoner som vil ryste ikke-bærende bygningsdeler. [ (16)NEED 2012, Dominik H. Lang, NORSAR] Komponentene som blir sett som farlige eller av stor betydning under jordskjelv, skal gjennomgå en seismisk analyse basert på responsspekteret for underliggende seismiske bæresystem. [ (12) NS-EN 1998-1, 4.3.5.1(2)]

Resterende deler skal også sikres mot jordskjelv ved at forankring, forbindelser og tilkoblinger skal motstå en seismisk last,  $F_a$ , beregnet fra en forenklet metode, gitt i punkt 4.3.5.2.(2);

$$F_a = \frac{S_a W_a \gamma_a}{q_a} \quad (66)$$

$F_a$  = Horisontal seismisk kraft i massesenter på ikke-bærende element

$S_a$  = Jordskjelvsfaktor, finnes med formel gitt i NS-EN 1998-1, 4.3.5.2.(3)

$W_a$  = Vekt av bygningsdelen

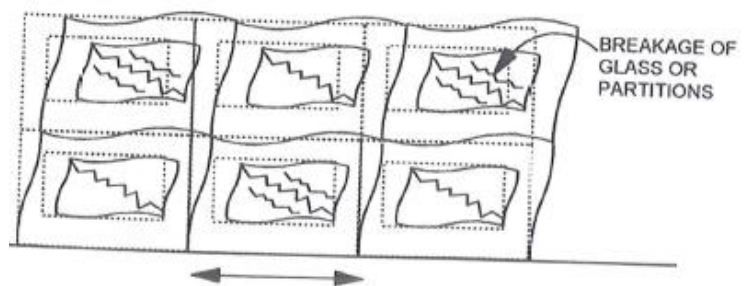
$\gamma_a$  = Seismisk faktor for bygningsdelen, gitt i NS-EN 1998-1, 4.3.5.3

$q_a$  = Konstruksjonsfaktor for bygningsdelen, gitt i NS-EN 1998-1, 4.3.5.4



**Figur 29:** Gasstanker bør sikres for tregheitskrefter for å unngå velting.

Kilde: (16)NEED 2012, Dominik H. Lang, NORSAR



**Figur 30:** Fare for oppsprekking og nedfall av bygningsdeler ved jordskjelv.

Kilde: (16)NEED 2012, Dominik H. Lang, NORSAR

## 4.6 Spesielle regler for horisontale skiver

Horisontale skiver overfører de horisontale jordskjelvkraftene til det vertikale bæresystemet, og er dermed en del av avstivningen av bygget. Skiven sees som et viktig konstruksjonselement under jordskjelvlaster, og har krav om overstyrke. Dette gjøres ved å multiplisere jordskjelvets horisontale last med en overstyrkefaktor ( $\gamma_d$ ). Denne faktoren er avhengig av skivens fare for spørbrudd eller duktilt brudd. Verdiene for overstyrkefaktor blir overstyrt av det norske annekset, som fastslår en lik verdi til begge typer brudd;  $\gamma_d = 1,2$ .

Nylig er det gitt ut et endringsblad som åpner muligheten for å neglisjere overstyrkefaktoren til skiver hvis det prosjekteres i DCL. Se utdrag av endringsbladet i vedlegg 2.

[ (12) NS-EN 1998-1, 4.2.1.5], [ (12) NS-EN 1998-1, 4.4.2.5+NA 4.4.2.5]

## 4.7 Spesielle regler for trebygninger

Eurokode 8 angir bestemmelser knyttet til trebygninger som et tillegg til "Prosjektering av trekonstruksjoner" (NS-EN 1995+NA). Trebygninger ved jordskjelvprosjektering kategoriseres ofte som en konstruksjon i duktilitetsklasse DCM eller DCH (lette trekonstruksjoner i DCL trenger ikke å prosjekteres for seismiske laster [ (12) NS-EN 1998-1+NA, NA3.2.1(5)+tabell NA.4(902)]). Hvis konstruksjonen regnes å ha lite energiabsorpsjon prosjekteres den etter DCM, og har den energiabsorpsjon faller den under DCH. Duktilitetsklassen påvirker konstruksjonsfaktoren ( $q$ ). Norsk annekset punkt 5.2.1 begrenser konstruksjonsfaktoren til høyeste i DCM. Med andre ord blir DCH ikke benyttet i Norge. Det blir derfor kun i denne oppgaven tatt for seg DCM som baserer seg på elastisk global analyse, og utelukker ikke-lineær oppførsel i materialet. Prosjekteringsprinsippet er at tredeler skal oppføre seg elastisk, og forbindelser/mekaniske festemidler skal være energiabsorberende soner som ikke bør påvirke konstruksjonens samlede stabilitet. Limte elementer skal ikke alene brukes til energiabsorberende soner på grunn av sin lave duktilitet.

[ (12) NS-EN 1998-1+NA, kapittel 8.1.3]

Eurokode 8 stiller krav til materialer og festemidler ved forbindelsene, når prinsippet om energiabsorbering benyttes. Forbindelsene skal ha en lavsyklisk utmattingsoppførsel. Det vil tilsvare en plastisk deformasjon i minimum tre sykluser ved et statisk duktilitetsforhold på 4 (gjelder DCM). Dette gjelder også for stålbaserte forbindere som et tillegg til standarden for stålkonstruksjoner, NS-EN 1993.

Ofte er prøving av forbindere omfattende og er ønskelig å unngå. Da kan alternative krav benyttes, oppgitt i (13) NS-EN 1998-1+NA, kapittel 8.3(4):

Krav for en energiabsorberende sone;

- Dybel-, bolt-, spikrede tre-til-tre- og stål-til-tre-forbindelser er minstetykkelse på konstruksjonsdeler lik  $10 \cdot d$ , og diameteren  $d$  på festemiddelet er høyest 12mm
- Skjærvegger og skiver er minstetykkelse på trebasert kledningsmateriale lik  $4d$ , der spikerdiameteren  $d$  høyest er 3,1mm

Hvis de to oven forliggende krav ikke innfris er ennå ett alternativ gitt i (13) NS-EN 1998-1+NA, kapittel 8.3(4) tabell 8.2.

**Tabell 6:** Øvre grenseverdier til konstruksjonsfaktor( $q$ ) ved valg av bæresystem og duktilitetsklasse.

Dimensjoneringsprinsipp og duktilitetsklasse	$q$	Eksempler på konstruksjoner.
Liten evne til energiabsorpsjon - DCL	1,5	Utkragere, bjelker, buer med to eller tre skrueforbindelser, fagverk med forbindere.
Middels evne til energiabsorpsjon - DCM	2	Limte veggplater med limte skiver forbundet med spikere og bolter. Konstruksjoner som består av trerammer (som motstår horisontale krefter) og ikke-lastbærende utmurte eller utstøpte veggfelt.
	2,5	Statisk ubestemte fagverk med dybel- og skrueforbindelser (se 8.1.3(3)P).
Stor evne til energiabsorpsjon - DCH	3	Spikrede veggplater med limte skiver, forbundet med spikere og bolter; fagverk med spikrede knutepunkt.
	4	Statisk ubestemte fagverk med dybel- og boltforbindelser (se 8.1.3(3)P).
	5	Spikrede veggplater med spikrede skiver, forbundet med spikere og bolter.

Kilde: (13) NS-EN 1998-1, 8.3 tabell 8.1

Glidninger i forbindelsene skal tas med i analysen og forbindelser/koblinger egnet for bestemte krefter må kunne holde sin posisjon ved andre lasttilfeller. Et eksempel er trykkforbindelser som må sikres for glidning mot strekkrefter.

I styrkeberegningene blir det tillatt å bruke andre verdier av E-modulen. Jordskjelv er en momentan last og standarden tillater å benytte  $E_0$ -modulen med 10 % høyere verdi [ (12) NS-EN 1998-1+NA, kapittel 8.4(2)]. Det at jordskjelv er en momentan last gjenspeiles også i  $K_{mod}$ -faktoren hvor det tillates å bruke tilfelle for "øyeblikkslast". [ (12) NS-EN 1998-1+NA, kapittel 8.6(1)]

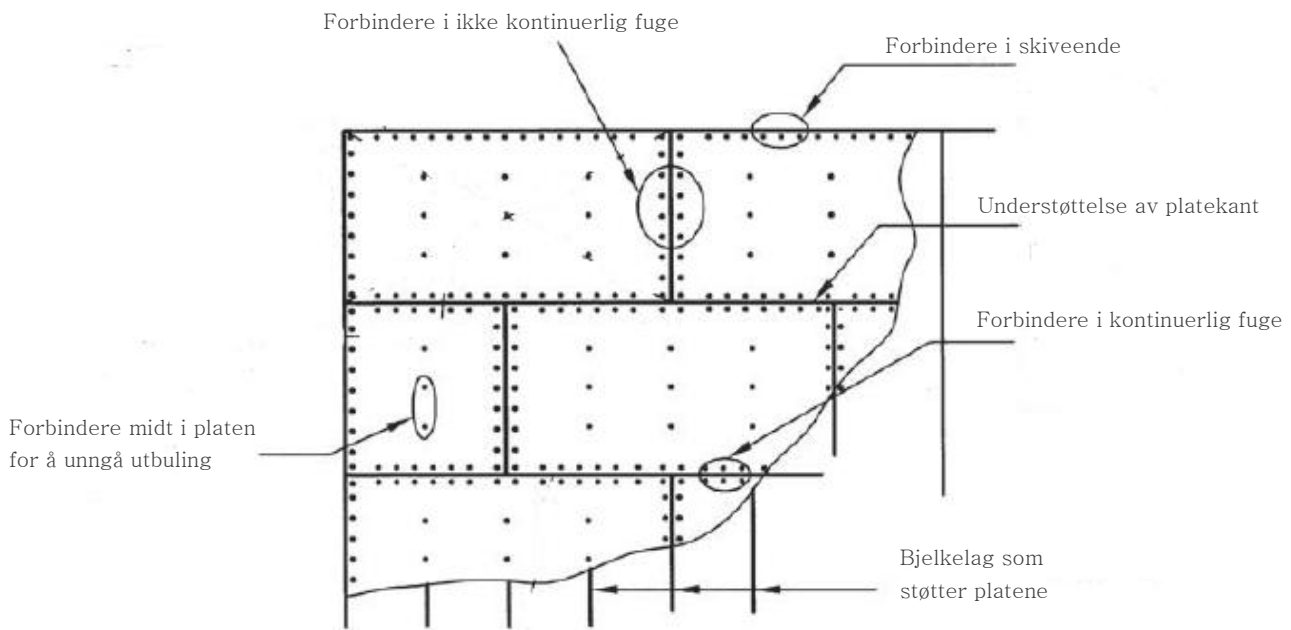
#### 4.7.1 Særskilte regler for horisontale trebaserte skiver

Trebaserte skiver ved seismisk last beregnes ut fra trestandarden NS-EN 1995-1, men får noen tilleggskrav fra Eurokode 8. Tilleggskravene er mest detaljeringspunkter beskrivende for utforming av den horisontale skiven. Det forutsetter at leser har kjennskap til NS-EN 1995-1.

Fra trestandarden tillates det å bruke forhøyningsfaktorer for kapasiteten av festmidler festet på kant (faktor; 1,2) og til spikeravstanden for ubrutte kanter hvis platene ligger forskjøvet(faktor; 1,5). Disse to faktorene gis det forbud om å bruke ved jordskjelvprosjektering, samtidig som det presiseres at skjærkreftene skal evalueres ut ifra hvordan vertikalt avstivningssystem er montert på skiven.

Kontinuitet av skiven prioriteres for å få en best mulig kapasitet. Alle kanter på skiven skal opplagres og ha tverrbærende bjelker. Dette inkluderer kanter som forekommer på grunn av utsparinger i skiven. Opplagring av kanter kan skape behov for kubbing og andre løsninger for å skape underlag for festepunkt.

Hvis den trebaserte skiven innfrir alle krav gitt i NS-EN 1998-1, punkt 8.5.3, samtidig som åpninger/utsparinger ikke har vesentlig innflytelse på stivheten, tillates det å betrakte skiven som "stiv" i konstruksjonsmodellen. [ (12) NS-EN 1998-1, 8.4], [ (12) NS-EN 1998-1, 8.5.3]



**Figur 31:** Forslag til utføring av skive laget med trebasert plater og mekaniske forbindere.  
 Kilde: (17) Donald E. Breyer, Kenneth J. Fridley, Kelly E. Cobeen, David G. Pollock. *Design of wood structures*, kapittel 9.3

## 4.8 Utelatelseskriterier

Seismiske laster opptrer uregelmessig og er vanskelig å forutse. Utforming av konstruksjoner bør utføres med godt skjønn, med hensyn til seismisk last. En robust konstruksjon mot jordskjelv er også gjerne godt egnet mot andre laster. I noen tilfeller er sannsynligheten for jordskjelv og skade så liten at Eurokode 8 åpner for å se bort i fra regelverket. Nedenfor er det listet opp tilfeller hvor seismisk analyse etter Eurokode 8 kan utelukkes;

- Hvis dimensjonerende grunnakselerasjon ( $a_g$ ) multiplisert med forsterkningsfaktor ( $S$ ) er mindre enn  $0,05g$  (gjelder ikke for bruer i seismisk klasse IV); [ (12) NS-EN 1998-1+NA, NA 3.2.1(5)].

$$a_g S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2 \quad (67)$$

- Hvis dimensjonerende responspekter er mindre enn  $0,05g$  når  $q \leq 1,5$  (gjelder ikke for bruer i seismisk klasse IV); [ (12) NS-EN 1998-1+NA, NA 3.2.1(5)]

$$S_d(T) < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2 \quad (68)$$

- Lette trekonstruksjoner og konstruksjoner som kategoriseres i seismisk klasse 1, som for eksempel småhus. [ (12) NS-EN 1998-1+NA, NA3.2.1(5)+tabell NA.4(902)]

- Hvis seismisk skjærkraft ( $F_b$ ) ved fundament/topp kjeller er mindre enn skjærkrefter fra andre lastkombinasjoner. Forutsatt at konstruksjonen er i DCL og innfrir kravene om regularitet og  $q \leq 1,5$ . [ (14) Rådgivende Ingeniørs Forening. Dimensjonering for jordskjelv, kapittel 6.5]

$$1,0 \cdot F_b < (1,5 \cdot \text{vind} + 1,05 \cdot \text{skjevlast}) \cdot \left( \frac{\gamma_{c,bruddgrense}}{\gamma_{c,DCL}} \right) \quad (69)$$

$\left( \frac{\gamma_{c,bruddgrense}}{\gamma_{c,DCL}} \right)$  = forholdet mellom materialfaktorene i ordinær bruddgrensetilstand og i seismisk dimensjonering.



## 5 Skiveteori

Det vil her bli omtalt skiver brukt til horisontal avstivning. Både stive og fleksible skiver vil bli omtalt med tilhørende forskyvninger og deformasjoner. Beregningsprinsipp og idealisering av system vil også bli belyst.

### 5.1 Generelt

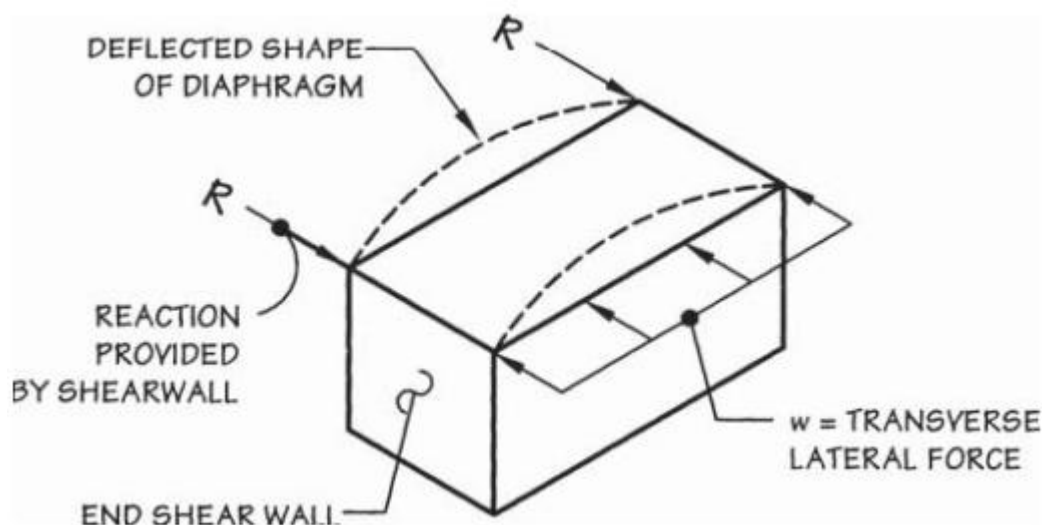
En skive er geometrisk lik en plate, men opptar kreftene i spennretning. Tykkelsen ( $z$ -akse) er vesentlig mindre enn spennretning i  $x$ - og  $y$ -retning. I bygninger blir ofte skivekonstruksjoner brukt for å avstive bygget mot horisontale krefter som vind og jordskjelv. Skiven kan tenkes som en høy bjelke hvor skjærkrefter tas opp av skiven i spennretning, og bøyepeningene tas opp i endedragere i form av strekk/trykk.

Horisontale skiver sin oppgave er å overføre kreftene til et vertikalt avstivningssystem, som kan være momentstive rammer, vertikale skiver, vindkryss, etc.. Skjærkrefter per lengdeenhet fra skiven til vertikalt avstivningssystem blir kalt skiveskjær. Avhengig av skivens deformasjoner kan vi kategorisere skiven som stiv eller fleksibel.

En typisk stiv skive er et betongdekke som har små deformasjoner og holder sin opprinnelige form under belastning. En fleksibel skive har større deformasjoner/glidninger og kan for eksempel være en skive sammensatt av trebaserte plater med mekaniske forbindere. Dette er mer beskrevet kapitlet 5.2.

Kategoriseringen av skiver ut fra stivhet er viktig fordi stivheten har innvirkning på hvordan skivekreftene blir overført til det vertikale avstivningssystemet. Riktig kraftoverføring er viktig i beregningene.

[ (8)Lindeburg, Michael R. *Seismic design of building structures 8th edition, kapittel 7* ]



**Figur 32:** Oversikt over skivevirkning med en horisontal ytre kraft ( $w$ ) og endereaksjoner ( $R$ ).  
Kilde: (17) *Design of wood structures ASD/LRFD, chapter 9.1*

## 5.2 Fleksible skiver

I fleksible skiver blir det utelatt at skiven kan ta opp torsjonsmomenter forårsaket av eksentrisitet. I forenklete beregninger kan en horisontal skive bli sett som en fritt opplagt bjelke der oppleggene er vertikal avstivning. Ved en ytre belastning på skiven vil det oppstå skjærkrefter og bøyemoment i likhet med bjelketeorien. For at denne forenklete metoden skal være konservativ må systemet ha randbjelker til å ta opp bøyemomentet (trykk/strekk) og nødvendig skjærkapasitet av skivematerialet for å motstå skjærstrøm. Det er ønskelig at et eventuelt brudd skal oppstå i forbindere. Videre kontrolleres forbindelsenes kapasitet mot skjærstrømmen på skivens rand. Er skiven satt sammen av plater bør det være understøttelse/sammenføyninger som er tilstrekkelig for å betrakte det som én skive. Det anbefales også at spennvidden i lengderetning er imellom to til seks ganger bredden.

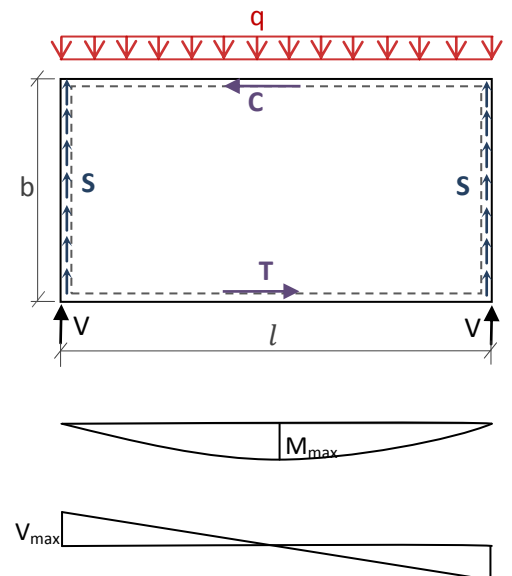
Forenklet metode av trebasert skiveberegning blir benyttet i Eurokode 1995-1 pkt 9.2.3 og kan med en jevnt fordelt ytre last estimere verdiene med formlene:

**Største bøyemoment;** 
$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} \quad (70)$$

**Største skjærkraft;** 
$$V = \frac{ql}{2} \quad (71)$$

**Normalkraft randrager;** 
$$T = C = \frac{M_{max}}{b} \quad (72)$$

**Skjærstrøm;** 
$$S = \frac{V}{b} \quad (73)$$



### 5.2.1 Randrager

Randragere skal ta opp momentkreftene i form av normalspenninger. Det er viktig at randrageren kontrolleres får både strekk og trykk fordi den ytre last kan forekomme i begge retninger. Ved trykkpåkjenninger bør fare for knekking kontrolleres. Ved strekkpåkjenning er ikke knekking aktuelt, men skjøter i en ikke-kontinuerlig randdrager er nødvendig å kontrollere. Skjøten skal ha kapasitet til å motstå opptredende strekkraft.

[ (8)Lindeburg, Michael R. *Seismic design of building structures 8th edition, kapittel 7.16* ]

## 5.2.2 Skjærkledningen

Skjærkledningen skal ta opp oppredende skjærkrefter i skiven. Skiver sammensatt av plater/elementer er ofte ikke skjærfastheten i materialet problemet, men kapasiteten av forbinderne. Det er viktig at alt holdes sammen slik at det blir samvirke mellom delene og derav en samlet skivevirkning. Hver plate kontrolleres for skiveskjær, som er skjærkrefter per lengdeenhet rundt platen. Nødvendig kapasitet av forbinderne varierer på ulike punkt på skiven. Største verdier av skjærstrøm finnes ofte over vertikalt avstivningssystem.

[ (8)Lindeburg, Michael R. *Seismic design of building structures 8th edition, kapittel 7.6 - 7.19*], [ (18) Standard Norge. *NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010, kapittel 9.2.3*]

## 5.2.3 Idealisering av en fleksibel skive

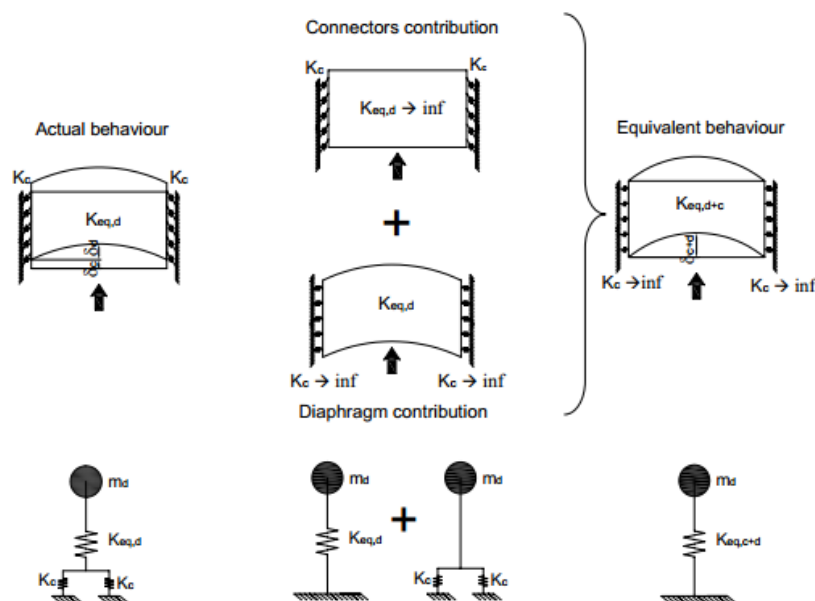
Ved jordskjelvprosjektering er det ønskelig med en realistisk stivhetsverdi i skiven, og ikke bare kapasiteten av skiven. Stivheten er med på å påvirke egensvingeperioden til systemet som inngår i beregningene for å finne jordskjelvlasten. Skivens bidrag til systemets stivhet kan deles i to typer, en fra skiven og en fra forbinderne. En stiv skive festet med myke forbindere vil ikke få utbytte av at skivematerialet er stivt. Hvis skivematerialet er uendelig stivt, vil deformasjonene kun avhenge av forbinderens stivhet. Og omvendt hvis forbinderne er uendelig stiv, vil deformasjonene kun avhenge av skivematerialets stivhet. Dette kan visualiseres i et system med masse og fjærstivheter som er parallellkoblet. For å slå sammen ulike stivheter i et system kan formel 10 brukes, og samlet skivestivhet kan uttrykkes:

$$\frac{1}{K_{eq,c+d}} = \frac{1}{K_{eq,d}} + \frac{1}{K_c} \quad (74)$$

$K_{eq,c+d}$  = Samlet stivhet sammensatt av skive- og forbinderstivhet

$K_c$  = Stivhet for forbinderne

$K_{eq,d}$  = Stivhet for selve skiven



**Figur 33:** En horisontal skive idealisert i et masse- og fjærssystem.

Kilde: (19) S. Pampanin, A. Brignola, S. Podesta. *In plane stiffness of wooden floor*

[ (19) S. Pampanin, A. Brignola, S. Podesta. *In plane stiffness of wooden floor*]

### 5.2.4 Deformasjoner av skiver sammensatt av plater

Deformasjon kan benyttes til å finne elementers stivhet. Hvis deformasjonen og kraften er kjent kan stivheten beregnes (formel 2). Det blir derfor viktig å vite deformasjonene for å kunne estimere stivheten. Dynamikken (formel 34) er også avhengig av bl.a. deformasjon og stivhet for å kunne uttrykke responsen.

Et nøyaktig skille mellom stiv og fleksibel skive er vanskelig å definere. Hovedpoenget er ofte at skiven skal være stabiliserende for systemet og forskyvningene skal kunne kontrolleres mot ønskede krav. Skivers deformasjon er styrt av materiale, innfestning og geometri. Det har lenge blitt brukt en tommelfingerregel for utbøyninger av horisontale skiver, basert på skivens lengde og bredde. Regelen sier at forholdet mellom skivens lengde og bredde ikke må overskride 4, matematisk uttrykt:

$$\frac{L}{b} \leq 4$$

Slike forenklinger gjort i statiske beregninger er ikke brukende i jordskjelvprosjektering.

Jordskjelvlaster har skapt behovet for mer detaljerte skive utbøyninger. Ved numeriske beregninger kan skivens totale utbøyning sammensettes fra fire typer skiveglidninger:

- Bøyedeformasjon; Tøyning i flens,  $\Delta_b$
- Bøyedeformasjon; Glidning i flens-skjøter,  $\Delta_c$
- Skjærdeformasjon; Skjærtøyning av platene,  $\Delta_v$
- Skjærdeformasjon; Glidning av forbindelsene mellom plater,  $\Delta_n$

Samlet utbøyning av fleksibel skive blir da:  $\Delta_{tot} = \Delta_b + \Delta_c + \Delta_v + \Delta_n$

[ (8)Lindeburg, Michael R. *Seismic design of building structures 8th edition, kapittel 7.15*], [ (20) Amanuensis Nils Ivar Bovim, "Skivekonstruksjoner, forutsetninger og beregninger", 2008]

### 5.2.5 Bøyedeformasjon; Tøyning i flens

Bøyedeformasjon i flensen er randdragerens tøyning forårsaket av bøyespenningene (trykk/strekk). Dette kan uttrykkes ved hjelp av Steiners sats hvor vi ser bort fra randrageren sin bøvestivhet.

$$W_{fl,b} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4 \cdot k_{cr}}{384 \cdot EI_{fl}} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4 \cdot k_{cr}}{384 \cdot E \cdot 2 \cdot A_{fl} \cdot \left(\frac{H_{tot}}{2}\right)^2} = \frac{q \cdot L^4 \cdot k_{cr}}{38,4 \cdot E \cdot A_{fl} \cdot H_{tot}^2} \quad (75)$$

$q$  = Ytre last [N/mm]

$L$  = Lengde av skiven [mm]

$k_{cr}$  = Faktor for lasten, avhengig av varighet av lasten

$E$  = Elastisitetsmodulen til materialet. [N/mm<sup>2</sup>]

$I$  = Arealmoment til flensen [mm<sup>4</sup>]

$A_{fl}$  = Areal av flens, tverrsnitt [mm<sup>2</sup>]

$H_{tot}$  = Total høyde av skiven

[ (20) Amanuensis Nils Ivar Bovim, "Skivekonstruksjoner, forutsetninger og beregninger", 2008]

### 5.2.6 Bøyedeformasjon; Glidning i flens-skjøter

En bøyning vil forårsake en glidning i skjøtene ved randdragere, både i trykk- og strekkflens. Denne glidningen er vanskelig å estimere nøyaktig, men blir i de fleste tilfeller liten i forhold til de andre bidragene. En forenklet metode for å beregne glidning i flens skjøter er hentet fra Bovim (20).

$$w_{fl,b,j} \cong 0,2 \cdot \frac{n \cdot L}{H_{tot}} \cdot w_{fl,j} \cdot k_{cr} \quad (76)$$

$q$  = Ytre last [N/mm]

$L$  = Lengde av skiven [mm]

$k_{cr}$  = Faktor for lasten, avhengig av varighet av lasten

$w_{fl,j}$  = Deformasjon av forbindelse i bruksgrensetilstand

$H_{tot}$  = Total høyde av skiven [mm]

$n$  = Antall forbindere

[ (20) Amanuensis Nils Ivar Bovim, "Skivekonstruksjoner, forutsetninger og beregninger", 2008]

### 5.2.7 Skjærdeformasjon; Skjærtøyning av platene

Skjærtøyning i skivens platemateriale er avhengig av skjærmodulen ( $G$ ) til materialet. Hvis det er et sterkt materiale med høy skjærmodul, er skjærtøyningen vanligvis liten. Ved hjelp av enhetslast-metoden kan skjærtøyning av platene beregnes.

$$w_{web,s} = \int \frac{V_0 \cdot V_1}{G_{sk} \cdot A_{web}} ds = \frac{q \cdot L^2 \cdot K_{cr}}{8 \cdot G_{sk} \cdot A_{web}} \cong \frac{q \cdot L^2 \cdot K_{cr}}{8 \cdot G_{sk} \cdot t_{pl} \cdot H_{skive}} \quad (77)$$

$q$  = ytre last

$V$  = Skjærkraft [N]

$t_{pl}$  = platetykkelse [mm]

$k_{cr}$  = Faktor for lasten, avhengig av varighet av lasten

$L$  = Lengde av skiven [mm]

$A_{web}$  = Areal av "steget" i platen [mm<sup>2</sup>]

$H_{skive}$  = Høyde av skiven [mm]

$G$  = Skjærmodul [N/mm<sup>2</sup>]

[ (20) Amanuensis Nils Ivar Bovim, "Skivekonstruksjoner, forutsetninger og beregninger", 2008]

### 5.2.8 Skjærdeformasjon; Glidning av forbindelsene mellom plater

Glidning i skjøter mellom platematerialene gir ofte det største bidraget av deformasjon til skivens totale utbøyning. Glidningen kan reduseres ved fastsettelse av riktig forbindeavstand og montering av skiven. Det er anbefalt å legge skivens platematerialer i forband for unngå gjennomgående og kontinuerlige fuger, slik at skiven blir mest mulig sammensatt. Fra Bovim (20) finner vi en formel for glidning mellom platene forutsatt at forbinde i skjøtene har kapasitet proporsjonalt med skjærkraften.

$$w_{web,s,j} = \frac{(1+\beta) \cdot L}{4 \cdot b_{pl}} \cdot w_{web,j} \cdot k_{cr} \quad (78)$$

$\beta$  = forholdet mellom platebredde og platehøyde

$b_{pl}$  = platebredde [mm]

$k_{cr}$  = Faktor for lasten, avhengig av varighet av lasten  
 $L$  = Lengde av skiven [mm]  
 $w_{web,j}$  = Forbindernes deformasjon i bruksgrensetilstand [mm]

[ (20) Amanuensis Nils Ivar Bovim, "Skivekonstruksjoner, forutsetninger og beregninger", 2008]

## 5.3 Stive skiver

### 5.3.1 Generelt

I praksis finnes det ingen helt stive skiver uten noen deformasjoner når den blir utsatt for en belastning. Allikevel brukes begrepet/prinsippet i prosjekteringssammenheng når forskyvningene i skiven er så små at de blir ubetydelige og kan neglisjeres. Betragtningen av en stiv skive tilsvarer en skive som holder samme form, uten noen forskyvninger når den belastes. Betongdekke er et eksempel på en skive som ansees som stiv.

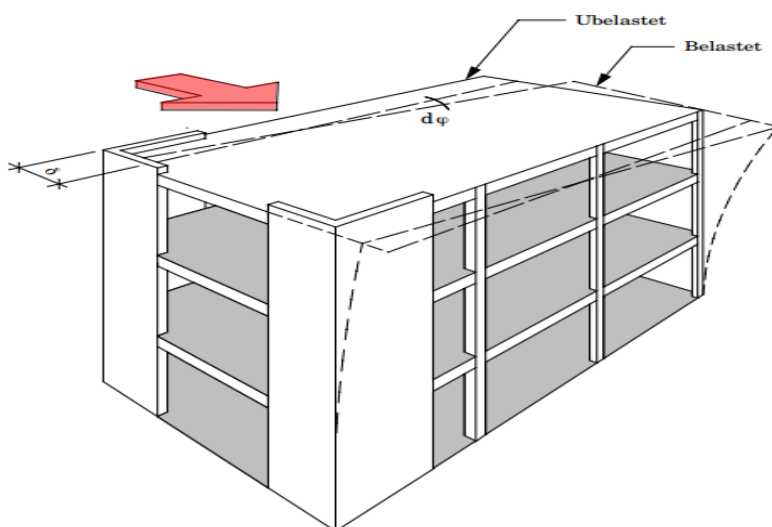
I motsetning til en fleksibel skive, regnes en stiv skive for å motstå torsjonskrefter på grunn av eksentrisitet mellom resultantkraft og stivhetssenter. Hvis det ikke er eksentrisitet og dermed ingen moment, vil de horisontale kreftene fordeles i forhold til stivheter i det vertikale avstivningssystem. Det vil bli en jevn fordeling på avstivningsdelene hvis delene har lik stivhet. I andre tilfeller med varierende stivheter, vil den delen med høyest stivhet oppta mest kraft.

Selv om skiven ansees som stiv, vil systemet kunne få forskyvninger grunnet andre deler/elementer i det stabiliserende system. Forskyvningene er vist i figur 34.

[ (8) Lindeburg, Michael R. *Seismic design of building structures 8th edition, kapittel 7.4*]

### 5.3.2 Forskyvninger

Et system utsatt for horisontale krefter med en stiv skive til avstivning, vil kunne få to typer forskyvninger i plan; translasjon og torsjon.



**Figur 34:** Et skivebygg utsatt for en ytre belastning, med translasjon og torsjons-forskyvning.

Kilde: (21) Betongelementforeningen. *Avstiving og kraftoverføring, Bind B, kapittel 12.3*

### 5.3.3 Translasjon

Translasjon-forskyvning opptrer parallelt med ytre last og skjer likt over hele skiven. Størrelsen til translasjonen bestemmes av ytre kraft og stivheten til det vertikale avstivningssystemet. Stivheten vil også være avgjørende for kraftfordelingen i konstruksjonen. Med formel 1 som grunnlag vil translasjonen bli:

$$\delta = \frac{F}{K} \quad (79)$$

$F$  =Ytre kraft

$K$  =Samlet stivhet for vertikal avstivning

$\delta$  =Translasjon

### 5.3.4 Torsjonsforskyvning

Forskyvningene fra torsjon oppstår fordi horisontale krefter virker med en eksentrisitet fra det vertikale stivhetssenter. Da vil det oppstå torsjonsmoment som fører til en vridning av systemet, mens skivens form ansees som den samme. Stivhetssenteret i plan kan lokaliseres ved å sette vertikale avstivninger inn et koordinatsystem og bruke vanlig "tyngepunktberging", hvor stivheten tenkes som tyngden.

For å unngå store torsjonsmomenter anbefales det å symmetri ved plassering av avstivning, slik at stivhetssenteret defineres nærme ytre påvirkning sitt tyngdepunkt. Kraften sitt tyngdepunkt under jordskjelv er likt som massesenteret, fordi ytre last er basert på treghetskrefter fra massen (formel 34).

Torsjonsmoment oppstår når det er eksentrisitet mellom ytre kraft og stivhetssenter. Dette er årsaken til vridning av skiven (vinkel  $d\varphi$ ). Forenklet kan vridningsvinkelen gjøres om til en x- og y-forskyvning i planet. Torsjonsforskyvning i henholdsvis x- og y-retning kan ved hjelp av geometri uttrykkes slik;

$$\delta_{xi} = -y_i d\varphi = -y_i M_z / I \quad (80)$$

$$\delta_{yi} = -x_i d\varphi = -x_i M_z / I \quad (81)$$

$\delta$ =Forskyvning

$x_i$ =avstand fra stivhetssenter til punktet i x-retning

$y_i$ =avstand fra stivhetssenter til punktet i y-retning

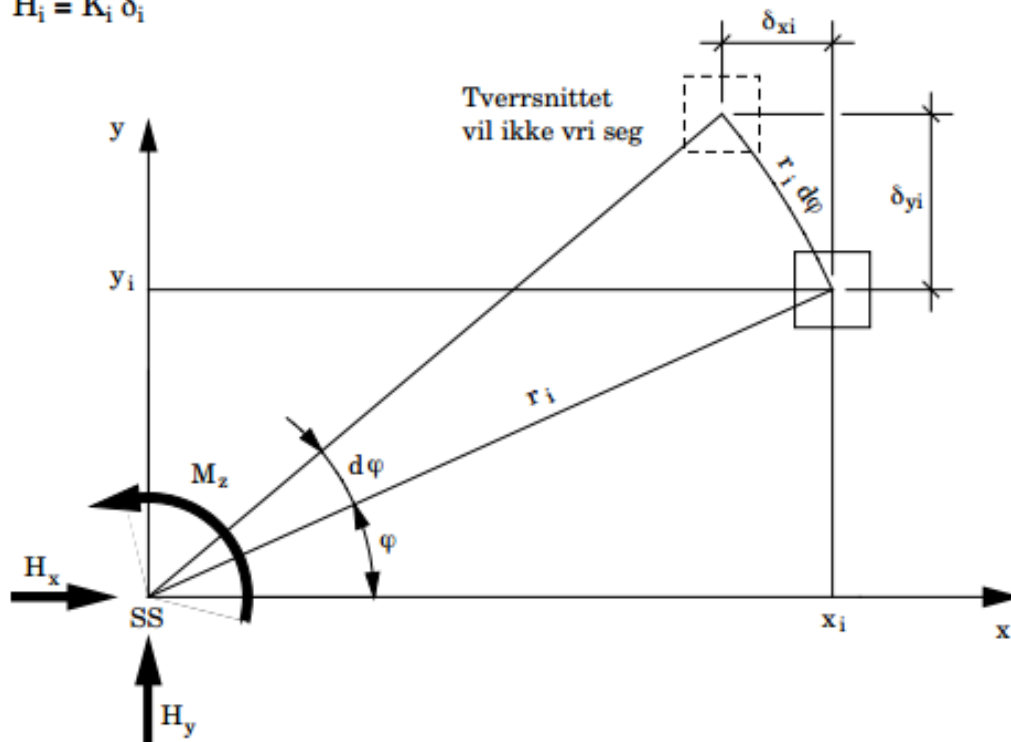
$d\varphi$ =torsjonsvinkel

$M_z$ =Momentet om stivhetssenter, kraft ganger arm

$I$ =Rotsjonsstivhet,  $I = \sum(y_i^2 K_{xi}) + \sum(x_i^2 K_{yi})$

[ (21) Betongelementforeningen. Avstiving og kraftoverføring, Bind B, kapittel 12.3]

$$H_i = K_i \delta_i$$



**Figur 35:** Torsjons-forskyvning og mål for en stiv skive.

Kilde: (21) Betongelementforeningen. *Avstiving og kraftoverføring, Bind B, kapittel 12.3*



## 6 Forbindelser

Forbindelser er helt vesentlig for å sammenholde konstruksjonsdeler med ønsket stivhet.

Forbindelser finnes i mange forskjellige typer og egenskaper egnet til forskjellig bruk. I dette kapitlet beskrives forbindelsestyper og tilhørende krav. Det vil også bli presentert forbinderes stivheter og deformasjoner, spesielt vektlagt mekaniske forbindere som spikre/skruer.

### 6.1 Typer

Det finnes utallige typer og leverandører av forbindelsesmidler. Bruksområdene er forskjellige og valg av type blir avhengig av mange faktorer. Noen faktorer kan være pris/økonomi, styrke, stivhet, deformasjon, estetikk, tilgjengelighet og hvor godt det er egnet til å feste materialet. I betong benyttes armeringsjern til å forbinde elementer. Armering og støpeforbindere sees ofte som en stiv forbinder på grunn av sin høye stivhet og styrke. Det samme gjelder sveiste forbindelser i stålkonstruksjoner. Mekaniske forbindelser blir ofte sett som mer myke forbindelser med lavere stivhet og høyere deformasjonsevne. Dette omfatter forbindere som spiker, bolter, skruer, dybler, med mer.

[ (22) Treteknisk. Mekaniske treforbindelser. s.l., kapittel 1]

### 6.2 Krav og merking

Alle byggevarer og byggverk, inkludert forbindelsesmidler, har krav fra byggt teknisk forskrift gitt i § 3-2. Kravene som skal innfris er:

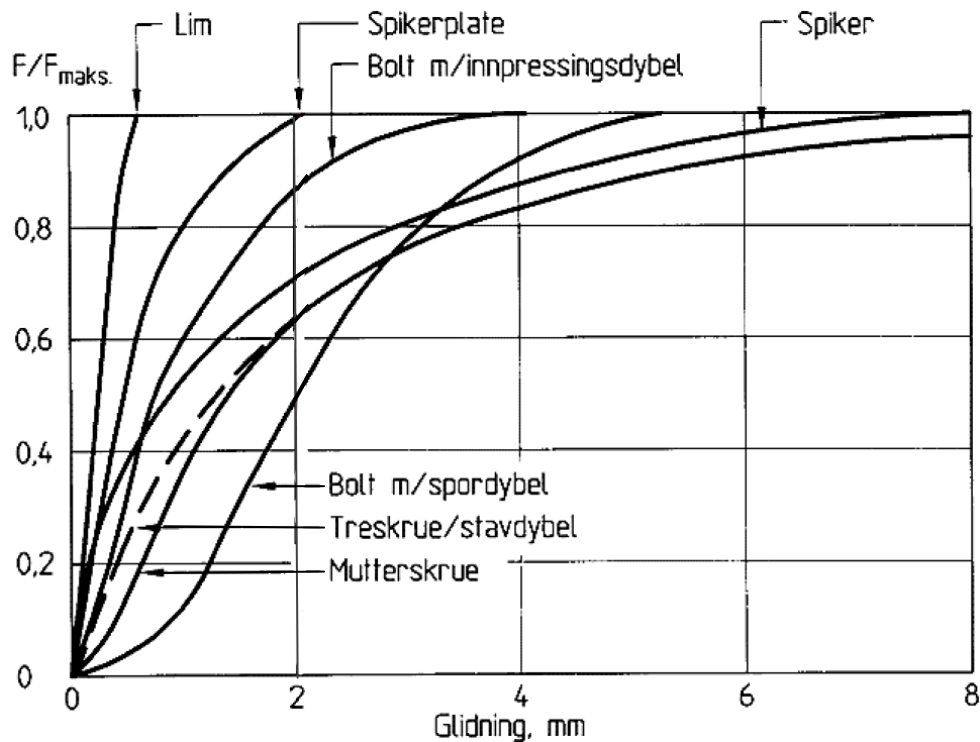
- Mekanisk motstandsevne og sikkerhet
- Brannsikring
- Hygiene, helse og miljø
- Beskyttelse mot støy og vibrasjoner
- Energisparing og varmeisolering

CE-sertifisering er en kontrollordning gjeldende for blant annet byggevarer. Det er i Norge ingen krav til CE-merking av byggevarer, men produktene må likevel innfri kravene fra byggedirektivet. Når produktet innfrir gitte krav, er det valgfritt å CE-merke produktet. Valgfriheten vil bli endret for flere produkter etter 1.juli 2013, da det blir obligatorisk med CE-merking for utvalgte produkter. Det er allikevel viktig å merke seg at selv om produktet er CE-merket, må det innfri tekniske krav i byggt teknisk forskrift og krav etter gjeldende prosjekteringsstandarder. For eksempel kan jordskjelvprosjektering stille ekstra krav til forbinderes duktilitet.

[ (22) Treteknisk. Mekaniske treforbindelser. s.l., kapittel 1] [ (23)Byggt teknisk forskrift § 3-11(3)], [ (24)<http://www.dibk.no/no/>], [ (24) <http://www.dibk.no/no/Tema/Produkter/Nyheter-produkt--og-markedstilsyn/7-sporsmal-om-CE-merking-av-byggevarer/>]

### 6.3 Stivhet og deformasjon

Forbindernes stivhet er med på å bestemme hele systemets/konstruksjonens stivhet. For eksempel kan en konstruksjon ha en stiv skive med sammenkobling av myke og duktile forbindere. Dette vil motvirke stiv skive effekten og vil redusere systemets stivhet. Stivhet og deformasjon har en nær sammenheng, hvor stivheten kan uttrykkes med forholdet av kraft og forskyvning. Figur 36 viser glidning av ulike forbindelser utsatt for en kraft.



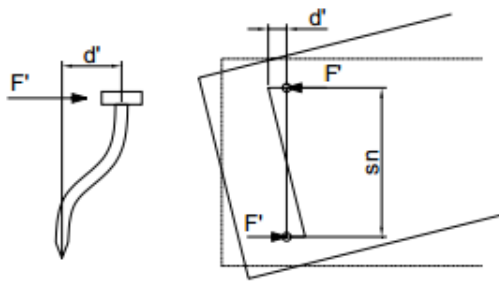
**Figur 36:** Kraft- deformasjonskurve som uttrykker stivheter til ulike forbindelsesmidler.

Kilde: (20) Bovim, Nils Ivar. *Amanuensis ved Universitetet for Miljø og Biovitenskap, Presentasjon; Spikerplater*

Som det kommer frem av figur 36 er limte deler svært stive og lite duktile. Spikre og skruer har en mykere oppførsel med lavere stivhet og høyere duktilitet.

Ved prosjektering for jordskjelv finnes det krav til duktilitet for å fastsette konstruksjonsfaktoren (se avsnitt 4.2.2). Det er viktig å implementere forbindelsenes stivheter til systemets stivhet, for å uttrykke konstruksjonens samlede stivhet. Dagens regelverk uttrykker mekaniske forbinderes glidning i bruksgrensetilstand med forholdet av påført last,  $F'$ , og glidningsmodul,  $K_{ser}$ .

Glidningsmodulen er avhengig av forbindertype, diameter og materialets densitet. Verdien er avledet av forsøksresultater.



$$d' = \frac{F'}{K_{ser}} \quad (82)$$

$d'$  = forskyvning av en forbinde

$F'$  = Kraft påført en forbinde

$K_{ser}$  = Glidningsmodul, gitt av forbindertype, diameter og materialdensitet

**Figur 37:** Tegning som viser stavforbindere sin glidning, kraft og stivhet.

Kilde: (19) S. Pampanin, A. Brignola, S. Podesta. *In plane stiffness of wooden floor*

Spesielt i jordskjelvprosjektering vil riktig stivhet være av interesse for å få mest realistiske verdier. Systemets stivhet påvirker svingeperioden som er en viktig faktor for å finne responsen. Med andre ord har stivheten sammenheng med seismiske kraft påført konstruksjonen.

Det finnes begrenset utvalg i litteraturen av fullskala forsøk av i-plan stivheter av fleksible skiver/trebaserte skiver. Et forsøk på å samle disse resultatene er gjort av S. Pampanin (19) , men med forskjellige oppsetninger og skivetyper ble det vanskelig å sammenligne stivhetsverdiene.

[ (19) S. Pampanin, A. Brignola, S. Podesta. *In plane stiffness of wooden floor* ], [ (22) Treteknisk. Mekaniske treforbindelser. s.l., kapittel 2.11]

## 7 Lett-Tak elementer

I dette kapitlet blir Lett-Tak elementer beskrevet med fokus på oppbygging og konstruksjonsmessige egenskaper. Informasjonen er hentet fra Lett-Tak AS ansatte, befaring og hjemmeside.

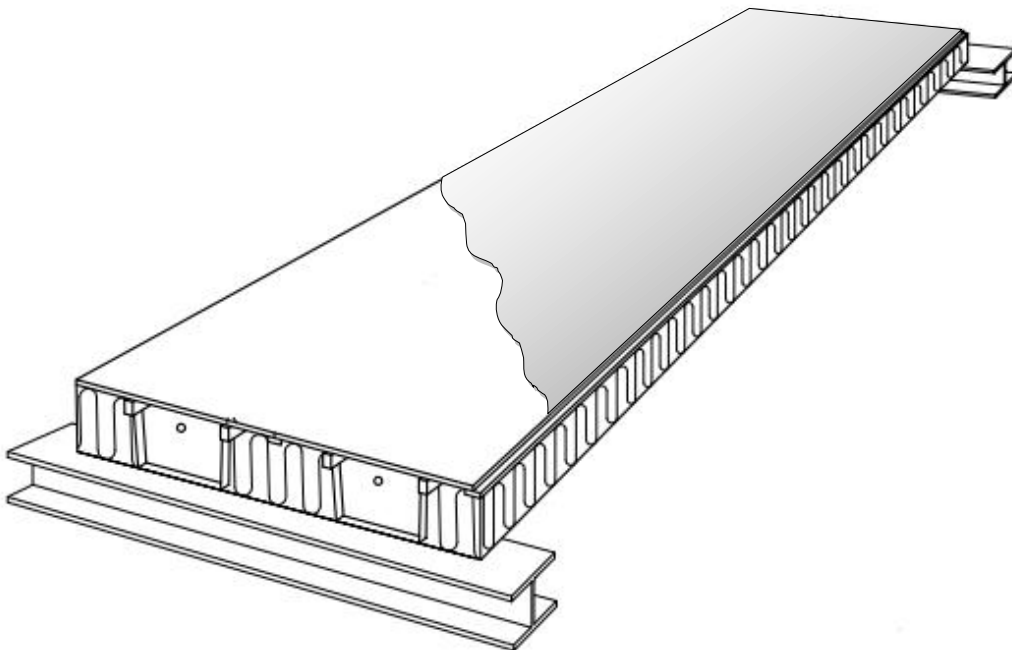
### 7.1 Generelt

Lett-Tak elementer blir produsert av Lett-Tak Systemer AS i Larvik. Bedriften ble stiftet i 1981 etter at Dr. Jens Fredrik Larssen utviklet og tok patent på produktet. Elementet er et taktekkingsprodukt og har egenskaper til en plate og skive. Elementene finnes ikke som lagervare, ettersom elementene blir produsert og tilpasset til hvert prosjekt. Norges byggforskningsinstitutt (NBI) har typegodkjent produktet som en stiv skive, dvs. en skive som avstiver systemet. Dette gjør elementet til et alternativ, ikke bare for tak, men også for hele avstivningssystem. Bedriften utfører produksjon, prosjektering og montasje av taket. Dermed faller det totale ansvar for taket på bedriften selv.

[ (25) Lett-Tak Systemer AS, [www.lett-tak.no](http://www.lett-tak.no)]

### 7.2 Oppbygging og montering

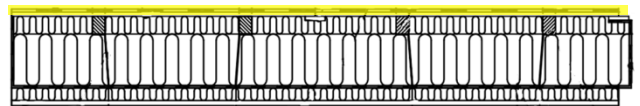
Lett-Tak elementet er sammensatt av ulike typer materialer med forskjellige egenskaper. Elementet kan sees som et "sandwich-element" der hvert materiale er plassert og festet med en hensikt. Nedenfor er det med figurer og tekst forklart betydningen av hver del/hvert materiale i elementet. Det skal nevnes at noen deler både spikres og limes. Spikrene er i hovedsak montert for å holde delene på plass under limets herdetid. Etter herdetiden er det limet kraftopptakende på grunn sin høye stivhet og styrke. Spikrene vil derimot redusere faren for sprøbrudd med sin høye duktilitet.



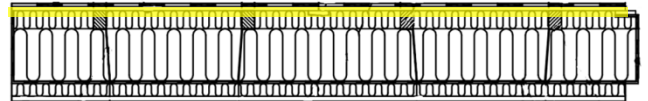
**Figur 38:** Skisse av et Lett-Tak element opplagt på to stålbjelker.

Kilde: (25) Lett-Tak Systemer AS, [www.lett-tak.no](http://www.lett-tak.no)

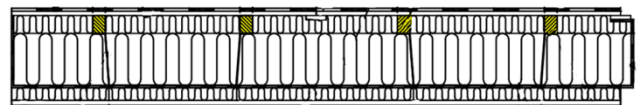
**Tekking;** PVC-takbelegg/Takpapp blir festet øverst for å beskytte resten av konstruksjonen for klimapåkjenninger. Overflaten er også for estetiske hensyn.



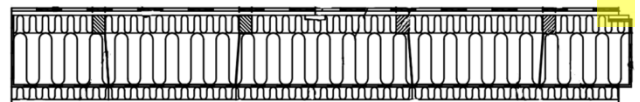
**Kryssfiner;** Vannfaste finerplater som er laskeskjøtet for å virke som en sammenhengende plate/skive. Videre er platene spikret og limt til andre deler. Kvalitet og tykkelse på platene varierer. Platene opptar trykkpåkjenninger ved bøyning og horisontale krefter ved vindkrefter/jordskjelv, el. l.. Sistnevnte er forutsatt at finerplatene er skjøtet sammen og elementene virker som en skive og avstiver til konstruksjonen.



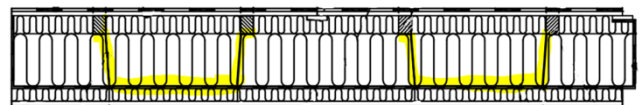
**Trelekt;** Langsgående trelekt som både blir limt og spikret til kryssfinerplate i overkant og stålprofil i underkant. Lekten vil oppta trykk-krefter når elementet bli utsatt for bøyning.



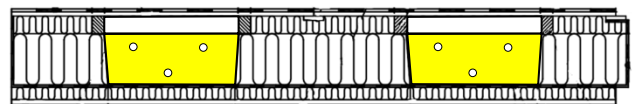
**Lask;** Treplank som blir limt til det ene elementet og festet med skruer til sideliggende element. Dette er en laskeskjøt som binder elementene på langsiden. Tykkelse og bredde varierer etter ønsket kapasitet.



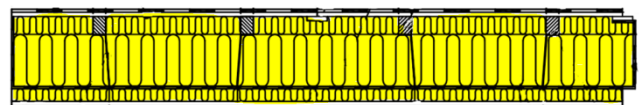
**Stålprofil;** Valsede tynnplater som er varmforsinket. Varierer i størrelse og kvalitet. Profilene opptar strekkpåkjenningene når elementet blir utsatt for bøyning.



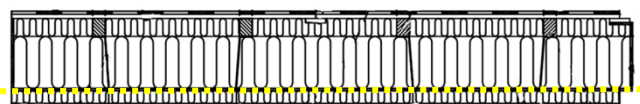
**Gavlplate;** Stålplate spesielt utformet for å passe inn i stålprofilen. Platen blir limt og spikret til stålprofilen. Hensikten er å overføre skjærkrefter fra øvre del ned til delen som elementet er festet til. Den er også med å holde profilets form når det utsettes for laster. Hullene i gavlplaten blir benyttet til heising av elementet.



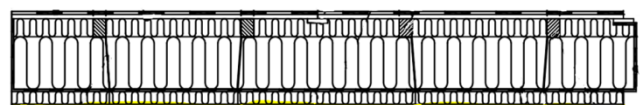
**Isolasjonsmateriale;** Steinull som fyller tomrommet mellom delene i elementet. Hensikten er å innfri krav til isolering, lyd og brann. Det legges også ofte på et kontinuerlig lag med steinull i underkant for å innfri U-verdi krav og/eller brannkrav.



**Diffusjonssperre;** Plastfolie med tykkelse på 0,2 millimeter. Monteres i underkant og opp på siden av elementet. Fungerer som et damptett-sjikt for å motvirke kondens/fukt.



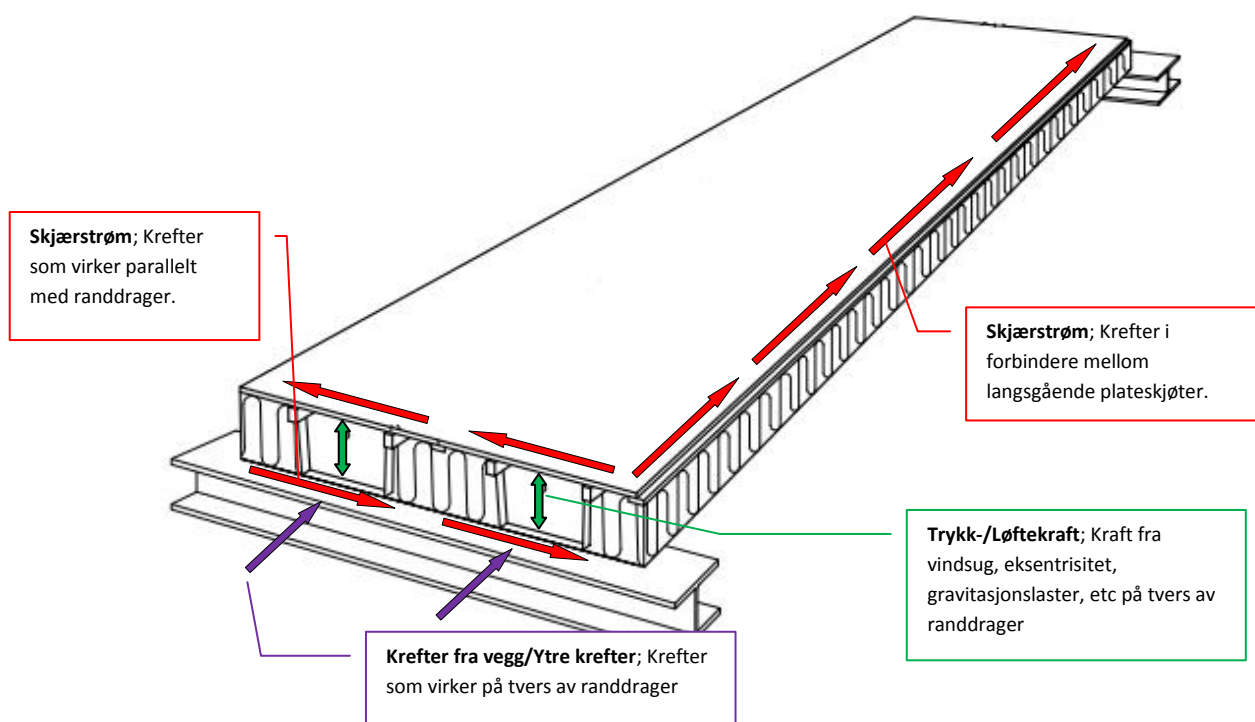
**Himlingsplate;** Plater av forskjellige slag som brukes som innvendig himling. Himlingen er mest for estetiske grunner samtidig som den har innvirkning på støv, renhold og brannisolering. Skal det monteres egne himlinger kan det bestilles elementer med spikerslag.



### 7.3 Virkemåte og kraftoverføring

Et Lett-Tak element vil både ha plate- og skivevirkning, forutsatt riktig montering. Platevirkningen vil oppta vertikale laster i form av en enveisplate. Bøyning i elementet vil skape trykk i overkant og strekk i underkant. Trelektene i overkant vil oppta trykk-krefter og stålprofilet i underkant vil oppta strekk-krefter.

Skivevirkningen er virkende når elementene er skjøtet sammen og har samvirke. Det er finerplaten i overkant med skjøt som skaper skivevirkningen. Svakeste kapasitet av finerplaten eller innfesting med forbindeerne, blir avgjørende for skivens kapasitet. Lett-Tak har utarbeidet egne stivheter og verdier som blir benyttet til jordskjelvprosjektering (se vedlegg 3). Verdiene er samlede ekvivalente stivheter med hensyn til stivheter i både elementet og forbindeerne.



**Figur 39:** Krefter i et Lett-Tak element.

Kilde: (25) Lett-Tak Systemer AS, [www.lett-tak.no](http://www.lett-tak.no)

## Del III – Metode og Resultater

### 8 Metode

Basert på teorien skal metodedelen utføre seismiske analyser av bygg med fokus på stivheter. Det vil bli flere modelleringstilfeller med forskjeller stivheter i taksive og stabiliserende kryss. Byggene er modellert som romlige modeller i programmet SAP2000 basert på finite-element-method.

Kapitlet vil først gi en innføring i programvaren brukt til modellering og beregning av byggene, for så å presentere resultatene. Retningslinjer og regler for analyse er gitt i NS-EN 1998-1 og NS-EN 1990.

Resultatene fremlegger modalanalyse, globale krefter og skivekrefter.

#### 8.1 SAP2000

##### 8.1.1 Generelt

SAP2000 er en programvare brukt til analyse og design av konstruksjoner. Programmet er utviklet i Berkeley i USA for over 30 år siden. Beregningene i programmet er basert på "finite element method" (FEM) sammensatt av forskyvnings-, stivhets- og stavendekraft-matrise. SAP2000 er blant annet tilrettelagt til seismiske analyser ved hjelp av lett tilgjengelighet til jordskjelvlaster, egenfrekvens, svingemoder, responspekter og generering av akselerasjon-tidshistorie.

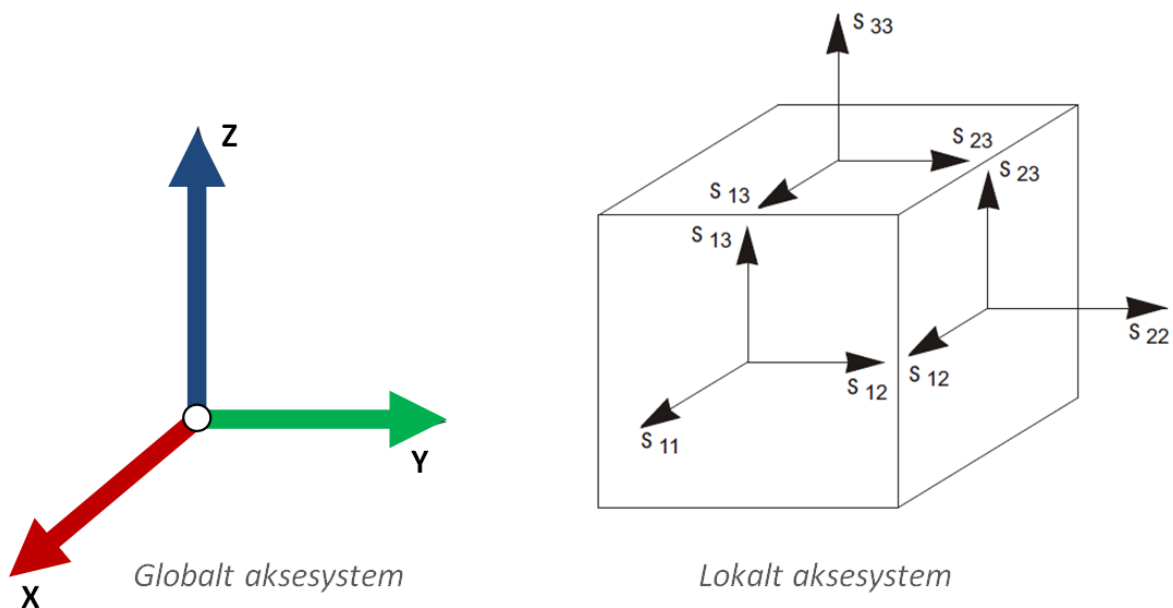
Regelverk som Eurokoder og NORSOK 004 er implementert i programvaren for kodesjekk av konstruksjonen.

[ (26)<http://www.edr.no/produkter/bim/sap2000>]

##### 8.1.2 Aksesystem og kraftretninger

Aksesystem og kraft- /spenningsretninger i SAP2000 er definert i figur 40. Det er ett globalt aksesystem for hele konstruksjonen, og flere lokale aksesystem knyttet til hvert element. Det globale aksesystem er et tredimensjonalt definert system bestående av aksene X, Y og Z. Aksene står vinkelrett på hverandre i samsvar med høyrehåndsregelen. De lokale aksene for et element er basert på samme måte, men varierer ettersom hvilken retning elementet er tegnet/modellert.

Krefter og spenninger vil uttrykkes med én bokstav og to tall. For eksempel vil normalspenning og normalkraft i x retning bli beskrevet som S11 og F11, forutsatt at lokalt aksesystem er i samsvar med globalt aksesystem.



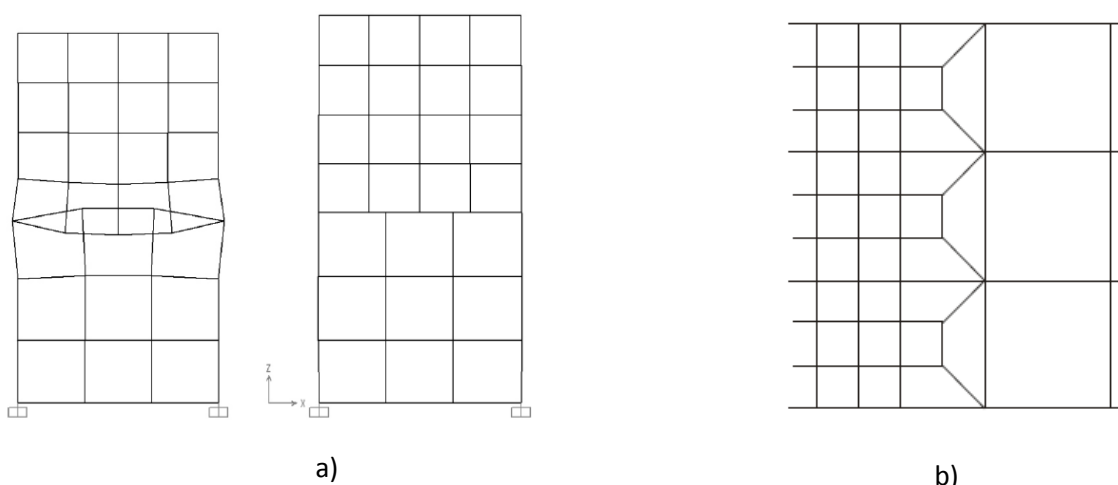
**Figur 40:** Globalt og lokalt aksesystem brukt i programmet SAP2000.

Kilde: (26)EDR medeso; CSI Analysis reference Manual, PDF-versjon kan lastes ned fra: <http://www.comp-engineering.com/downloads/manuals/SAFE/SAFEManuals/CSI%20Analysis%20Reference.pdf>

### 8.1.3 Meshing

Meshing er et viktig begrep og verktøy i SAP2000 og betyr å tilføre et element flere noder. Ved flere noder vil det bli krefter/spenninger og deformasjoner i flere punkter. Desto flere noder i elementet desto mer detaljert avlesing av spenningsfordeling.

Det er viktig å skille mellom oppdeling og meshing av elementet. Ved oppdeling splittes elementet til flere elementer som ikke nødvendigvis har samvirke. Ved meshing oppfører elementet seg som ett element. Meshing kan brukes for å koble sammen to eller flere elementer som skal ha samvirke. Da opprettes/omgjøres noder i enden(e) til fullt samvirke.



**Figur 41:** a) Viser en modell som kun er meshet i to ytterpunkter (til venstre), og en modell som er meshet over hele kantlinjen, såkalt "edge constrain" (til høyre). b) Figuren viser en overgang der manuell meshing er benyttet og ulikt antall endenoder i elementene.

Kilde: (26)EDR-medeso; CSI Analysis reference Manual side 151 og 153, PDF-versjon kan lastes ned fra: <http://www.comp-engineering.com/downloads/manuals/SAFE/SAFEManuals/CSI%20Analysis%20Reference.pdf>



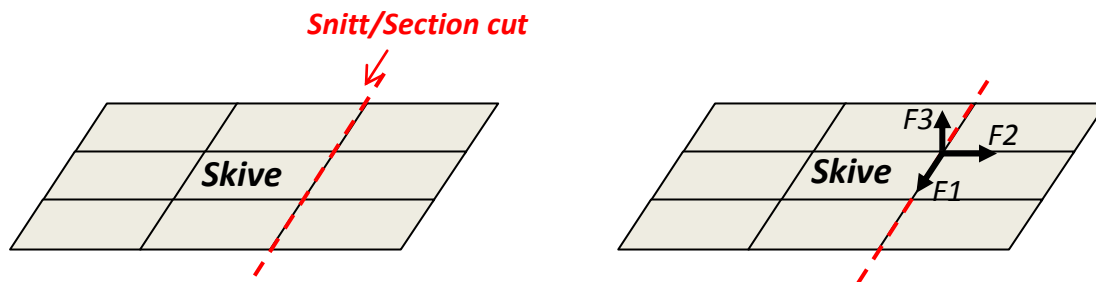
### 8.1.4 Enheter og kraftretninger

I resultatdel vises modalanalyse, globale krefter og skivekrefter med tilhørende snitt for alle tre bygg. Det benyttes enhetene: Kilonewton (kN), meter (m) og sekund (s). Kraftretninger er basert på aksesystem vist i figur 40.

#### Kraftdefinisjoner/-retninger for snitt/section cuts:

F1 – kraft [kN] i retning av snittets lokale akse 1. Denne går parallelt med snittets lengde.

F2 – Kraft [kN] i retning av snittets lokale akse 2. Normalt på snittets lengde.

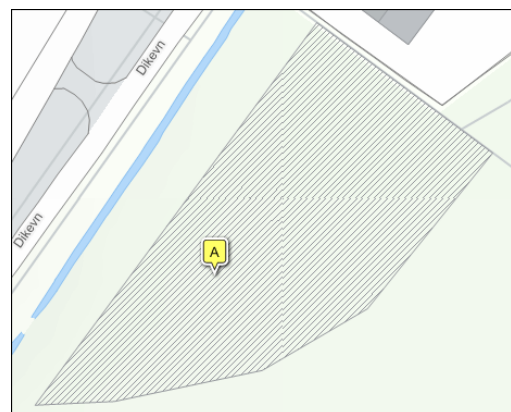


Figur 40b: Snitt/Section cut i skive med visning av snittets lokale aksesystem.

## 8.2 Seismisk analyse av bygg 1-Forretningslokale

### 8.2.1 Generelt om bygg 1

Bygningen er et eksisterende bygg lokalisert i Dikeveien, Fredrikstad. Det er to etasjer som begge blir benyttet til forretningslokaler. Bæresystemet er i materialene betong (søyler og dekke), stål (avstivningskryss) og Lett-Tak elementer(Tak). Skivevirkning i tak og etasjeskiller sammen med avstivningskryss er horisontal avstivning. Skivene fordeler horisontale krefter til avstivningskryss som fører kreftene ned til søylefot. Vertikale laster blir tatt opp av dekkene via dragere i betong/stål/fagverk og ned gjennom betongsøyler. Bunnplaten/Gulv i første etasje fundamenteres rett på grunn og er ikke koblet til resterende bæresystem. Gulvet er da uavhengig av byggets svingninger og ses derfor bort fra i denne jordskjelvanalysen.



Figur 42: Bilde av byggets endespiss i sør-vestlig retning og kartanvisning av bygget.

Kilde: [www.bygg.no](http://www.bygg.no), <http://www.bygg.no/prosjekter/dikeveien-15>, <http://www.1881.no> med adresse: Dikeveien 15, Rolvsøy, Østfold

## 8.2.2 Forskjellige modelleringsmetoder

Det vil bli utført seismisk analyse av bygg 1 med 4 forskjellige modelleringsmetoder. De forskjellige tilfellene varierer i materiale, innfesting og geometri. Felles for alle tilfellene er at de har innvirkning på konstruksjonens samlede stivhet. Nedenfor er tilfellene nærmere spesifisert hvor navnet i anførselstegn blir brukt til å identifisere tilfellene. For mer detaljert materialdata, se vedlegg 4.

### 1 "Steel": takskive med 5 mm stålplate

Takskiven består av 5 mm tykk stålplate med stiv innfesting til alle punkter på randen og underliggende bjelker. Dette tilfellet skal representere en forenklet modellering med kun fokus på at takskivens egenvekt er tilnærmet lik Lett-Tak elementer.

Materialnavn:	<i>Steel</i>
Materialtype:	<i>Stål, S355</i>
Tykkelse:	5 mm
Egenlast:	77 kN/m <sup>3</sup>
E-modul:	210 000 000 kN/m <sup>2</sup>
Poisson's tall:	0,3
Termisk utvidelseskoef.:	$1,17 \cdot 10^{-5}$ °C <sup>-1</sup>
G-modul:	80 769 231 kN/m <sup>2</sup>
G-modul effektiv:	403 846 kN/m

### 2 "E": Takskivens E-modul er tilsvarende et Lett-Tak element

Takskiven er modellert som et isotropt materiale med E-modulverdi og egenvekt tilsvarende et Lett-Tak element. Med et isotropt materiale og et poissons tall lik 0,3, gir det en urealistisk høy skjærmodul for et Lett-Tak element. Dette tilfelle skal gjenspeile valget med å kun ta hensyn til E-modul og egenlast til Lett-Tak elementene i takskiven.

Materialnavn:	<i>E</i>
Materialtype:	<i>Egendefinert</i>
Tykkelse:	500 mm
Egenlast:	1,2 kN/m <sup>3</sup>
E-modul:	100 000 kN/m <sup>2</sup>
Poisson's tall:	0,3
Termisk utvidelseskoef.:	$1,17 \cdot 10^{-5}$ °C <sup>-1</sup>
G-modul:	38 462 kN/m <sup>2</sup>
G-modul effektiv:	19 231 kN/m

### 3 "E-G": Takskivens E- og G-modul er tilsvarende et Lett-Tak element

Takskiven blir modellert med verdier av egenlast, E- og G-modul tilsvarende et Lett-Tak element. Materialet er isotropt og skjærmodulen (G-modulen) blir da automatisk generert. G-modulen blir så korrigert med en stivhetsfaktor på 0,156 i skiveretningene (X og Y) for å få skjærmodul tilsvarende et Lett-Tak element. Denne ekvivalente skjærmodulen tar hensyn til glidninger fra mekaniske forbindelser i elementskjøter og innfestinger i opplegg. Verdiene er hentet fra Lett-Tak AS og kan leses mer om i vedlegg 3.

Materialnavn:	<i>E-G</i>	
Materialtype:	<i>Egendefinert</i>	
Tykkelse:	500	mm
Egenlast:	1,2	kN/m <sup>3</sup>
E-modul:	100 000	kN/m <sup>2</sup>
Poisson's tall:	0,3	
Termisk utvidelseskoef.:	$1,17 \cdot 10^{-5}$	°C <sup>-1</sup>
G-modul:	6 000	kN/m <sup>2</sup>
G-modul effektiv:	3 000	kN/m

### 4 "E-G+Cross": Takskivens E- og G-modul er tilsvarende et Lett-Tak element. Bygget har ekstra avstivningsdiagonaler

Dette modelleringstilfelle er likt som tilfelle 3; E-G bortsett fra avstivende kryss. Her er det doble diagonaler i hvert kryss. Diagonalene kan både oppta trykk og strekk.

## 8.2.3 Modellering

Bygget blir modellert i SAP2000 etter tegning i vedlegg 5.

- *Søyler*: Alle søyler er fast opplagret og kontinuerlig fra fundament til tak.
- *Bjelker*: Bjelker er leddet i begge ender med moment- og torsjonsfrie ledd. Horisontale laster tas opp av skivene og ned gjennom avstivningskryss. Bjelker er festet med ledd til søyler.
- *Diagonaler*: Modellert som staver, med lastopptakning i aksialretning.
- *Skiver*: Begge etasjene har én stor skive med samvirke i hele flaten. Etasjeskiller er modellert som et betongdekke med fast innspenning til alle berørende noder. Taket som er sammensatt av Lett-Tak elementer er modellert på forskjellige måter, beskrevet i avsnitt 8.2.2. Alle skiver blir modellert og beregnet som en tynn skive.

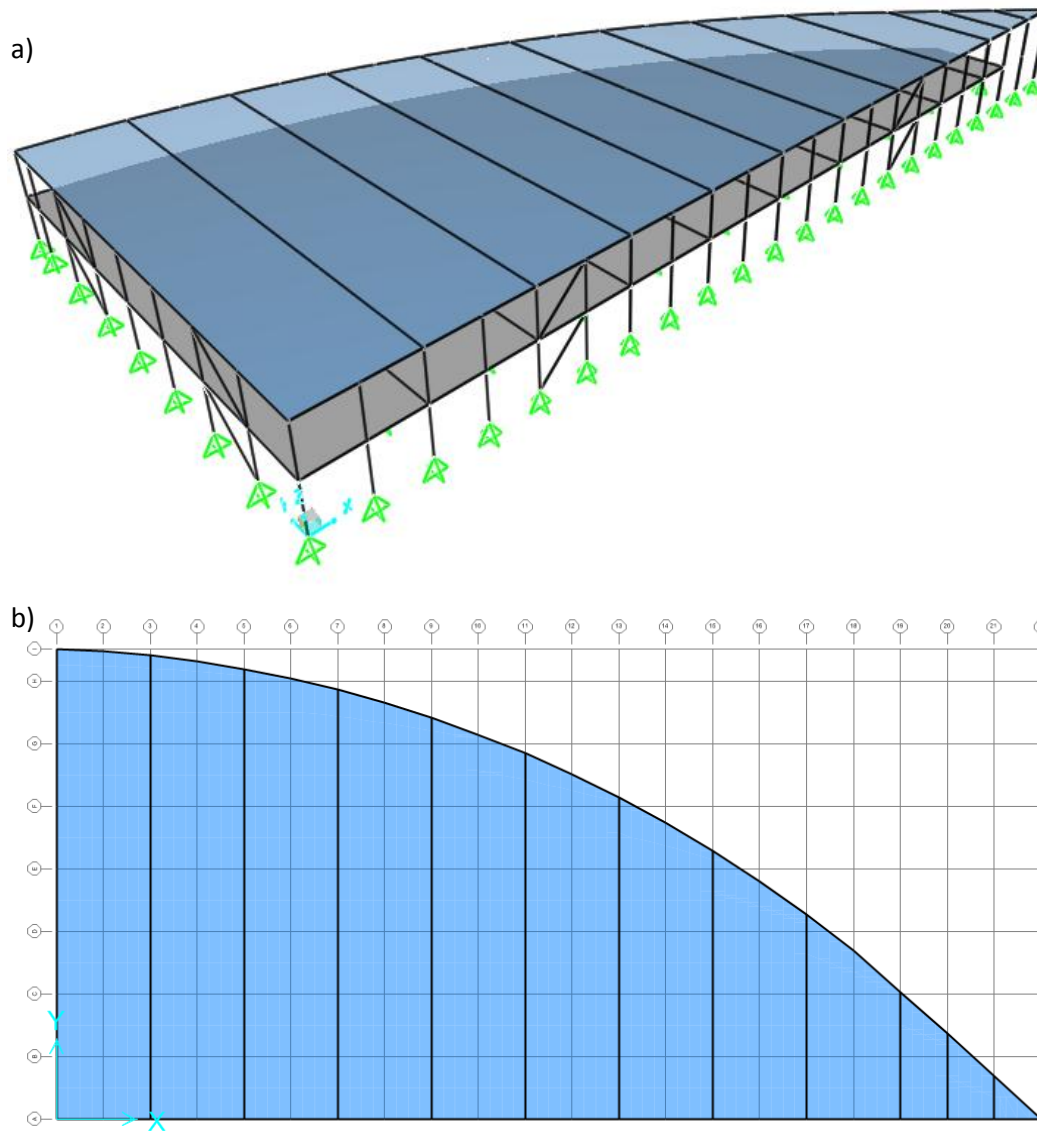
Akser i byggets lengderetning/parallelt med X-akse:

A - H, 8 m akseavstand.

H - I, 4,1 m akseavstand.

Akser i byggets bredderetning/parallelt med Y-akse:  
1-22, 6m akseavstand.

Nivå-høyder:  
Grunn; +0m  
2.etg; +5,8 m  
Tak; +11,6 m

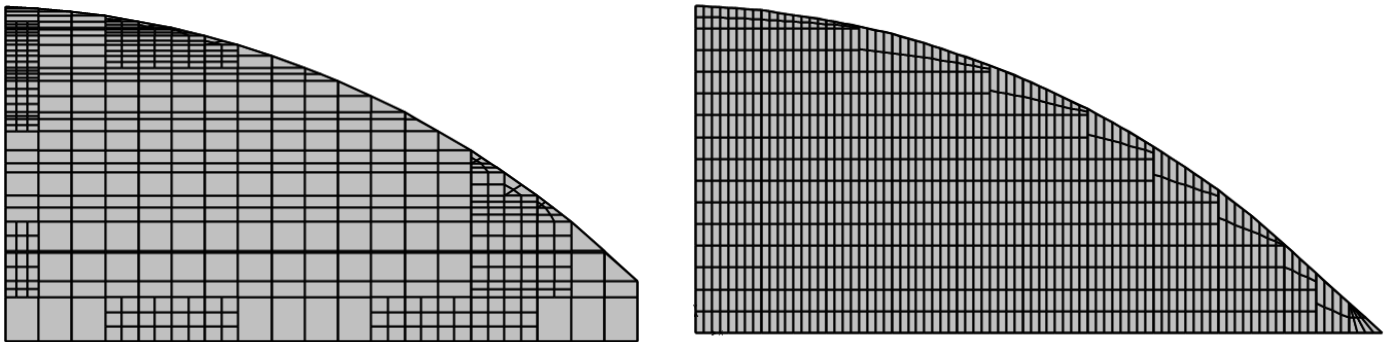


**Figur 43:** a) Viser modellert 3D-modell. b) viser planbilde av takskenen.  
Kilde: modell i SAP2000

### 8.2.4 Meshing

Alle noder og kanter har automatisk meshing. Det vil si at alle kanter deler noder med fullt og stivt samvirke. Skivene i begge etasjer er meshet i små "biter" med fullt samvirke på alle kanter. Skivekanter benytter programmets funksjon med "edge constraint" (se vedlegg 11). Underliggende bjelker er plassert i skivens meshing-kanter for å få samvirke mellom bjelke og dekke.

I etasjeskiller er fordeling av meshing varierende og mest oppdelt rundt avstivende kryss. Dette skaper en finere spenningsfordeling rundt avstivende kryss. Taket er mer jevnt oppdelt i mindre biter for å få en jevnt fordelt spennings-/kraftfordeling over hele skiven, da det er takskiven som står mest i fokus i denne oppgaven.



**Figur 44:** Oppdeling og meshing av skiver. Etasjeskiller til venstre og takskive til høyre.  
Kilde: modell i SAP2000

### 8.2.5 Beregningsmetode

Det blir benyttet en modal responspektrumsmetode (se kapittel 8.2.2) med bruk av fullstendig kvadrisk kombinasjon (CQC) av svingemodene. Analysen er basert på et elastisk responspektrum påført på romlige modeller. Det utelukkes Eurokode 8 sitt krav om 5 % utilsiktet torsjon av massesenteret. Virkning av torsjon vil bli belyst i bygg 3 med et eksentrisk bygg.

### 8.2.6 Materialer og dimensjoner

Valgte materialer og dimensjoner kan avvike fra virkelig bygg, men stivhet og masse skal være tilnærmet lik, med unntak av takskiven. Takskiven vil i de forskjellige jordskjelvanalysene ha forskjellige modelleringer (se avsnitt 8.2.2).

Alle materialer er definert som isotrope. Materialeegenskaper for hvert materiale er gitt i vedlegg 4.

**Tabell 7:** Byggets materialer og dimensjoner for ulike elementer.

Element	Posisjon	Materiale	Dimensjon
<b>Søyler</b>	Partallsakser	Betong B35	300x300 mm
	Oddetallsakser	Betong B35	400x300 mm
<b>Dekker</b>	2.etasje	Betong B35	Høyde= 250 mm
	Tak	Lett-Tak elementer/stål	Høyde= 500 mm/5 mm
<b>Avstivningskryss</b>	(se figur 45)	Stål S355	250x250x10 mm
<b>Bjelker</b>	2.etasje	Stål S355	HUP 250x250x6,3 (tilsvarer HSQ)
	Tak	Betong B35	200x900 mm (tilsvarer gitterdrager i stål)

### 8.2.7 Seismisk masse

Seismisk masse er medberegnet masse i svingningen(e) ved et eventuelt jordskjelv. Massen inkluderer konstruksjonens egenvekt og andre laster påført konstruksjonen. Hvor stor prosentdel av de dimensjonerende laster som skal medberegnes er styrt av Eurokode 8 og forklart i avsnitt 4.4. Utregning av seismisk masse er vist i vedlegg 6.

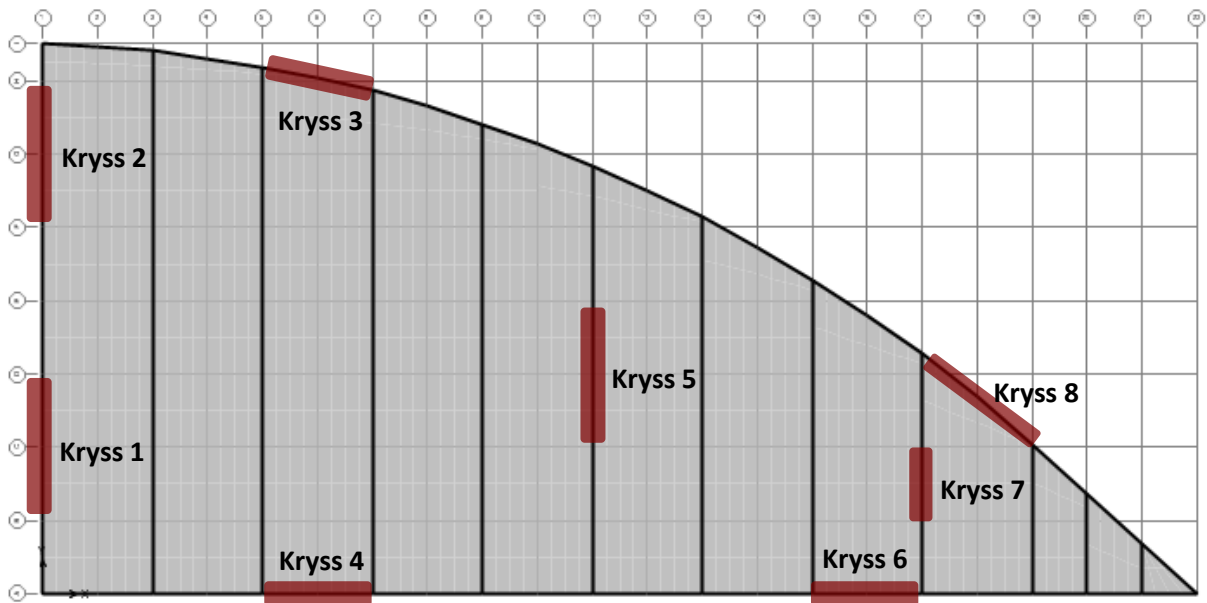
Seismisk masse fra elementer: *40 640 kN*

Seismisk masse fra laster: *22 852 kN*

**Sum seismiske laster:** *63 492 kN*

### 8.2.8 Stivhet

Sideveis stivhet er styrt av materialegenskaper og innfesting av de primære seismiske deler, som i dette tilfellet er 8 kryss og 2 skiver. Det forutsetter skivevirkning mellom etasjeskiller/tak og kryss. Det antas videre at bidrag til sideveis stivhet fra sekundære seismiske deler er mindre enn 5 % av sideveis stivhet fra primære seismiske deler.



**Figur 45:** Avstivningskryss som går kontinuerlig i byggets høyde.

Kilde: Hentet fra SAP2000

### 8.2.9 Demping

Det er ikke tenkt spesielle dempesystem for bygget, og demping antas derfor å være 5 %, dvs. en dempingsfaktor på 0,05. Antakelsen er gjort basert på figur 12 og boken (1)Chopra, Anil K. *Dynamics of structures*.

### 8.2.10 Grunnforhold

Grunnforholdene er gitt og kategorisert som grunntype D; *Avleiring av løs til middels fast kohesjonsløs jord eller hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord*.

Punkt NA.3.2.2.2(P) i NS-EN 1998-1 gir oss grunntype og periodeverdier til responsspekter:

Grunntype	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
D	1,6	0,15	0,45	1,5

### 8.2.11 Duktilitetsklasse

Beregninger forutsetter hovedsakelig kraftopptakning i lineært elastisk område og lav utnyttelse i plastisk område, det vil si duktilitetsklasse lav (DCL). Maksimal duktilitetsfaktor for DCL finnes ved hjelp av tabell 1.

$$\text{Duktilitetsfaktor} = q \leq 1,5 \text{ (DCL)}$$

### 8.2.12 Seismisk klasse og faktor

Bygget faller under forretningslokaler og etter tabeller i Eurokode 8 får vi følgende:

Seismisk klasse: II

Seismisk faktor ( $\gamma_I$ ): 1,0

(Tabellene finnes i vedlegg 7)

### 8.2.13 Grunnakselerasjon

Grunnakselerasjonen blir fastsatt av det seismologiske kartet i NS-EN 1998-1 pkt NA.3.2.1, se vedlegg 8. Bygget er lokalisert i Fredrikstad som tilsier en spissverdi for berggrunnens akselerasjon,  $a_{g40Hz}$ , på  $0,5 \text{ m/s}^2$ . Fredrikstad befinner seg i et maksimumsområde som gir et tillegg til spissverdien på  $0,05 \text{ m/s}^2$ .

Spissverdi med tillegg fra maksimumsområde:  $a_{g40Hz} + 0,05 = 0,5 + 0,05 = 0,55 \text{ m/s}^2$

Referansespissverdi:  $a_{gR} = 0,8 * a_{g40Hz} = 0,44 \text{ m/s}^2$

Dimensjonerende grunnakselerasjon:  $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} = 1 * 0,44 = 0,44 \text{ m/s}^2$

### 8.2.14 Regularitet og symmetri

#### Symmetri i oppriss

Bygget er etter NS-EN 1998-1 pkt. 4.2.3.3 regulært i oppriss. Det er aksial symmetri med kontinuerlig avstivningssystem i form av skivevirkning og kryss. Massen i hver etasje er tilnærmet konstant uten bråe endringer.

#### Symmetri i plan

Bygget har to vegger vinkelrett på hverandre og en buformet vegg. Med jevnt fordelt masse er det byggets form som har innvirkning på hvor massesenteret defineres. Avstivningssystemet som bestemmer stivhetssenter er plassert for å danne minst mulig eksentrisitet. Det vil si at stivhetssenteret er plassert nærme massesenteret. Det fører til liten eksentrisitet mellom globale treghetskrefter og stivhetssenter. For figurer og koordinater for masse- og stivhetssenter henvises det til vedlegg 10.

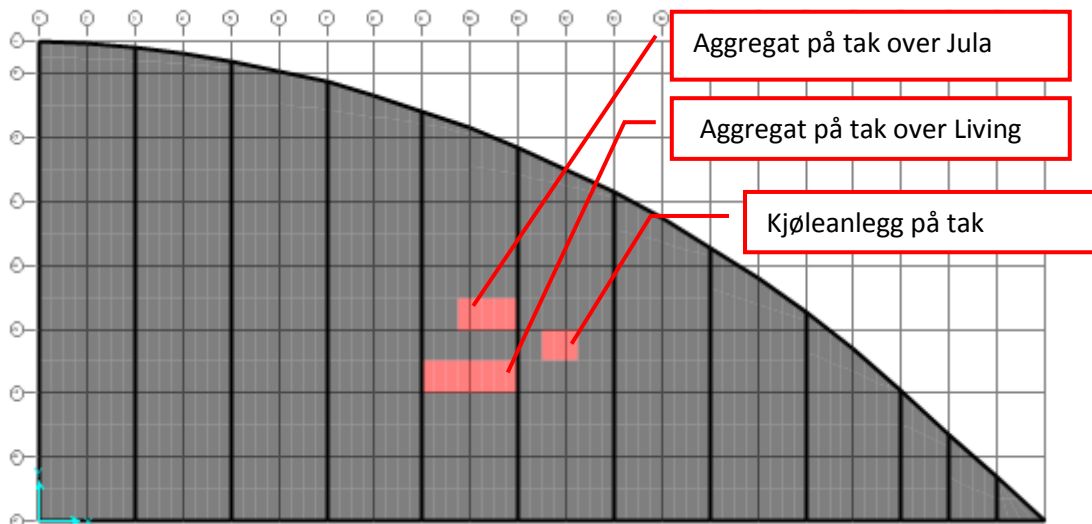


## 8.2.15 Lasttilfeller

Lasttilfeller beskriver hvilke type laster bygget utsettes for. Bygg 1 er utsatt for lasttilfellene gitt i tabell 8.

Tabell 8: Oversikt over lasttilfeller.

Type last	Lastbeskrivelse	Lastbetegnelse	Lastverdi
<b>Egenlast</b>	Søyler	-	Genereres automatisk i SAP2000
	Dekke 2.etasje	-	Genereres automatisk i SAP2000
	Tak	-	Genereres automatisk i SAP2000
	Vindkryss	-	Genereres automatisk i SAP2000
	Innredning dekke 2.etasje	$Q_{innr.}$	0,5 kN/m <sup>2</sup>
	Installasjoner på tak	$G_{inst.}$	0,3 kN/m <sup>2</sup>
	Aggregat på tak over Living	$G_{Living}$	16,5 t (område; 11,6m x 4m)
	Aggregat på tak over Jula	$G_{Jula}$	9,0 t (område; 8,75m x 2,7m)
	Kjølemaskin på tak	$G_{kjolm.}$	3,5 t (område; 3m x 3m)
<b>Nyttelast</b>	Dekke 2.etasje	$Q_{nytt.}$	5,0 kN/m <sup>2</sup>
<b>Snølast</b>	Tak	$Q_{sno}$	2,0 kN/m <sup>2</sup>
<b>Seismisk last/Jordskjelv</b>	Jordskjelv X-retning	$A_X$	Genereres i SAP2000
	Jordskjelv Y-retning	$A_Y$	Genereres i SAP2000



Figur 46: Plassering av områdelaster på tak.

Kilde: Hentet fra SAP2000

### 8.2.16 Lastkombinasjoner

Det lages to lastkombinasjoner for å kunne beregne full jordskjelvlast i x- og y-retning. Kombinasjonene blir utført etter kombinasjonsformel i Eurokode 8. For mer detaljer om lastkombinasjonsformel og kombinasjonsfaktor, se vedlegg 9.

$$\sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (63)$$

$G_k$  = Egenlastene, her; Egenlast

$P$  = Forspenningskrefter = 0

$A_{Ed}$  = Ulykkeslast, her; jordskjelv =  $E_{Edx} + 0,30E_{Edy}$  (se formel 64 og 65)

$\psi_2$  = Kombinasjonsfaktor, for snø:  $\psi_2 = 0,2$ , for andre variable laster:  $\psi_2 = 0,6$ . (Se vedlegg 9)

$Q_k$  = Variabel last, her; Nyttelast

Da får vi følgende to hovedkombinasjoner med lineær kombinasjon av lastene:

**Tabell 9:** Lastkombinasjon 1

Lastkombinasjon 1; EQ_Xy + G + Q		
Lastnavn	Lasttype	Lastfaktor
Egenlast	Lineær statisk	1,0
Nyttelast	Lineær statisk	0,6
Snølast	Lineær statisk	0,2
Jordskjelv; A_X	Responsspektrum	1,0
Jordskjelv; A_Y	Responsspektrum	0,3

**Tabell 10:** Lastkombinasjon 2

Lastkombinasjon 2; EQ_Yx + G + Q		
Lastnavn	Lasttype	Lastfaktor
Egenlast	Lineær statisk	1,0
Nyttelast	Lineær statisk	0,6
Snølast	Lineær statisk	0,2
Jordskjelv; A_Y	Responsspektrum	1,0
Jordskjelv; A_X	Responsspektrum	0,3

### 8.2.17 Torsjon

Torsjoner forårsaket av eksentrisitet mellom stivhetssenteret og massesenteret vil bli medberegnet automatisk i analysene.

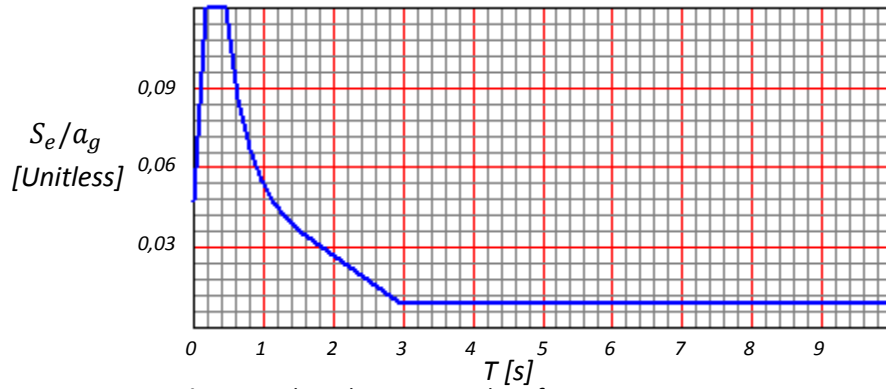
Eurokode 8 sitt krav om 5 % eksentrisitet av massesenter som utilsiktet torsjon, er ikke medberegnet i analysene. Skal det prosjekteres etter seismisk analyse av modellen gjennomføres, bør utilsiktet torsjon tas hensyn til. Torsjonsvirkninger er belyst i analyser for Bygg 3. (Informasjon om torsjon i SAP2000 er i vedlegg 12.)

### 8.2.18 Kombinasjon av svingemoder

I modal responsspektrumanalysen blir det tatt hensyn til svingemoder som i sum inkluderer over 90 % svingende masse. Kombinasjonen av disse skjer med en fullstendig kvadratisk kombinasjon(CQC). Andel av medberegnet seismisk masse i valgte moder vil bli kontrollert mot punktene i kapittel 4.3.2.

## 8.2.19 Responsspekter

Elastisk responspekter for bygget er vist i figur 47 og blir benyttet til seismisk analyse.



Figur 47: Elastisk responspekter for Bygg1. Kilde: Hentet fra SAP2000

Tabell 11: Parametre for elastisk responspekteret.

Elastisk responspekter-parametre	
Land:	Norge
Retning:	Horisontal
Horisontal grunnaks., $a_g/g$ :	0,44 / 9,81
Grunntype:	D
Soilfaktor, S:	1,6
Spektrum periode, $T_b$ :	0,15
Spektrum periode, $T_c$ :	0,45
Spektrum periode, $T_d$ :	1,5
Duktilitetsfaktor, q:	1,5
Demping, c:	0,05

Tabell 12: Verdier fra responspekteret.

Periode [s]	Akselerasjon [unitless]
0	0,0478
0,15	0,1196
0,45	0,1196
0,625	0,0861
0,8	0,0673
0,975	0,0552
1,15	0,0468

## 8.3 Resultater bygg 1

Kapitlet presenterer resultater av seismisk analyse til bygg 1. Det vil bli vist modalanalyse, globale krefter og skivekrefter fra de ulike modelleringstilfellene, beskrevet i 8.2.2.

### 8.3.1 Modalanalyse; Svingeperioder og andel masse

Modalanalysen beregnes for hvert modelleringstilfelle 1-4 for ulike svingemoder. Hvor mange svingemoder som genereres varierer i de ulike modelleringstilfellene ettersom det finnes krav om at 90 % modal masse skal medberegnes. Nedenfor er det vist svingeperiode og prosentandel av modalmasse for dominerende moder. Sum av svingende modal masse i hver retning er vist i tabell 14. For utfyllende informasjon om alle svingemoder henvises det til modellfil liggende på medfølgende CD.

**Tabell 13:** Periode ( $T$ ) og masseforhold ( $UX/UY$ ) for svingemode med høyest modal masse.

Tilfelle	X-retning			Y-retning		
	$T$ [s]	UX	UY	$T$ [s]	UX	UY
1 Steel	0,845	0,730	0,128	0,677	0,143	0,824
2 E	0,864	0,814	0,148	0,700	0,146	0,806
3 E-G	0,908	0,738	0,123	0,752	0,094	0,659
4 E-G, Cross	0,723	0,283	0,101	0,650	0,062	0,256

**Tabell 14:** Sum av masseforhold av alle inkluderende moder.

Tilfelle	Global retning	Statisk prosent	Dynamisk prosent
1 Steel	X	99,63	97,68
	Y	99,58	98,31
2 E	X	99,25	96,29
	Y	99,04	96,17
3 E-G	X	99,58	98,19
	Y	98,26	95,23
4 E-G+Cross	X	99,93	99,51
	Y	99,61	98,36

### 8.3.2 Globale krefter

I de følgende tabeller er globale krefter lagt frem for hvert tilfelle 1-4 som er nevnt i avsnitt 8.2.2. Maksimum global kraft i X-/Y-plan er skyggelagt med rødt.

**Tabell 15:** Globale krefter for tilfelle 1-Steel.

<b>Tilfelle; 1 Steel</b>							
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
EQ_Xy + andre laster	Max	4 096,12	3 314,73	62 430,08	1 528 329,11	-2 919 911,20	177 717,20
EQ_Xy + andre laster	Min	-4 096,12	-3 314,73	62 372,18	1 481 622,41	-2 978 878,96	-177 717,21
EQ_Yx + andre laster	Max	3 072,31	4 904,24	62 428,85	1 539 314,70	-2 928 039,54	276 654,48
EQ_Yx + andre laster	Min	-3 072,31	-4 904,24	62 373,41	1 470 636,81	-2 970 750,61	-276 654,49

**Tabell 16:** Globale krefter for tilfelle 2- E.

<b>Tilfelle; 2 E</b>							
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
EQ_Xy + andre laster	Max	4 015,95	3 225,26	63 521,42	1 554 545,66	-2 971 657,28	171 417,84
EQ_Xy + andre laster	Min	-4 015,95	-3 225,26	63 461,95	1 507 769,94	-3 030 887,27	-171 417,84
EQ_Yx + andre laster	Max	3 009,58	4 734,88	63 518,25	1 565 309,17	-2 979 691,45	262 552,06
EQ_Yx + andre laster	Min	-3 009,58	-4 734,88	63 465,12	1 497 006,43	-3 022 853,10	-262 552,06

**Tabell 17:** Globale krefter for tilfelle 3- E-G.

<b>Tilfelle; 3 E-G</b>							
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
EQ_Xy + andre laster	Max	3 513,68	2 448,09	63 582,61	1 550 289,10	-2 974 996,04	133 647,59
EQ_Xy + andre laster	Min	-3 513,68	-2 448,09	63 400,76	1 512 026,51	-3 027 548,50	-133 647,59
EQ_Yx + andre laster	Max	2 363,32	3 796,66	63 603,95	1 559 941,98	-2 983 342,07	201 516,24
EQ_Yx + andre laster	Min	-2 363,32	-3 796,66	63 379,42	1 502 373,62	-3 019 202,47	-201 516,24

**Tabell 18:** Globale krefter for tilfelle 4- E-G+Cross

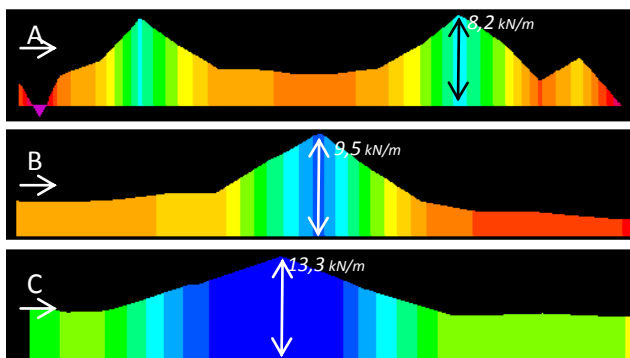
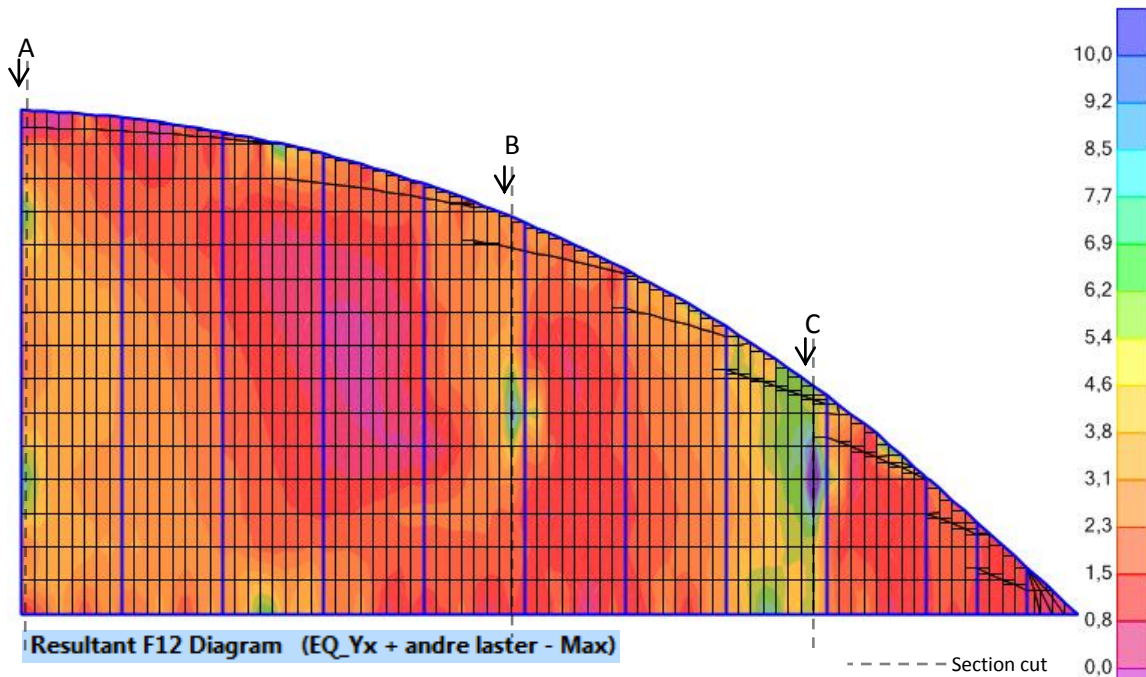
<b>Tilfelle; 4 E-G+Cross</b>							
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
EQ_Xy + andre laster	Max	4 424,74	2 539,34	63 740,59	1 552 645,33	-2 976 078,05	192 365,86
EQ_Xy + andre laster	Min	-4 424,74	-2 539,34	63 433,93	1 514 533,57	-3 035 217,35	-192 365,86
EQ_Yx + andre laster	Max	2 656,65	4 035,73	63 732,99	1 561 125,23	-2 986 913,56	231 793,70
EQ_Yx + andre laster	Min	-2 656,65	-4 035,73	63 441,53	1 506 053,67	-3 024 381,84	-231 793,70

### 8.3.3 Skivekrefter

Nedenfor er det vist skivekrefter for de forskjellige tilfellene 1-4. Maksimum skjærstrøm i taksdive for hvert tilfelle er skyggelagt med rødt.

**Tabell 19:** Krefter i skivene med tilfelle 1-Steel. Skjærstrøm er innrammet i rødt.

Tilfelle; <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1</span> Steel							
Skive	OutputCase	StepType	AreaElem	F11	F22	F12	
	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	
Tak	EQ_Xy + andre laster	Max F12	1324	5,5	0,9	26,3	
Tak	EQ_Xy + andre laster	Min F12	1254	-27,3	-9,6	-29,1	
Tak	EQ_Yx + andre laster	Max F12	1324	3,0	-1,3	20,6	
Tak	EQ_Yx + andre laster	Min F12	1254	-27,0	-9,6	-23,6	
2.etg	EQ_Xy + andre laster	Max F12	164	862,5	1 726,3	888,4	
2.etg	EQ_Xy + andre laster	Min F12	164	-842,1	-1 728,6	-854,4	
2.etg	EQ_Yx + andre laster	Max F12	164	725,3	1 392,0	711,5	
2.etg	EQ_Yx + andre laster	Min F12	164	-704,9	-1 394,4	-677,5	



Kraft F1: 241,2 kN  
Kraft F2: 318,6 kN

Kraft F1: 185,6 kN  
Kraft F2: 330,1 kN

Kraft F1: 230,2 kN  
Kraft F2: 200,6 kN

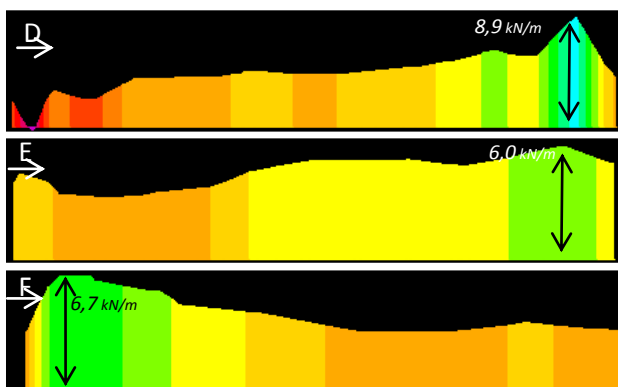
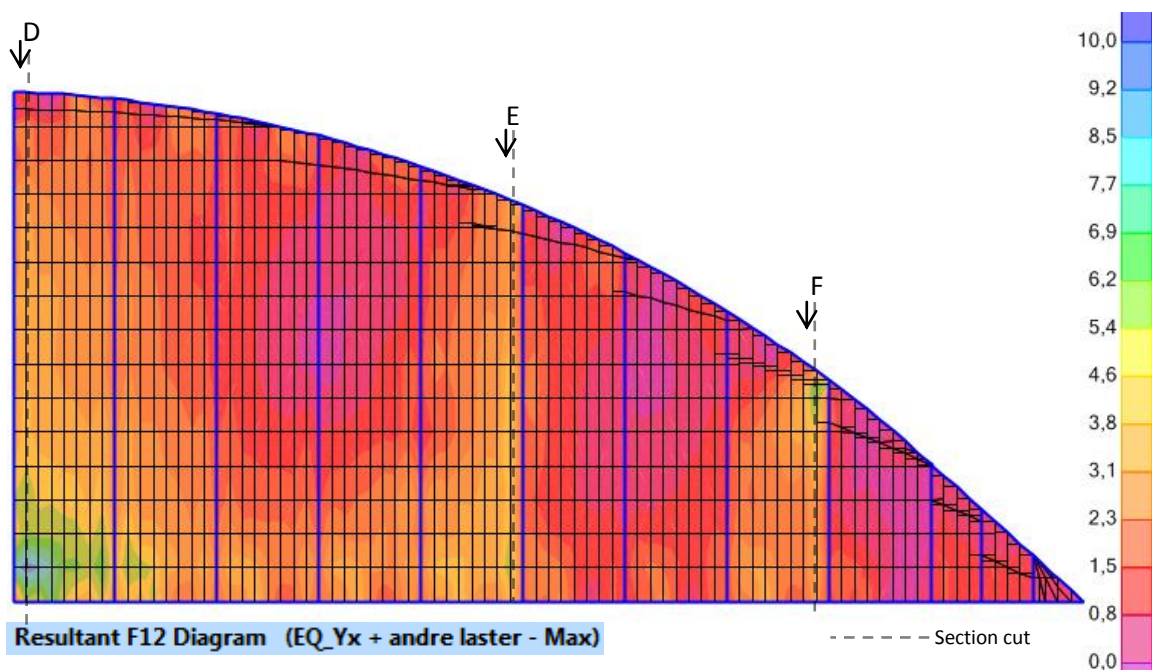
(For forklaring av kreftene F1 og F2 se avsnitt 8.2)

**Figur 48:** Maksimum skjærstrømfordeling i taksdiven;Steel ved lastkombinasjon "EQ\_Xy +andre laster". Under hovedfigur er skjærstrøm vist i snitt A,B og C.

Kilde: Hentet fra SAP2000

**Tabell 20:** Krefter i skivene med tilfelle 2-E. Skjærstrøm er innrammet i rødt.

Tilfelle; 2 E				F11	F22	F12
Skive	OutputCase	StepType	AreaElem	KN/m	KN/m	KN/m
Tak	EQ_Xy + andre laster	Max F12	1472	9,8	3,2	11,7
Tak	EQ_Xy + andre laster	Min F12	1157	-0,7	-0,4	-10,6
Tak	EQ_Yx + andre laster	Max F12	1472	7,6	2,5	10,7
Tak	EQ_Yx + andre laster	Min F12	1161	-0,8	-0,6	-12,4
2.etg	EQ_Xy + andre laster	Max F12	164	857,0	1 742,9	867,7
2.etg	EQ_Xy + andre laster	Min F12	164	-837,8	-1 746,3	-840,5
2.etg	EQ_Yx + andre laster	Max F12	164	711,3	1 384,1	687,8
2.etg	EQ_Yx + andre laster	Min F12	164	-692,1	-1 387,5	-660,5



Kraft F1: 257,4 kN  
Kraft F2: 308,0 kN

Kraft F1: 243,5 kN  
Kraft F2: 282,3 kN

Kraft F1: 188,6 kN  
Kraft F2: 179,8 kN  
(For forklaring av kreftene F1 og F2 se avsnitt 8.2)

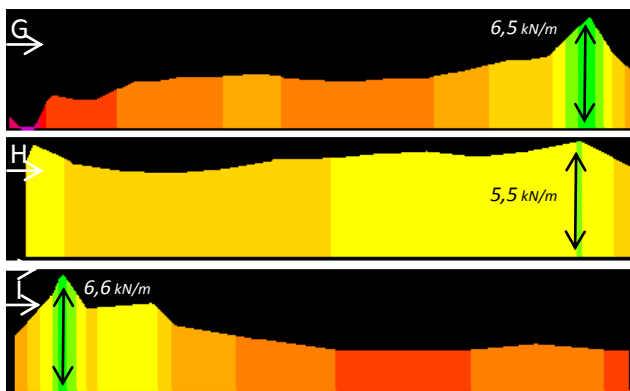
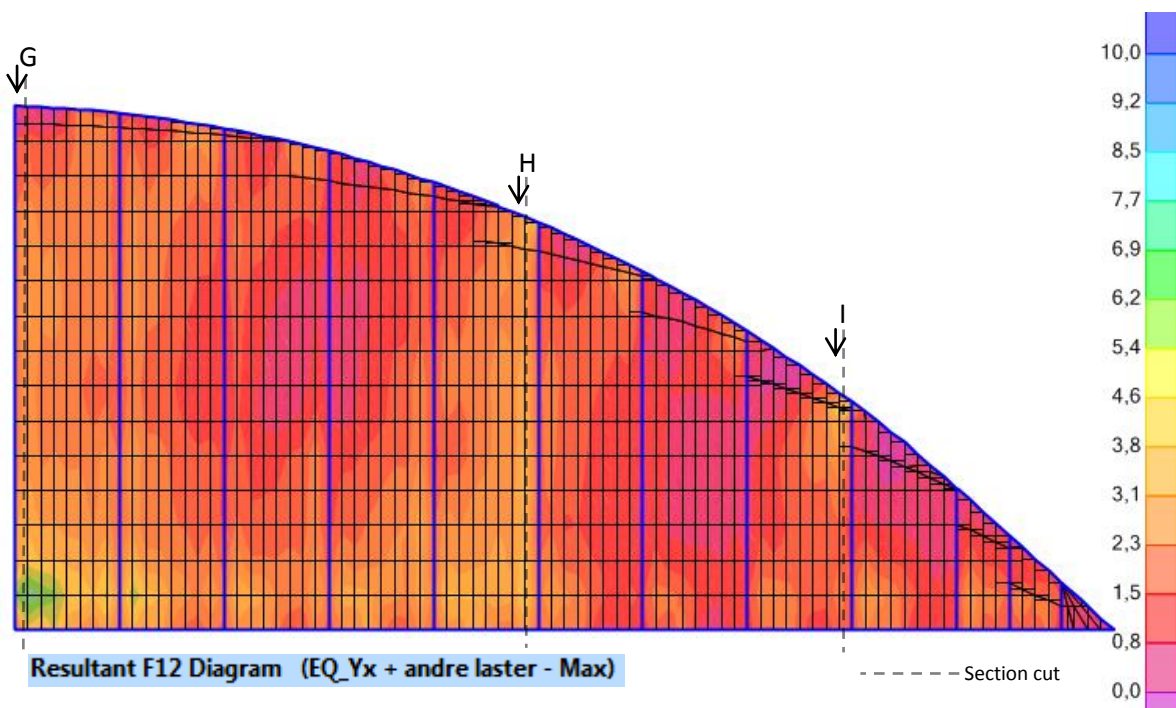
**Figur 49:** Maksimum skjærstrømfordeling i takskvinnen;E ved lastkombinasjon "EQ\_Yx +andre laster". Under hovedfigur er skjærstrøm vist i snitt D, E og F.

Kilde: Hentet fra SAP2000



**Tabell 21:** Krefter i skivene med tilfelle 3-E-G. Skjærstrøm er innrammet i rødt.

Tilfelle; 3 E-G						
Skive	OutputCase	StepType	AreaElem	F11	F22	F12
	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m
Tak	EQ_Xy + andre laster	Max F12	1472	9,1	3,0	10,1
Tak	EQ_Xy + andre laster	Min F12	1157	-2,4	-1,1	-9,9
Tak	EQ_Yx + andre laster	Max F12	1472	7,0	2,3	8,4
Tak	EQ_Yx + andre laster	Min F12	1161	-2,5	-1,1	-11,3
2.etg	EQ_Xy + andre laster	Max F12	164	759,6	1 570,1	764,2
2.etg	EQ_Xy + andre laster	Min F12	164	-718,3	-1 476,9	-760,6
2.etg	EQ_Yx + andre laster	Max F12	164	566,9	1 130,0	537,9
2.etg	EQ_Yx + andre laster	Min F12	164	-525,6	-1 036,7	-534,3



Kraft F1: 187,7 kN  
Kraft F2: 259,2 kN

Kraft F1: 245,2 kN  
Kraft F2: 326,3 kN

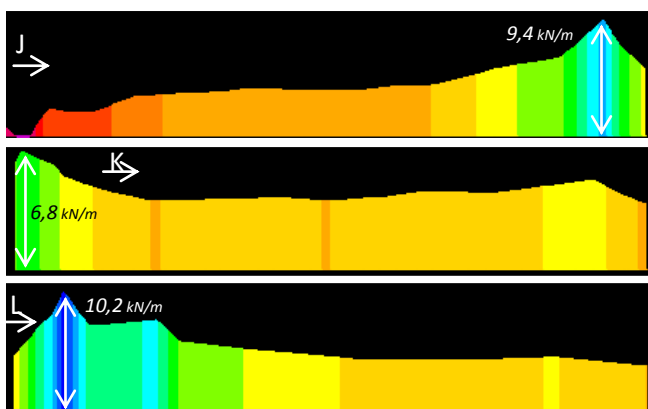
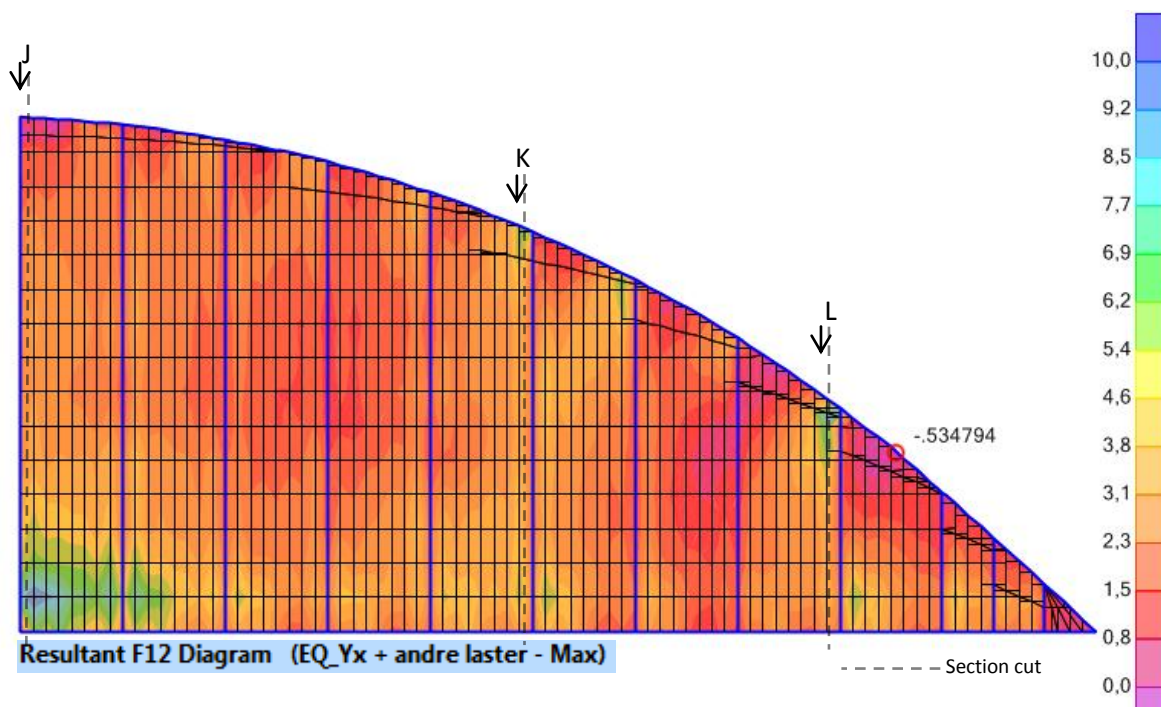
Kraft F1: 163,9 kN  
Kraft F2: 217,4 kN  
(For forklaring av kreftene F1 og F2 se avsnitt 8.2)

**Figur 50:** Maksimum skjærstrømfordeling i taksken;E-G ved lastkombinasjon "EQ\_Yx +andre laster". Under hovedfigur er det vist skjærstrøm i snitt G, H og I.  
Kilde: Hentet fra SAP2000



**Tabell 22:** Krefter i skivene med tilfelle 4-E-G+Cross. Skjærstrøm er innrammet i rødt

Tilfelle; 4 E-G+Cross						
Skive	OutputCase Text	StepType Text	AreaElem Text	F11 KN/m	F22 KN/m	F12 KN/m
Tak	EQ_Xy + andre laster	Max F12	1472	11,4	3,7	13,0
Tak	EQ_Xy + andre laster	Min F12	1161	-2,5	-1,2	-9,9
Tak	EQ_Yx + andre laster	Max F12	1472	11,1	3,6	13,0
Tak	EQ_Yx + andre laster	Min F12	1161	-2,5	-1,1	-11,0
2.etg	EQ_Xy + andre laster	Max F12	164	997,3	1 977,1	1 091,6
2.etg	EQ_Xy + andre laster	Min F12	164	-944,4	-1 862,3	-1 064,2
2.etg	EQ_Yx + andre laster	Max F12	164	683,5	1 349,1	686,8
2.etg	EQ_Yx + andre laster	Min F12	164	-630,6	-1 234,2	-659,6



Kraft F1: 191,7 kN  
Kraft F2: 270,2 kN

Kraft F1: 262,5 kN  
Kraft F2: 419,6 kN

Kraft F1: 258,5 kN  
Kraft F2: 306,0 kN  
(For forklaring av kreftene F1 og F2 se avsnitt 8.2)

**Figur 51:** Maksimum skjærstrømfordeling i takskiven ved tilfelle 4-E-G+Cross. Lastkombinasjonen er "EQ\_Xy + andre laster". Under hovedfigur er det vist skjærstrøm i snitt J, K og L.

Kilde: Hentet fra SAP2000

### 8.3.4 Kontroll av utelatelseskriterier

Utelatelseskriteriene er hentet fra avsnitt 4.8 og kun gjennomført for tilfelle 3-E-G med verdier tilsvarende et Lett-Tak element (se 8.2.2). Utelatelseskriteriene vil for de andre tilfellene bli lik, bortsett fra 3. og 4. kriterium hvor det avhenger av byggets svingning/respons.

#### 1.kriterium; lav seismisitet

✗ Ikke OK

$$a_g S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2 \quad (67)$$

$$\rightarrow a_g S = 0,44 \cdot 1,6 = 0,704$$

#### 2.kriterium; Seismisk klasse

✗ Ikke OK

Lette trekonstruksjoner og konstruksjoner som kategoriseres i seismisk klasse 1, som for eksempel småhus.

→ Bygget er kategorisert til seismisk klasse 2.

#### 3.kriterium; Lav verdi av $S_d(T)$

✗ Ikke OK

Hvis dimensjonerende responsspekter er mindre enn 0,05g når  $q \leq 1,5$  (gjelder ikke for bruer i klasse IV);

$$S_d(T) < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2 \quad (68)$$

→ Det velges her retning med lavest benyttet periode for å få verste tilfelle.

$$Y\text{-retning: } S_d(T) \max \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_c}{T} \right] & = 0,44 \cdot 1,6 \cdot \frac{2,5}{1,5} \cdot \left[ \frac{0,45}{0,752} \right] = 0,702 \\ \geq \beta \cdot a_g & = 0,2 \cdot 0,44 = 0,088 \end{cases}$$

#### 4.kriterium; Seismisk skjærkraft ikke dimensjonerende ✗ Ikke OK

$$1,0 \cdot F_b < (1,5 \cdot \text{vind} + 1,05 \cdot \text{skjevlast}) \cdot \left( \frac{\gamma_{c,bruddgrense}}{\gamma_{c,DCL}} \right) \quad (69)$$

$\left( \frac{\gamma_{c,bruddgrense}}{\gamma_{c,DCL}} \right)$  = forholdet mellom materialfaktorene i ordinær bruddgrensetilstand og i seismisk dimensjonering.

→ Ikke vitende om andre horisontale laster som opptrer på bygget. Kan derfor ikke innfri kravet. Skjærkraften vil variere etter hvilket modelleringstilfelle som blir brukt.

## 8.4 Kontroll av resultater

Det er gjort flere kontroller for å sjekke at resultatene er realistiske.

### 8.4.1 Kontroll av seismisk masse

Resultatene blir kontrollert mot seismisk masse. Det er gjort en manuell utregning av seismisk masse sammenlignet med SAP2000 sin seismiske masse. Avviket er på 0,3 % og forteller at seismisk masse er tilnærmet lik i begge beregningene. Avviket kan skyldes knutepunkt hvor elementer overlapper hverandre.

Det er også kontrollert at seismisk masse er virkende i global Z-retning. Dette kan sees i resultater for globale krefter der seismisk masse er tilnærmet lik virkende kraft i global Z-retning. Kontroll av seismisk masse er vist i vedlegg 6.

### 8.4.2 Kontroll mot tverrkraftmetoden

Parallelt med beregningene for modal responspektrumanalysen er det gjort forenklede beregninger med tverrkraftmetoden. Verdiene er sammenlignet og viser at tverrkraftmetoden har konservative verdier for de globale kreftene. Se vedlegg 14.

### 8.4.3 Kontroll av svingeformer og modal masse

Ved bruk av modal responspektrumanalyse stilles det krav til sum av effektive modal masse på over 90 %. Summen av modal masse skal inkludere alle svingemoder med modal masse større enn 5 % av total seismisk masse. Fra tabell 14 ser vi at alle modalanalyser har en sum av effektiv modal masse på over 90 % i alle tilfeller, både i X- og Y-retning. SAP2000 medberegner da alle svingemoder. For modale masseverdier for hver enkelt svingemode henvises det til tilhørende CD.

### 8.4.4 Global likevekt

På grunn av kombinasjonsmetoden (CQC) til svingemodene er ikke globale krefter og sum av nodekrefter sammenlignbare. Globale krefter vil ikke være lik sum av opplagerkrefter i en modal responspekteranalyse. Dette er utdypet i SAP2000 brukeveiledning og kan finnes i vedlegg 13.

Ved bruk av tverrkraftmetoden som er en lineær statisk metode, vil likevekt kunne kontrolleres. Det er utført en kontroll av likevekt i taksive-tilfelle E som er vist i vedlegg 14.

### 8.4.5 Kontroll av analyserapport fra SAP2000

Etter analysene blir analyserapporten fra beregningsprogrammet kontrollert for feilmeldinger. For utfyllende analyserapporten henvises det til modell-fil liggende på CD.

## 8.5 Forenklet seismisk analyse av bygg 2-regulært bygg

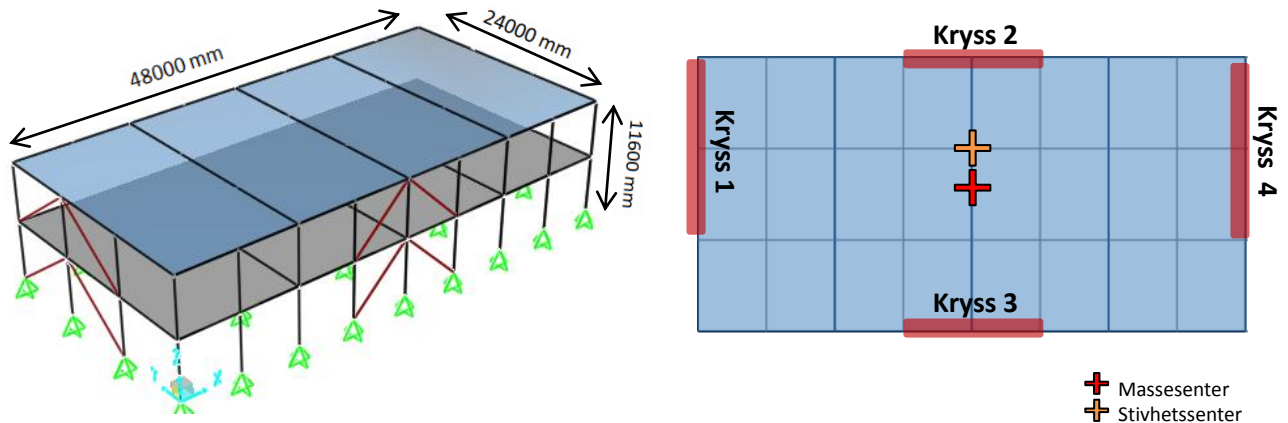
Bygg 2 skal belyse fordeling av skjærstrøm i skivene. Det vil kun bli utført analyser med jordskjelvkrefter alene i X- og Y-retning, uten kombinasjon. Jordskjelvlastene finnes ved hjelp modal responsspekteranalyse i DCL. Responsspektrum som benyttes er samme som for bygg 1 og omtalt i avsnitt 8.2.19.

### 8.5.1 Generelt om bygget

Bygg 2 er et to etasjers fiktivt bygg med skivevirkning og kryss som horisontalt stabiliserende system. Alle søyler og bjelker er av HUP 250x250x10 mm med stålqualität S355. Etasjeskiller er i betong (250mm) med kvalitet C35. Etasjeskiller og takslike overfører krefter til 4 avstivende kryss. Takslike er modellert i to tilfeller, et med Lett-Tak elementer og et med 170 mm betong. Betongtaket skal tilsvare egenvekten til et hulldekke (HD265). Disse to takslike tilfellene vil videre bli omtalt "Lett-Tak" og "betongtak".

Massen forutsettes jevnt fordelt over begge plan. Massesenter og stivhetssenter vil da ha liten eksentrisitet og lite torsjon. Bygget blir sett som et regulært bygg.

Elastisk responsspektrum med tilhørende parametre er likt som bygg 1. (elastisk responsspektrum er vist i figur 47)

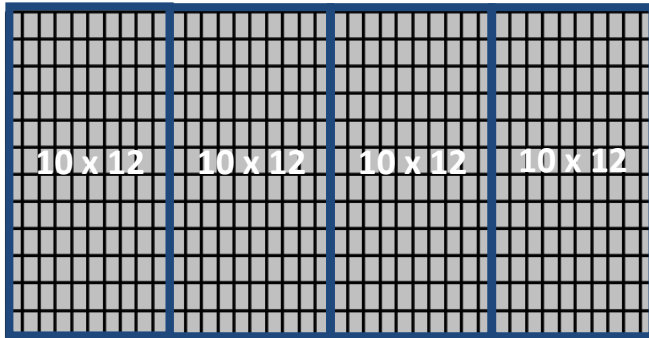


**Figur 52:** t.v.: romlig modell av bygg 2 og t.h. vises plantegning med avstivningskryss.

Kilde: Hentet fra SAP2000

## 8.5.2 Meshing

Skivene består av fire deler. Hver del er meshet til 10x12 rektangler. Meshing linjer er plassert over bjelker for å få samvirke mellom underliggende bjelker og skive. Ved kanter er det benyttet SAP 2000 sin funksjon "edge constrain" (se vedlegg 11).



**Figur 53:** Oversikt over meshing i skivene til bygg 2.

Kilde: Hentet fra SAP2000

## 8.5.3 Lasttilfeller

For bygg 2 blir det kun sett på virkningen fra jordskjelvkrefter i X- og Y-retning. Seismisk masse til bygg 2 består av byggets egenvekt og påført masse i hver etasje.

Påført masse i etasjer:

- Etasjeskiller:  $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Tak:  $1,0 \text{ kN/m}^2$

Det beregnes med to forskjellige lasttilfeller av jordskjelvlast. Lastene er uavhengig av hverandre og opptrer ikke samtidig.

Seismisk last:  $A_X$  = Jordskjelvlast i X-retning (genereres i SAP2000 vha. responspekter)

$A_Y$  = Jordskjelvlast i Y-retning (genereres i SAP2000 vha. responspekter)

## 8.6 Resultater bygg 2

Kapitlet presenterer modalanalyse, globale krefter og skivekrefter til bygg 2.

### 8.6.1 Modalanalyse

**Tabell 23:** Periode ( $T$ ) og masseforhold ( $UX/UY$ ) for svingemode med høyest modal masse.

Tilfelle	X-retning			Y-retning		
	$T$ [s]	UX	UY	$T$ [s]	UX	UY
Lett-Tak	0,442	0,830	0,000	0,378	0,000	0,472
Betongtak	0,573	0,807	0,000	0,560	0,000	0,925

**Tabell 24:** Sum av masseforhold for alle inkluderende moder.

Tilfelle	Global retning	Statisk prosent	Dynamisk prosent
Lett-Tak	X	100,00	99,95
	Y	99,95	99,69
Betongtak	X	98,70	93,55
	Y	98,78	94,31

### 8.6.2 Globale krefter

Nedenfor vises globale krefter i bygg 2 med to ulike tilfeller for takskiven.

**Tabell 25:** Globale krefter i bygg 2 med Lett-Tak elementer til takskive.

Lett-Tak							
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
A_X	Max	2 108,8	3,9	6,0	63,6	14 144,0	25 264,8
A_Y	Max	4,0	1 776,1	5,6	10 842,9	161,0	42 625,0

**Tabell 26:** Globale krefter i bygg 2 med 170 mm betong til takskive.

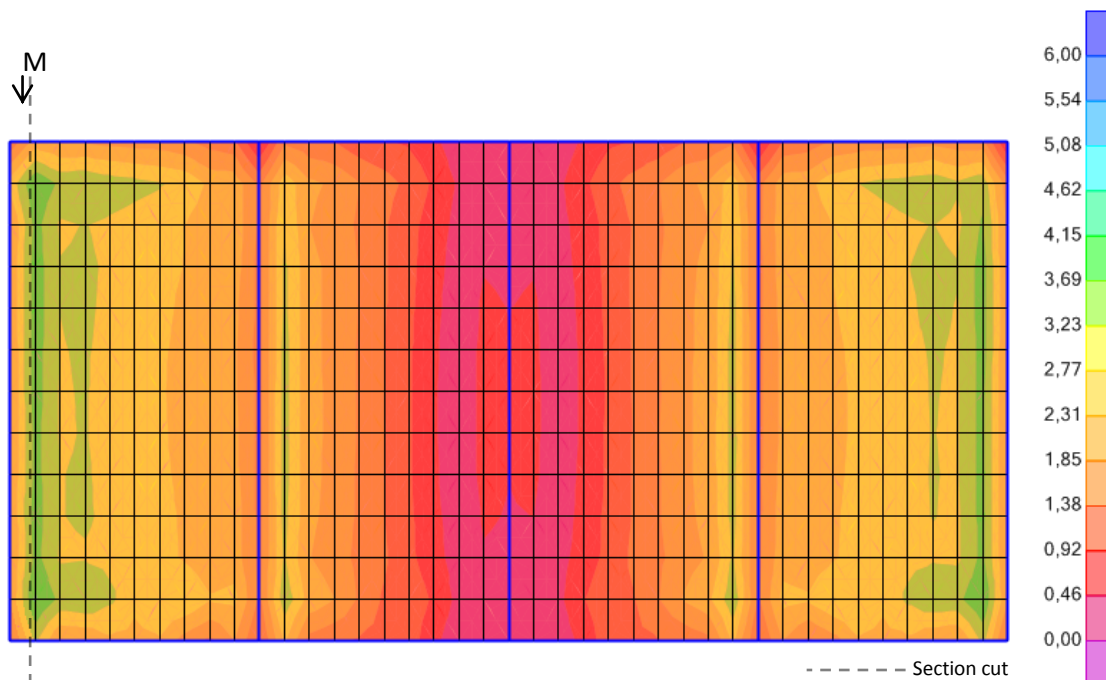
Betongtak							
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
A_X	Max	2 756,7	1,8	5,1	66,2	24 540,0	33 097,3
A_Y	Min	1,7	2 883,5	54,1	25 023,1	1 291,1	69 186,1

### 8.6.3 Skivekrefter

Nedenfor er skivekrefter presentert for de to ulike takskivene i bygg 2.

**Tabell 27:** Skivekrefter i bygg 2 med Lett-Tak elementer til takskive. Skjærstrøm er innrammet i rødt.

Lett-Tak							
Skive	OutputCase	StepType	AreaElem	F11	F22	F12	
	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	
Tak	A_X	Max	2-109	0,19	0,09	5,66	
Tak	A_Y	Max	1-1	0,10	0,13	4,89	
2.etg	A_X	Max	5-169	510,28	102,06	199,54	
2.etg	A_Y	Max	5-17	69,41	302,33	121,29	



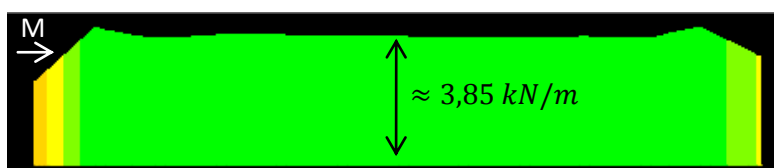
**Figur 54:** Maksimum skjærstrømfordeling i takskiven; Lett-Tak, ved lasttilfelle "A\_Y".

Kilde: Hentet fra SAP2000

#### Skjærstrøm på kortsiden av bygg hentet fra beregningsprogram

Ved hjelp av snitt(section cut) gjennom takskive kan vi finne skjærstrøm-diagram for rendene. Nedenfor er snitt fra kortsiden av takskiven tatt frem til sammenligning. Fra beregningprogrammet gir det en tilnærmet jevn fordeling på 3,85 kN/m og en total skjærkraft på 82 kN. Dette vises i snitt M vist i figur 55.

Randen har en lavere skjærstrøm verdi som kan skyldes kraftopptakning i randdrager. Skivens skjærstrøm krefter blir tatt opp i form av skjærkraft i randdrager. Dette vises ved sammenligning av to forskjellige sum av krefter. Der den ene inkluderer skive med ramme og den andre inkluderer kun skiven.



Sum integrated force (Shell & frame): 82,09 kN

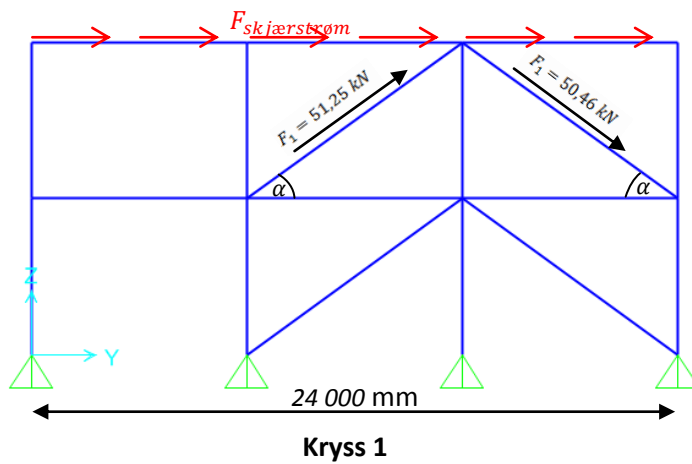
Sum integrated force (Shell): 80,18 kN

**Figur 55:** Section cut/Snitt M fra takskiven i bygg 2 med Lett-Tak elementer.

Kilde: Hentet fra SAP2000

### Skjærstrøm på kortside med manuell beregning

Skjærstrøm med manuell beregning. Det antas jevn fordeling av skjærstrøm over byggets lengde.



$$\alpha = 35,94$$

$$F_{skjær} = F_1 \cdot \cos \alpha + F_2 \cdot \cos \alpha$$

$$F_{skjær} = 51,25 \cdot \cos 35,94 + 50,46 \cdot \cos 35,94$$

$$F_{skjær} = 82,35 \text{ kN}$$

$$F_{skjærstrøm} = \frac{F_{skjær}}{l} = \frac{82,35}{24} = 3,43 \text{ kN/m}$$

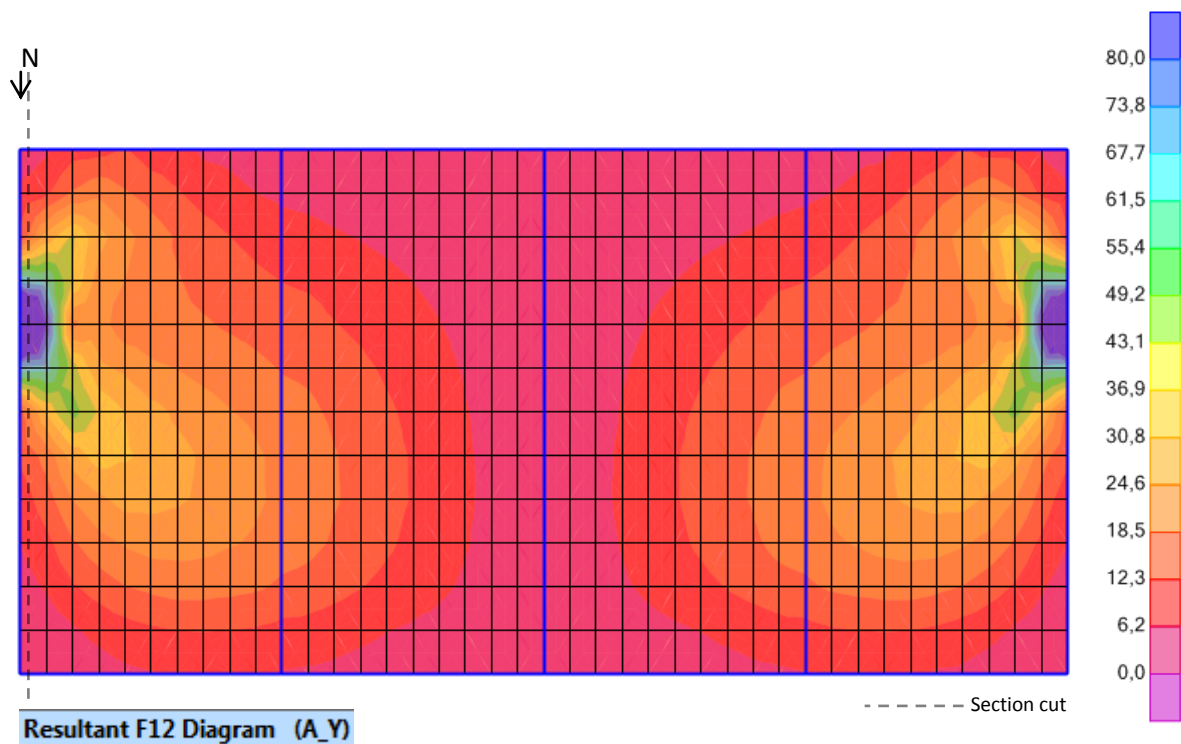
Figur 56: Oppriss av avstivningskryss 1 med aksialkrefter.

Kilde: Hentet fra SAP2000



**Tabell 28:** Skivekrefter i bygg 2 med 170 mm betong til takskive. Skjærstrøm innrammet i rødt.

Betongtak						
Skive	OutputCase	StepType	AreaElem	F11	F22	F12
	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m
Tak	A_X	Max	3-1	313,12	62,63	111,09
Tak	A_Y	Max	4-117	69,18	302,35	148,09
2.etg	A_X	Max	5-192	665,03	133,01	263,10
2.etg	A_Y	Max	5-376	113,49	603,41	175,74

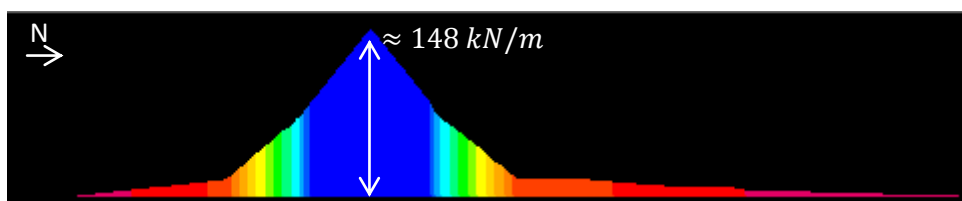


**Figur 57:** Maksimum skjærstrømfordeling i takskiven; betongtak ved lasttilfelle "A\_Y".

Kilde: Hentet fra SAP2000

### Skjærstrøm på kortside fra beregningsprogram

Betongtak sin høye skjærmodul fører til konsentrerte skjærstrømmer rundt avstivende kryss. Dette vises i snittet nedenfor.



Sum integrated force: 707,8 kN

**Figur 58:** Snitt/Section cut N, av takskivens skjærstrømfordeling på kortside.

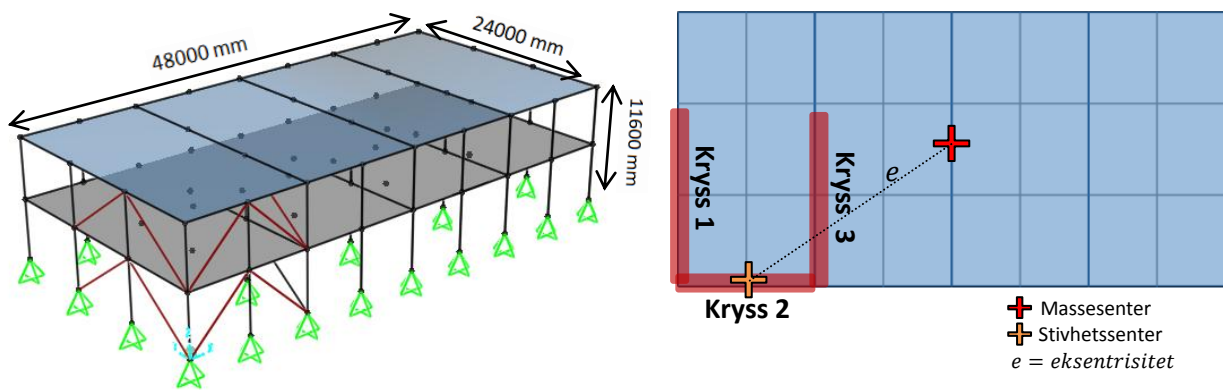
Kilde: Hentet fra SAP2000

## 8.7 Forenklet seismisk analyse av bygg 3- Eksentrisk bygg

Bygg 3 skal belyse fordeling av taksnivens skjærstrøm i et eksentrisk bygg. Det vil kun bli utført analyser med påført jordskjelvkraft alene i X- eller Y-retning, uten kombinasjon. Jordskjelvlastene finnes ved hjelp modal responspektrumanalyse i DCL. Responspektrum antas som det samme som for bygg 1.

### 8.7.1 Generelt om bygget

Bygg 3 er likt som bygg 2 bortsett fra plassering av stabiliserende kryss. Plasseringen av kryssene i bygg 3 skaper eksentrisitet mellom massesenter og stivhetssenter. Bygget blir derfor omtalt eksentrisk bygg. Taksivnen har to modelleringstilfeller, et med Lett-Tak elementer og et med 170 mm betong. Disse to tilfellene vil videre bli omtalt som "Lett-Tak" og "betongtak". Bygget skal vise virkningen av varierende skivestivheter i et eksentrisk bygg ved jordskjelvlast.



**Figur 59:** T.v.: Romlig modell av bygg 3 og t.h. vises plantegning med avstivningskryss.

Kilde: Hentet fra SAP2000

## 8.8 Resultater bygg 3

Her presenteres modalanalyse, globale krefter og skivekrefter for bygg 3.

### 8.8.1 Modalanalyse

**Tabell 29:** Periode ( $T$ ) og masseforhold ( $UX/UY$ ) for svingemode med høyest modal masse.

Tilfelle	X-retning			Y-retning		
	$T$ [s]	UX	UY	$T$ [s]	UX	UY
Lett-Tak	0,595	0,595	0,159	1,588	0,226	0,453
Betongtak	0,730	0,380	0,050	2,08	0,229	0,443

**Tabell 30:** Sum av masseforhold for alle inkluderende moder.

Tilfelle	Global retning	Statisk prosent	Dynamisk prosent
Lett-Tak	X	100,00	99,96
	Y	100,00	99,82
Betongtak	X	100,00	99,97
	Y	100,00	99,63

### 8.8.2 Globale krefter

Nedenfor vises globale krefter for bygg 3 med to ulike takskiver.

**Tabell 31:** Globale krefter i bygg 3 med takskive sammensatt av Lett-Tak elementer.

Lett-Tak							
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
A_X	Max	1 229,16	670,50	2,96	4 492,52	8 091,16	11 118,40
A_Y	Max	670,64	811,01	11,45	5 313,16	4 528,57	14 983,60

**Tabell 32:** Globale krefter i bygg 3 med takskive av 170 mm betong.

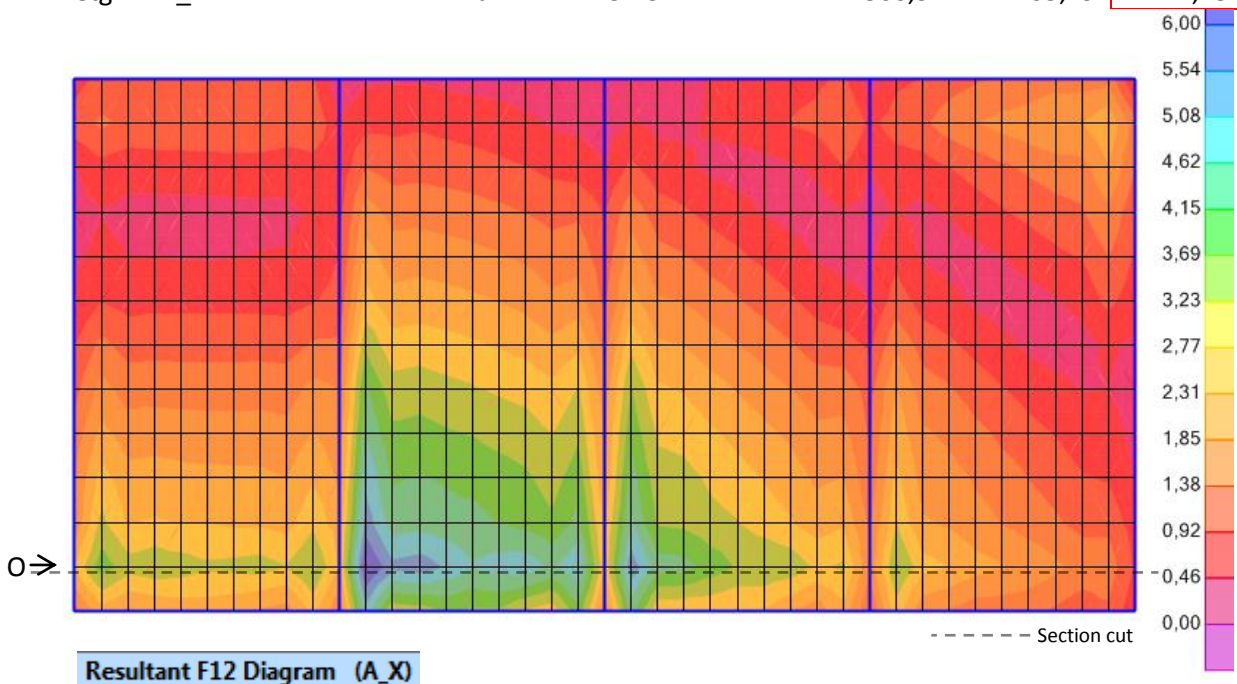
Betongtak							
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
A_X	Max	1 582,08	853,42	39,07	8 201,44	13 638,10	12 789,71
A_Y	Min	853,51	1 329,43	44,31	11 097,21	8 076,63	17 405,28

### 8.8.3 Skivekrefter

Nedenfor vises skivekrefter for bygg 3 med to ulike takskiver.

**Tabell 33:** Skivekrefter i bygg 3 med takskive sammensatt av Lett-Tak elementer. Skjærstrøm er innrammet i rødt og maksimum skjærstrøm i takskive er skyggelagt rødt.

Lett-Tak							
Skive	OutputCase	StepType	AreaElem	F11	F22	F12	
	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	
Tak	A_X	Max	2-1	0,36	0,08	7,01	
Tak	A_Y	Max	2-1	0,24	0,08	3,98	
2.etg	A_X	Max	5-49	693,88	117,94	234,32	
2.etg	A_Y	Max	5-49	366,54	63,19	127,75	

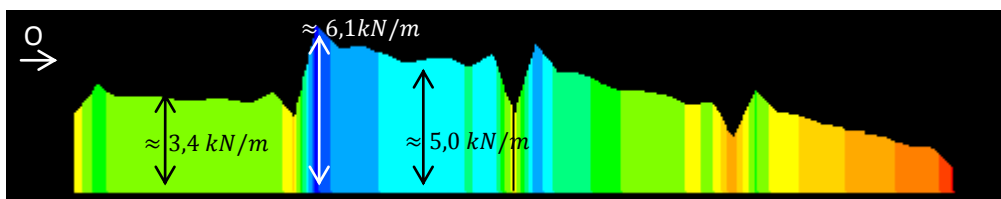


**Figur 60:** Skjærstrøm i takskive sammensatt av Lett-Tak elementer med jordskjelvlaster i X-retning.

Kilde: Hentet fra SAP2000

#### Skjærstrøm på langside av bygget hentet fra beregningsprogram

Skjærstrømfordelingen på langside preges mer av topper med høyere verdier. Spesielt rundt avstivende kryss. Det vises også "daler" der bjelker er plassert.



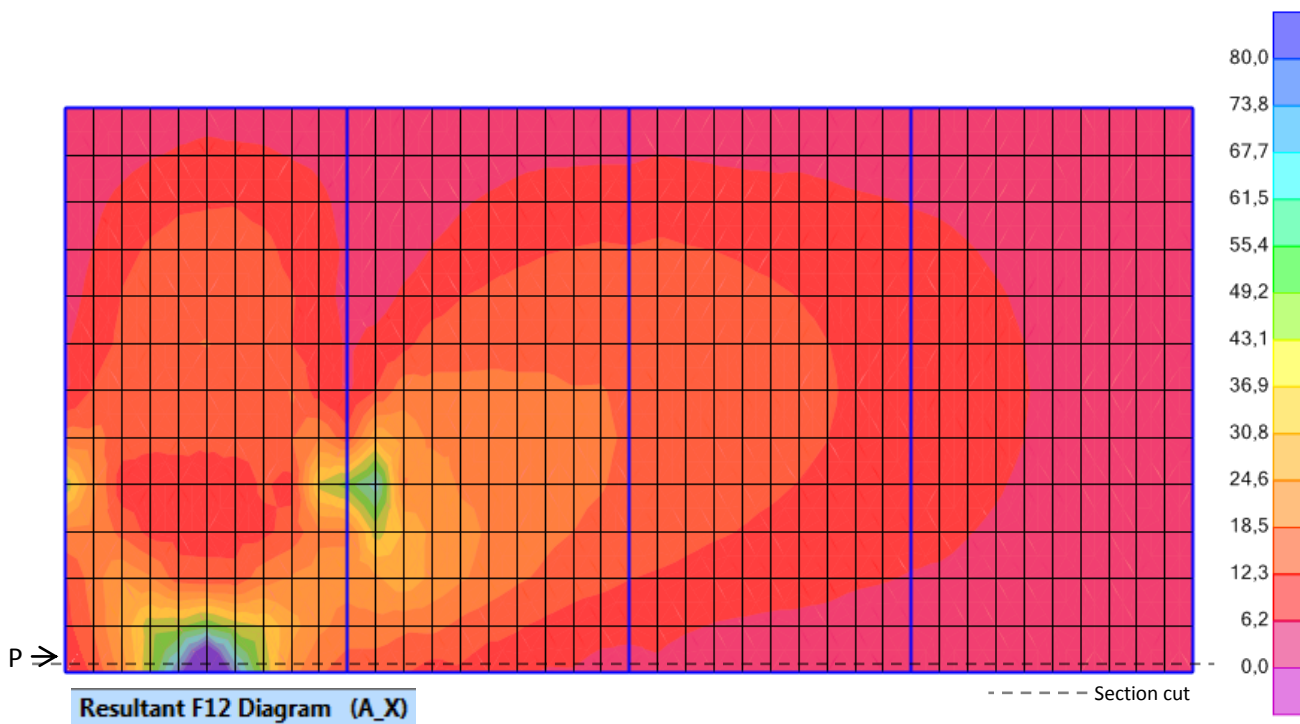
Sum integrated force: 158,8 k

**Figur 61:** Snitt/Section cut: O av langside til Lett-Tak skiven. Jordskjelvlaster påført i x-retning.

Kilde: Hentet fra SAP2000

**Tabell 34:** Skivekrefter for bygg 3 med taksive i 170 mm betong. Skjærstrøm er innrammet i rødt.

Betong						
Skive	OutputCase	StepType	AreaElem	F11	F22	F12
	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m
Tak	A_X	Max	1-49	251,9	62,32	120,84
Tak	A_Y	Max	1-4	40,28	182,23	87,77
2.etg	A_X	Max	5-25	702,16	153,6	297,14
2.etg	A_Y	Max	5-25	382,77	80,71	163,2

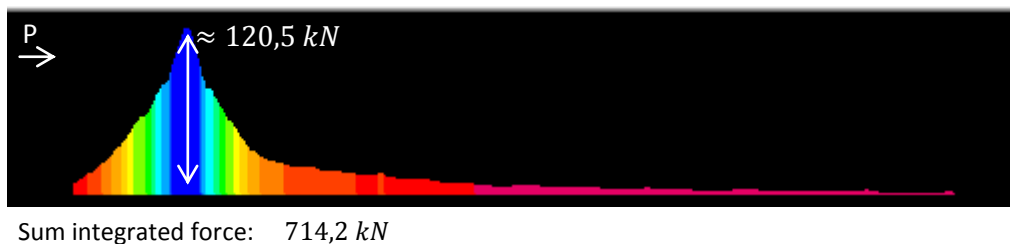


**Figur 62:** Maksimum skjærstrømfordeling i taksiven;betong ved jordskjelvlavst i X-retning.

Kilde: Hentet fra SAP2000

### Skjærstrøm på langside av bygget hentet fra beregningsprogram

Skjærstrømfordelingen på langsiden preges av en markant skjærstrømtopp over avstivningskryss.



**Figur 63:** Snitt/Section cut: P av langsiden til taksive i betong. Jordskjelvlavst er påført i X-retning.

Kilde: Hentet fra SAP2000

## Del IV – Diskusjon og konklusjon

### 9 Diskusjon og konklusjon

I dette kapitlet vil resultatene for bygg 1, 2 og 3 bli diskutert. Deretter vil det sammenfattes en konklusjon og noen tanker om videre arbeid.

#### 9.1 Diskusjon av resultater

En seismisk last vil gi en vibrasjon i bygget som er avhengig av hele byggets stivhet, materialegenskaper, masse og dempingsevne. Det kan ofte være tidkrevende og vanskelig å modellere realistiske verdier, noe som kan føre til forenklete modelleringer. Hvor nøyaktig skal modelleringen være? Hva blir utfallet med en mer nøyaktig modellering? Hvordan påvirkes kreftene av takskevns ulike materialegenskaper og stivheter?

##### 9.1.1 Byggets respons

Bygg 1 er lokalisert i Fredrikstad og ligger i en maksimumssone for grunnakselerasjon på Østlandet. Dette fører til et tillegg på karakteristisk grunnakselerasjon som vil føre til at jordskjelvlasten på bygget økes. Løs og kohesjonsløs grunn vil også bidra til at jordskjelvlasten forsterkes. Med dette som utgangspunkt vil jordskjelvrystninger strømme opp i bygget og skape svingninger. Svingningene og da også perioden,  $T$ , er avhengig av byggets stivhet, masse og demping. I denne oppgaven er masse og demping endret lite eller ingenting, mens stivheten varierer etter de ulike modelleringstilfellene 1-4 (se avsnitt 8.2.2). En takskeve med høy stivhet i skiveretning (skjærmodul,  $G$ ) vil stive av bygget og skape en kortere periode med raskere bevegelser. På samme måte vil en mykere skive skape tregere og lengre svingninger av bygget. Tilfellet med høyest skjærstivhet "1-Steel" med takskeve i stål (5mm) har laveste egensvingeperiode på 0,677 s. Tilfelle "3-E-G" som tilsvarer et Lett-Tak elementer, fører til mykere bygg med lengre svingeperioder på 0,752 s. Takskeven med stålplaten har 6,4 høyere effektiv skjærmodul sammenlignet med Lett-Tak elementene. Denne observasjonen indikerer at riktige stivheter er betydningsfulle ved jordskjelvanalyser, fordi det påvirker perioden. Perioden er en grunnleggende verdi som analysene baseres på.

Det er ønskelig å modellere med riktige materialegenskaper og en modell med som best mulig representerer det virkelige bygg. Utfordringen med sammensatte elementer/Lett-Tak elementer er de forskjellige egenskapene i forskjellige retninger. Lett-Tak vil ha en annen oppførsel sammenlignet med isotrope materialer. Dette kan tas hensyn til ved å modellere med riktige materialegenskaper; elastisitetsmodul, skjærmodul og stivheter i forskjellige retninger, etc.. Selv om materialegenskaper blir tatt hensyn til, bør også innfestning av skiven vurderes. De fleste programmer vil automatisk lage en skive med stiv innfestning. I tilfellet "3-E-G" tas det hensyn til innfestning og glidninger ved å redusere skjærmodulen til en ekvivalent skjærmodul. Resultatet ble redusert svingeperiode.

Modelleringen med doble(strekk og trykk) diagonaler i kryssene; "E-G-Cross", viser virkningen av å stive opp bygget i det vertikale avstivningssystem. Ved å innføre trykkdiagonalen i tillegg til strekkdiagonalen reduseres perioden fra 0,908 s  $\rightarrow$  0,723 s i X-retning og 0,752 s  $\rightarrow$  0,650 s i Y-retning. Dette viser stivhetens betydning i vertikal avstivning.

I bygg 2 og 3 øker perioden når taksken blir stivere med et betongtak fremfor et Lett-Tak. Dette er motsigende med de andre resultatene i bygg 1. Grunnen er at egenvekten til betongtaket er syv ganger mer sammenlignet med Lett-Tak elementene. Formel 34 viser at massen har betydning for responsen og også ytre last; jordskjelvlast. Altså har egenlasten i dette tilfellet større virkning enn stivheten til betongtaket.

Videre vil det bli diskutert hvilke konsekvenser periode-endringen skaper for krefter i bygget.

### 9.1.2 Opptredende fundamentkrefter

Resultatene viser de globale fundamentkrefter i X-, Y- og Z-retning. Tilfellet med høyest fundamentkrefter, taksken i stål; "1-Steel", er taksken med lave svingeperioder. Tilfellet modellert som Lett-Tak elementer; "3-E-G", er tilfellet med høyest periode og laveste fundamentkrefter. Det viser at perioden har innvirkning på ytre krefter fra jordskjelvet. Lav periode grunnet stive bygg, gir høye fundamentkrefter og samme bygg med lengre periode som gir lavere fundamentkrefter. Dette er forutsatt at bygget har lik demping og tilnærmet lik seismisk masse.

I tilfellet hvor det er avstivet med både strekk og trykkdiagonal; "4-E-G-Cross", er fundamentkreftene forholdsvis lave sammenlignet med periodene. Disse lave fundamentkreftene skyldes trolig lav prosentandel (maks 28 %) av svingende masse i "verste" svingemode. I andre tilfellene uten doble diagonaler er alle prosentandeler over 60 % av seismisk masse. Kryssene har altså påvirket type svingemoder som blir dimensjonerende. Denne effekten hadde ikke kommet frem i en forenklet tverrkraftmetode der dimensjonerende periode brukes på full seismisk masse.

Det er viktig å være oppmerksom på at stive bygg ofte fører til høye fundamentkrefter når avstivende deler prosjekteres. Bygget skal selvfølgelig være stivt og sterkt nok til å tåle påkjenningene det er utsatt for, men det er ingen grunn til å sette stivheten høyere enn nødvendig. Utfordringen blir å finne en balansert og passelig stivhet, slik at styrken er stor nok til å ta opp lastene og deformasjonene kan tolereres. Det finnes også tilfeller der det avstives bestemte deler av konstruksjonen for å gi bestemte masser reduserte svingninger. Stivhet bør vurderes sammen med masse og demping til konstruksjonen.

### 9.1.3 Skjærstrøm i horisontale skiver

Skjærstrømmen viser seg naturlig nok å være avhengig av de globale krefter. Modellering av takskeve i Lett-Tak elementer, kun med hensyn til egenlast og E-modul, vil skjærmodulen automatisk bli beregnet likt et isotropt materiale. Ved å korrigere skjærmodulen til en ekvivalent skjærmodul med hensyn til glidninger i elementene, vil fundamentkreftene reduseres med 938 kN(ca 20 %) (tilfelle "2-E" og "3-E-G"). For de samme tilfellene vil det utgjøre 1,1 kN (ca 9 %) forskjell i skjærstrøm. Det viser i dette tilfellet at maksimum skjærstrøm påvirkes under halvparten så mye som fundamentkreftene



ved å justere skjærstivheten. Men fordelingen av skjærstrømmen er forskjellig. En mykere skive vil ha en jevnere fordeling av skjærstrømmen. I tilfellet hvor skivens skjærstivhet er høy; 5 mm tykk stålplate (tilfelle;Steel), blir skjærstrømmen konsentrert rundt avstivningskryss og maksimumsverdier økes betraktelig. For mykere skiver(Lett-Tak) er Bygg 2 et eksempel på at skjærstrømmen fordeles jevnt rundt skivens rand, og er tilnærmet lik jevnt fordelt hvis bygget er regulært.

Materialeegenskaper til skiven bør vurderes og på best mulig måte gjenspeile den reelle skiven, for å unngå urealistiske skjærstrøm verdier. Ved skjærstrøm bør materialets skjærmodulen sammen med innfestning vurderes spesielt. Skal ikke-isotropiske materialer/elementer beregnes, vil dette medføre mer tidkrevende modellering for å spesifisere egenskaper i de forskjellige retninger.

#### **9.1.4 Eksentrisitet**

Bygg 2 og 3 representerer to like bygg med forskjellig vertikalt avstivningssystem. Bygg 2 er et regulært bygg utsatt for jordskjelvlaster i X- og Y-retning uten kombinasjon. Ved Lett-Tak elementer til tak viser det seg at skjærstrømmen vil fordele seg tilnærmet jevnt fordelt over skivens rand med avstivningskryss. I eksentrisk bygg (Bygg 3) vil den jevne fordeling forstyrres og skjærstrømverdiene vil inneholde flere skjærstrømtopper. Dette fører til høyere maksimum skjærstrøm.

#### **9.1.5 Lett-Tak vs Betongtak**

Det ble gjort sammenligning av tak sammensatt av Lett-Tak elementer og betong 170 mm. Betongtaket skal tilsvare et hulldekke(HD265) i egenvekt. Lett-Tak elementene er betydelige lettere og gir bygget en kortere svingeperiode. Selv om bygget med Lett-Tak elementer har lavest periode, vil betongtaket gi høyere globale krefter på grunn av syv ganger mer masse i takskiven. Samtidig er skjærstrømfordelingen helt forskjellig i de to tilfellene. I bygg2; regulært bygg vil Lett-Tak elementene med lav skjærstivhet fordele skjærstrømmen langs randen, og betongtaket vil ha konsentrerte skjærstrømtopper rundt avstivninger. I bygg 3; eksentrisk bygg vil betongtaket fremdeles ha konsentrerte skjærstrømmer og Lett-Tak elementene får mindre preg av jevn fordeling. Torsjonen er med på å påvirke skjærstrømfordelingen og skaper flere skjærstrømtopper.

Analysene viser at Lett-Tak elementer reduseres fundamentkreftene med 25 % sammenlignet med 170 mm betongtak. Maksimum skjærstrøm og skjærstrøm-fordeling er også betydelig forandret. Lett-Tak vil få en maksimum skjærstrøm på 5,66 kN/m i takskiven, tilnærmet jevnt fordelt utover skivens rand. Betongtaket vil få en konsentrert maksimum skjærstrøm på 148 kN/m i takskiven ved avstivende kryss.



## 9.2 Konklusjon

I oppgaven er det gjennomført seismiske analyser av to etasjers bygg med fokus på stivhet til takskiver av Lett-Tak elementer. Det belyses stivheten sin innflytelse på opptredende krefter og respons. Hovedkonklusjonen er at takskivens stivhet vil ha innflytelse på egenperiode og opptredende krefter i bygget. Resultatet avhenger av modelleringsmetode og materialeegenskaper til takskiven. Ved å redusere takskivens skjærmodul vil perioden øke og fundamentkrefter sammen med takskivens skjærstrøm vil reduseres. Motsatt vil en stiv skive gi lavere periode med større krefter i bygget. En 20 % reduksjon i maksimum fundamentkraft vil utgjøre 9 % reduksjon i maksimum skjærstrøm, men fordelingen av skjærstrømmen vil være forskjellig.

Lett-Tak elementer er forholdsvis myke sammenlignet med betong/stål, men vil kunne få korte svingninger likt et stivt bygg på grunn av lav egenvekt. Elementene vil få skjærstrøm tilnærmet jevnt fordelt langs randen hvis bygget er regulært. Hvis bygget har eksentrisitet vil skjærstrømfordelingen bli mer forstyrret og få flere konsentrerte skjærstrømtopper. Dette fører til økt maksimum skjærstrømv verdi.

En takskive med Lett-Tak elementer gav 25 % reduksjon i fundamentkrefter sammenlignet med et betongtak 170 mm som tilsvarer et hulldekke (HD265) i egenvekt. Samtidig har Lett-Tak skjærstrøm jevnt fordelt langs skivens rand, mens betongtaket har konsentrert skjærstrøm rundt avstivningskryss. Dette kommer best frem i regulære bygg.

Denne oppgaven belyser viktigheten av å modellere avstivende system med riktige stivheter for å gjenspeile en realistisk respons under jordskjelv. Stivhet sammen med masse og demping er viktige faktorer for å estimere jordskjelvlast og kraftopptakning i bygget.

## 9.3 Validitet

Resultatene i denne oppgaven er knyttet til bestemte bygg og er ikke gjeldende for alle andre konstruksjoner. Alle konstruksjoner vil ha sin egen jordskjelvanalyse bestemt av mange ulike faktorer som lokasjon, høyde, stivhet, regularitet, etc. Likevel kan tendensene i denne oppgaven brukes videre til andre sammenlignbare konstruksjoner.

## 9.4 Videre arbeid

I videre arbeid vil det være interessant å se om tendensene er det samme for høyhus. Det kunne også være nyttig å se andre modelleringsmodeller av ekvivalent skjærmodul. I denne oppgaven er glidninger i takskiven tatt hensyn til med å redusere skjærstivheten over hele flaten. Det vil være andre mulige modelleringstyper, som for eksempel å modellere inn fjærer/dummie elementer i takskivens innfestning til rammen. Hvor mye forskjell i periode, globale krefter og skjærkrefter vil det utgjøre?

# Bibliografi

## Dynamikk

1. **Chopra, Anil K.** *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. s.l. : Prentice-Hall, 1995.
2. **Rajasekaran, S.** *Structural dynamics of earthquake engineering*. Cambridge : Woodhead Publishing, 2009.
3. **Humar, Jagmohan L.** *Dynamics of Structures, 2nd ed.* Ottawa, Canada : s.n., 2002.
4. **Thorby, Douglas.** *Structural Dynamics and Vibration in Practice; An Engineering Handbook*. s.l. : Elsevier, 2008.
5. **Damkilde, Lars.** *Introduksjon til dynamikk*. Lyngby : Danmarks Tekniske Universitet, kurs 59422, 1998.
6. **Det Store Norske Leksikon.** [www.snl.no](http://www.snl.no). [Online]
7. **Beards, C. F.** *Structural vibration - Analysis and damping*. London : British labrary Cataloguing, 1996. 0-340-64580-6.
8. **Lindeburg, Michael R.** *Seismic design of building structures 8th edition*. s.l. : Proffessional Publications, Inc, 2001. 1-888577-52-5.
9. Når jorden skjelver. [Online] Universitetet i Bergen, 2005. <http://billy.geo.uib.no/seismo/naar-jorden-skjelver/index.php?topic=earthquakes&lang=no>.
10. Informasjonsside om jordskjelv av NORSAR. [Online] NORSAR. <http://www.jordskjelv.no/>.
11. **Seth, Stein and Wyession, Michael.** *An introduction to seismology, earthquakes and earth structure*. s.l. : Blackwell publishing, 2003. 0-86542-078-5.
12. **Sheriff, Robert E.** *Exploration seismology*. s.l. : Cambridge university press, 1995. 0-521-46282-7.
13. **Standard Norge.** *NS-EN 1998-1+ NA; Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, del 1:Almenne regler seismiske laster og regler for bygninger*. 2010.
14. <http://www.businessdictionary.com/definition/ductility.html>. [Online]
15. **Rådgivende Ingeniørs Forening.** *Dimensjonering for jordskjelv*. 2010. 978-82-91510-98-9.
16. *Norwegian Earthquake Engineering Day 2012 (NEED 2012)*. Oslo : Tekna, 11.10.2012.
17. **Donald E. Breyer, kenneth J.Fridley, Kelly E. Cobeen, David G Pollock.** *Design of wood strutcures ASD/LRFD*. s.l. : The McGraw-Hill Companies, 2007. 978-0-07-145539-8.
18. **Standard Norge.** *NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010, Prosjektering av trekomnstruksjoner; Almenne regler og regler for bygninger*. 2008.
19. **S. Pampanin, A. Brignola, S. Podesta.** *In plane stiffness of wooden floor*. s.l. : 2008 NZSEE, 2008.

20. **Bovim, Nils Ivar.** Amanuensis ved Universitetet for Miljø og Biovitenskap.
21. **Betongelementforeningen.** *Betongelementboken bind B; Avstiving og kraftoverføring.* 2008. 82-991880-5-9.
22. **Treteknisk.** *Mekaniske treforbindelser.* s.l. : Norsk treteknisk institutt, 2007. 978-82-7120-200-2.
23. Lett-Tak Systemer AS. [Online] [www.lett-tak.no](http://www.lett-tak.no).
24. EDR Medeso. [Online] <http://www.edr.no/produkter/bim/sap2000>.
25. **Hugh D. Young, Roger A. Freedman and Lewis Ford.** *University Physics.* s.l. : Pearson, 2007.
26. **Inman, Daniel J.** *Engineering vibrations.* s.l. : Prentice Hall (Pearson Education), 2001. 013-0174483.
27. *Stahlbau-Kalender - Hilti. produktkatalog, Hilti.* 2005.
28. **Furulund & Thorrud.** Masteroppgave ved UMB.
29. **Standard Norge.** NS-EN 1990:2002+NA:2008, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.

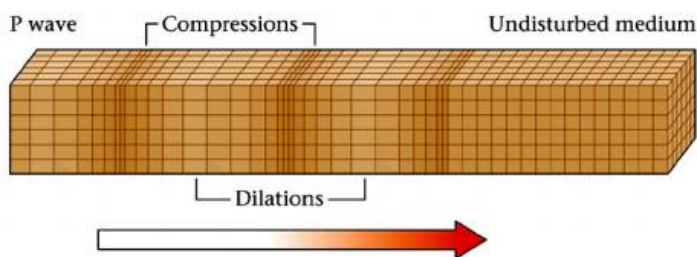
## Vedlegg 1 - Bølgetyper

Nedenfor er ulike bølgetyper ved jordskjelv beskrevet.

### P-bølger (trykkbølger)

P-bølger betegner primærbølger og blir kalt dette fordi det er de bølgene som ofte registreres først. P-bølger har størst hastighet og beveger seg parallelt med overflaten. Dette vil føre til en forskyvning av overflaten i bølgens retning. Mennesker vil normalt ikke kunne kjenne bølgene og er i de fleste tilfeller ufarlige. Trykkbølger finnes også i andre former som for eksempel lydbølger. Forplantningen av bølgene skjer i faststoff, væsker eller gasser, hvor hastigheten blir sterkt påvirket av mediet.

[ (11) An introduction to seismology, kapittel.2.4],



Velocity P-waves

$$v_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}$$

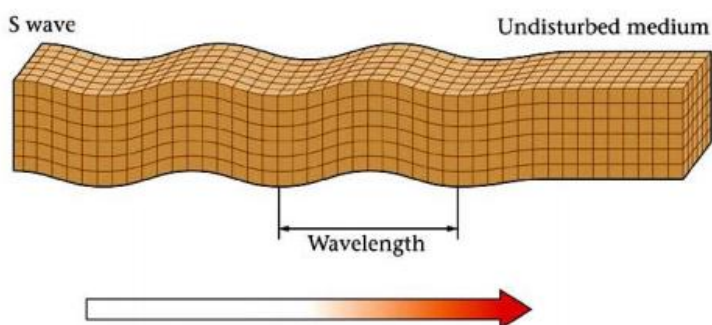
**Figur1.vedlegg 1:** Trykkbølger (P-bølger) i et elastisk medium.

Kilde: [http://www.appstate.edu/~marshallst/GLY3160/lectures/4\\_Seismology.pdf](http://www.appstate.edu/~marshallst/GLY3160/lectures/4_Seismology.pdf)

### S-bølger (skjærbølger)

S-bølgene, også kalt skjærbølger, har en forskyvning normalt på bølgens retning. Hastigheten er lavere sammenlignet med P-bølgene og derav navnet s-bølger som står for sekundærbølger. Bølgene blir ofte registrert etter at P-bølgene har inntruffet.

[ (11) An introduction to seismology, kapittel 2.4], [ (8) Seismic design of building structure, kapittel 1-14]



Velocity S-waves

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (46)$$

**Figur 2.vedlegg 1:** Skjærbølger (S-bølger) i et elastisk medium.

Kilde: [http://www.appstate.edu/~marshallst/GLY3160/lectures/4\\_Seismology.pdf](http://www.appstate.edu/~marshallst/GLY3160/lectures/4_Seismology.pdf)

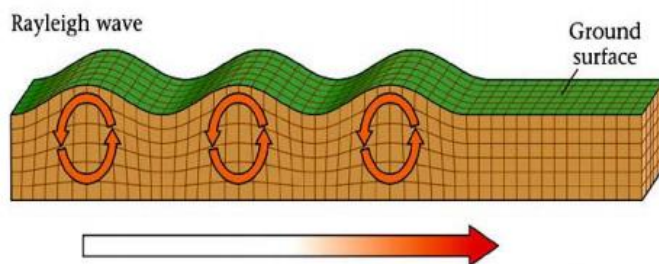
## Overflatebølger

### Rayleigh-bølger

Rayleigh bølger opptrer i jordskorpen og er en blanding av P- og S-bølger. Bølgene har vertikale og horisontale forskyvninger. Det viser seg etter seismogram-målinger at når vertikal forskyvning er maksimal er radial forskyvning null. En fjerdedel av periodetiden ( $T/4$ ) etterpå er vertikalforskyvningen null og radialforskyvningen på et maksimum. Disse observasjonene for én periode ( $T$ ) vil skape en ellipseformet forskyvningsgraf. Rayleigh bølgene har lav hastighet og lav frekvens uten skarpe forskyvningstopper. Rystelser fra disse bølgene er store og forårsaker ofte ødeleggelser.

Navnet kommer fra den britiske fysikeren Lord Rayleigh (1842-1919) som var en pioner innen bølge- og svingningsforplantning.

[ (11) An introduction to seismology, kapittel 2.7.2], [ (12) Exploration seismology, kapittel 2.5]



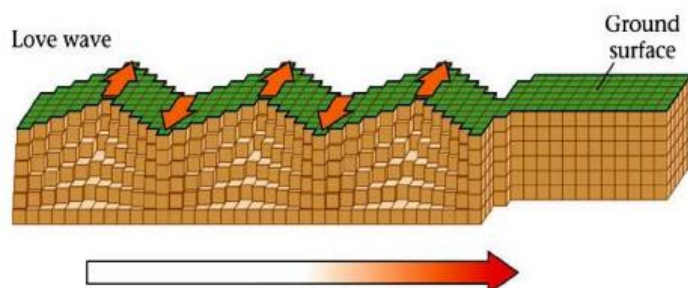
**Figur 3.vedlegg1:** Rayleigh-bølger i et elastisk medium.

Kilde:  
[http://www.appstate.edu/~marshallst/GLY3160/lectures/4\\_Seismology.pdf](http://www.appstate.edu/~marshallst/GLY3160/lectures/4_Seismology.pdf)

### Love-bølger

Bevegelsene i en love-bølge er på tvers av bølgen sin forplantningsretning. Bølgene gir en horisontal forskyvning i jordoverflaten. Love-bølgene har størst hastighet av overflatebølgene.

[ (11) An introduction to seismology, kapittel 2.7.2], [ (12) Exploration seismology, kapittel 2.5]



**Figur 4.vedlegg 1:** Love-bølger i et elastisk medium.

Kilde:  
[http://www.appstate.edu/~marshallst/GLY3160/lectures/4\\_Seismology.pdf](http://www.appstate.edu/~marshallst/GLY3160/lectures/4_Seismology.pdf)

## Vedlegg 2- Forsterkningsfaktor for skiver

Nedenfor er et utdrag fra et endringsblad for NS-EN 1998-1:2004+NA:2008. Utdraget beskriver mulighet for å unngå tillegget av overstyrkefaktor for skiver hvis duktilitetsklassen er DCL..

**EN 1998-1:2004/A1:2013 (E)** NS-EN 1998-1:2004/A1:2013

### **1 Modification to 4.4.1, General**

*Add a new Paragraph (3):*

"

(3) For low-dissipative structures (see **2.2.2(2)**), the ductility, capacity design and overstrength requirements of 4.4.2 do not need to be applied.

"

## Vedlegg 3 - Produktinformasjon til Lett-Tak elementer

Lett-Tak elementer i analysene er elementer med  $h=500$  mm,  $b=1200$  mm,  $l=12000$  mm og finer tykkelse på 15 mm.

### Stivheter til jordskjelvdimensjonering:

Kilde: <http://lett-tak.no>, under "skivefunksjon og forutsetninger"

Ekvivalent skjærstivhet for takskeive <sup>a)</sup> :	$GA_{ekv} = 200 \text{ N/mm}^2 \cdot t_{finer}$
Aksialstivhet i begge akseretninger <sup>b)</sup> :	$EA_{ekv} = 50000 \text{ N/mm}$
Bøyestivhet tvers på spennretning <sup>c)</sup> :	$EI_{90} = 0,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}^2/\text{mm}$
Bøyestivhet i spennretning <sup>c)</sup> :	$EI_0$ - avh. av elementtype (se NBI Teknisk Godkjenning 2215, tab. 4, kolonne Bøyestivhet ved strekk i underkant)

- a) Ekvivalent skivestivhet representerer finerplatens stivhet redusert for glidningene pga. de mekaniske forbindelsene i elementskjøtene og innfestinger i opplegg.  
 b) Ekvivalent aksialstivhet representerer elementets aksialstivhet redusert for glidningene pga. mekaniske innfestinger i opplegg. Eksentrisitet i innføringen av krefter i opplegg er vurdert.  
 c) Bøyestivhet representerer *finerens* stivhet tvers på spennretningen og *elementets* bøyestivhet i spennretning

### Egenlast for standard elementtyper

Kilde: <http://lett-tak.no>, teknisk godkjenning fra SINTES nr. 2215

Type	Treflens 48 x 71 mm	Treflens 48 x 96 mm	Treflens 48 x 121 mm	Egenlast <sup>2)</sup>  kN/m <sup>2</sup>
h(cm)/ t(mm)	Element- høyde H over opplegg (mm) <sup>1)</sup>	Element- høyde H over opplegg (mm) <sup>1)</sup>	Element- høyde H over opplegg (mm) <sup>1)</sup>	
13/0,9	216	241	266	0,37 – 0,40
13/1,5	216	241	266	0,40 – 0,43
16/0,9	246	271	296	0,38 – 0,41
16/1,5	246	271	296	0,41 – 0,45
21/0,9	296	321	346	0,40 – 0,43
21/2,0	296	321	346	0,47 – 0,50
29/0,9	376	401	426	0,43 – 0,46
29/2,0	376	401	426	0,52 – 0,55
31/0,9	396	421	446	0,44 – 0,47
31/2,0	396	421	446	0,52 – 0,55
36/0,9	446	471	496	0,46 – 0,49
36/2,0	446	471	496	0,55 – 0,58

<sup>1)</sup> For elementer med 50 mm himlingsisolasjon bygger himlingsisolasjonen og himlingsplate 70 mm under opplegg, se fig. 5. For elementer med 30 mm himlingsisolasjon bygger himlingsisolasjonen og himlingsplate 50 mm under opplegg.

<sup>2)</sup> Verdiene gjelder for elementer med 50 mm himlingsisolasjon. Elementer med 30 mm himlingsisolasjon har 0,03 kN/m<sup>2</sup> lavere egenlast.





## Vedlegg 4 - Materialdata

Materialegenskaper:

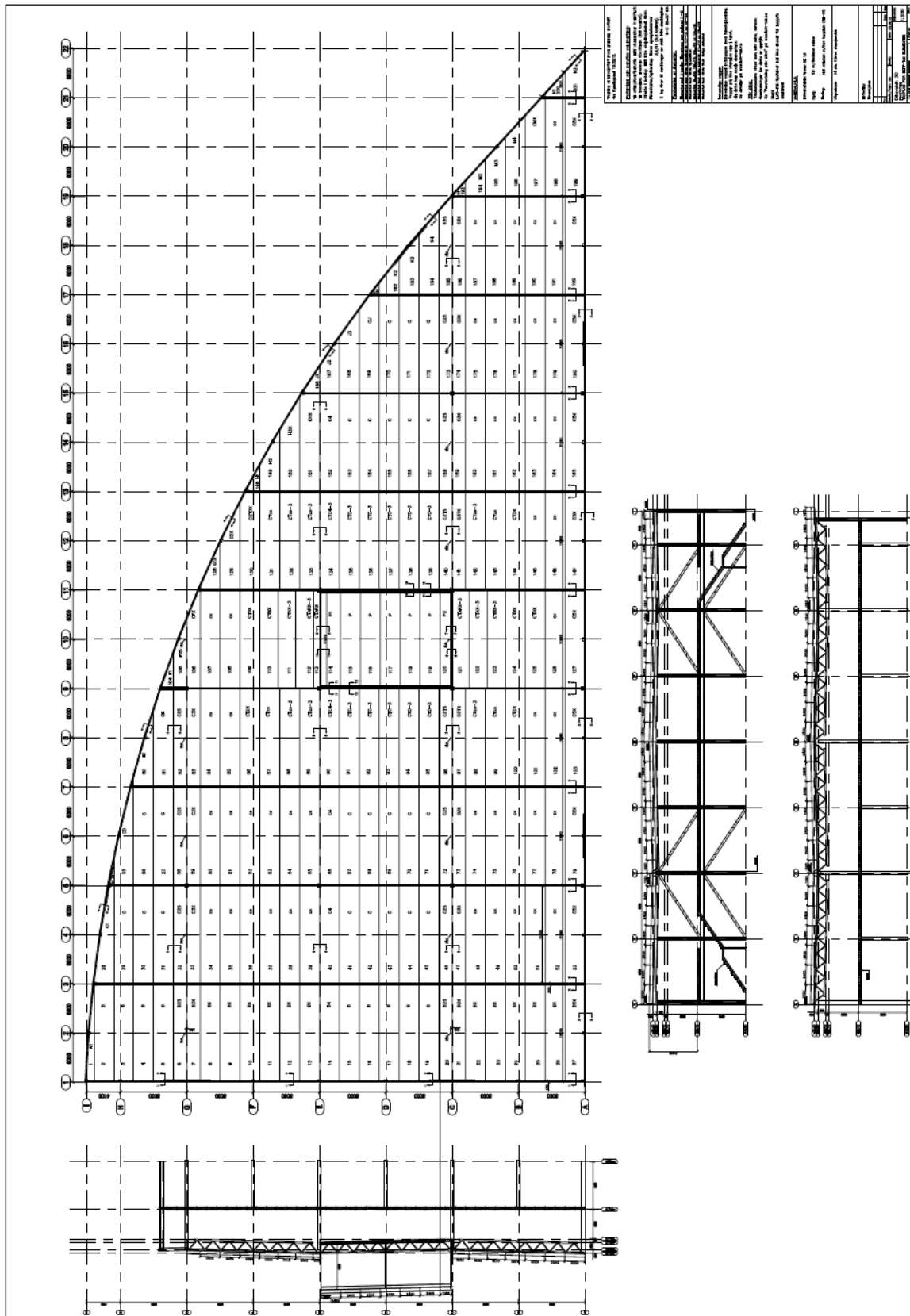
(Materialene er modellert som isotrope)

Lett-tak elementer		
Egenlast	1,20	$kN/m^3$
E-modul, E	100 000	$kN/m^2$
Poisson's tall, U	0,3	
Termisk koeffisient, A	0,00001	$^{\circ}C^{-1}$
G-modul, G	6 000 (Varierer i modellering)	$kN/m^2$

Betong, C35		
Egenlast	25,00	$kN/m^3$
E-modul, E	34 000 000	$kN/m^2$
Poisson's tall, U	0,3	
Termisk koeffisient, A	0,00001	$^{\circ}C^{-1}$
G-modul, G	14 166 667	$kN/m^2$

Stål, S355		
Egenlast	76,97	$kN/m^3$
E-modul, E	210 000 000	$kN/m^2$
Poisson's tall, U	0,3	
Termisk koeffisient, A	0,0000117	$^{\circ}C^{-1}$
G-modul, G	80 769 231	$kN/m^2$

# Vedlegg 5 - Plantegning av bygg



# Vedlegg 6- Seismisk masse

Kontroll av seismisk masse

Masser (beregnet for hånd)										SAP2000	Avvik
Type	Antall	Tverrsnittsareal	Høyde/lengde	Egenlast	Masse	Masse	Masse	Masse	Masse	Masse	Masse
	[stk]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
<b>Masse fra elementer</b>											
Søyler, partallsakser	21	0,09	11,6	25	548,10				560,9		0,977
Søyler, oddetallsakser	59	0,12	11,6	25	2053,20				2035,2		1,009
Diagonaler	16	0,0096	8,35	77	98,76				109,6		0,901
Bjelker 2.etg	1 = $\Sigma$ 11 stk	0,0061	704	77	330,67				330,72		1,000
Bjelker tak	1 = $\Sigma$ 12 stk	0,18	783	25	3523,50				3299		1,068
Dekke 2.etg	1	5003	0,25	25	31268,75				31262,8		1,000
Tak	1	5062	0,5	1,2	3037,20				3041,5		0,999
				$\Sigma$	<b>40860,18</b>				<b>40639,72</b>		<b>1,005</b>
<b>Masse fra laster</b>											
		Areall	Vekt	Lastfaktor	Masse						
		[m <sup>2</sup> ]	[kg]	ubenevnt	[kN]						
Innredning 2.etg	0,5	5003	1		2501,5						
Nyttelast 2.etg	5	5003	0,6		15009						
Snølast, tak	2	5062	0,2		2024,8						
Snølopmme, tak	3,5		0,2		0						
Aggregat, tak (Jula)	3	9000	1		90						
Aggregat, tak (Living)	3,44	16500	1		165,12						
Kjølemaskin, tak	1,94	3500	1		34,92						
Installasjoner, tak	0,3	5062	1		1518,6						
Installasjoner, dekke 2.etg	0,3	5003	1		1500,9						
			$\Sigma$		<b>22844,84</b>				<b>22851,98</b>		<b>1,000</b>
<b>Total seismisk masse;</b>					<b>63705,02</b>				<b>63491,7</b>		<b>1,003</b>
		$m = m_{\text{elementer}} + m_{\text{laster}}$			<b>= 40860,18 + 22844,84</b>						

## Vedlegg 7 – Seismisk klasse og faktor

### Seismisk klasse og faktor

Tabell NA.4(902) – Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse

Byggverk	I	II	III	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				X <sup>1)</sup>
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende			(X)	X
Høye bygninger, mer enn 15 etasjer		(X)	X	
Jernbanebruer <sup>2)</sup>			X	(X)
Veg- og gangbruer <sup>2)</sup>		(X)	X	(X)
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler osv.)		(X)	X	
Kaier og havneanlegg		X	(X)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer	(X)	X	(X)	
Industrianlegg		X	(X)	
Skoler og institusjonsbygg		(X)	X	
Kontorer, forretningsbygg og boligbygg		X	(X)	
Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, mindre lagerhus osv.	X	(X)		
Landbruksbygg	(X)			
Fiskerihavner	(X)			
Kaier og forføyningsanlegg for sport og fritid	(X)			
<p><sup>1)</sup> For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer og marine konstruksjoner bør jordskjelvriskoen vurderes spesielt, eventuelt basert på en risikoanalyse.</p> <p>Lagertanker for flytende gass og store hydrokarbonførende rørledninger over land er behandlet i NA til NS-EN 1998-4.</p> <p><sup>2)</sup> Se veiledende tabell for valg av seismisk klasse for bruer i NA til NS-EN 1998-2.</p>				

Tabell 5: Norske verdier for seismisk faktor avhengig av seismisk klasse.

Seismisk klasse	Bygninger	$\gamma$
I	Bygninger av mindre betydning for offentlig sikkerhet	0,7
II	Vanlige bygninger som ikke tilhører de andre kategoriene	1,0
III	Bygninger med seismisk motstand av betydning på grunn av konsekvenser knyttet til sammenbrudd	1,4
IV	Bygninger av største viktighet for beskyttelse av liv og samfunn under jordskjelv	2,0

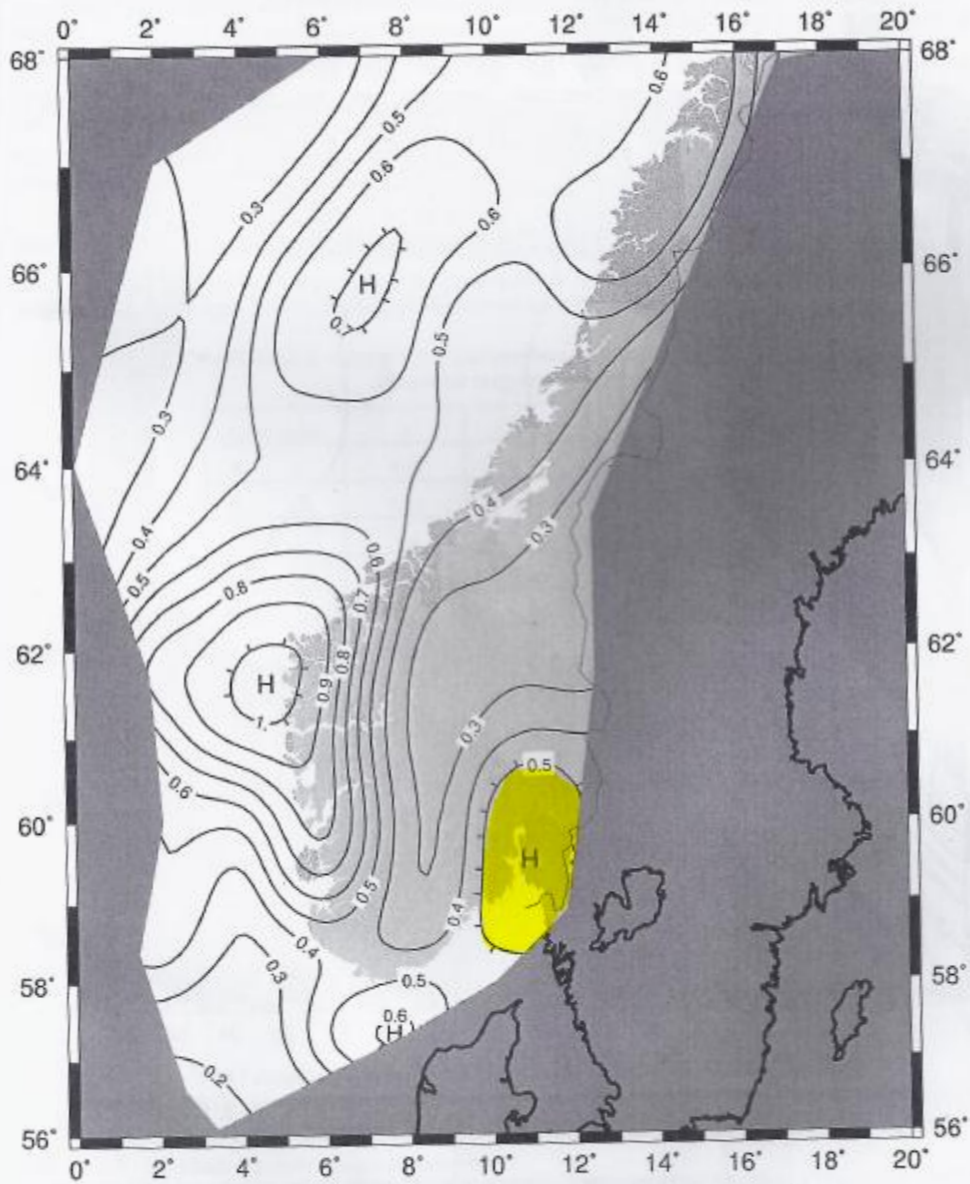
Kilde: (12) NS-EN 1998-1, 4.2.5 og NA.4(901)

## Vedlegg 8 – Kart over seismiske soner

Seismologisk kart fra NS-EN 1998-1, NA.3.2.1

### NA.3.2.1 Seismiske soner

NA.3.2.1(1)P, (2) og (3) Figur NA.3(901) og figur NA.3(902) angir spissverdier for berggrunnens akselerasjon  $a_{g40Hz}$ <sup>1</sup> med en returperiode på 475 år for Norge. Referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon  $a_{gR}$  settes lik  $0,8 a_{g40Hz}$ .



Figur NA.3(901) – Seismiske soner i det sørlige Norge,  $a_{g40Hz}$  i  $m/s^2$

<sup>1</sup>  $a_{g40Hz}$  betegner at berggrunnens akselerasjon er normalisert til 1g ved frekvensen  $f = 40Hz$ .  $a_{gR}$  er Eurokodens betegnelse for referansespissverdien av berggrunnens akselerasjon. Den er normalisert til 1g ved frekvensen  $f \rightarrow \infty$ .

## Vedlegg 9 – Lastkombinasjoner og kombinasjonsfaktorer

Lastkombinasjoner og kombinasjonsfaktor fra NS-EN1990:2002+NA:2008

**Tabell NA.A1.1 – Verdier for  $\psi$ -faktorer for bygninger**

<b>Last</b>	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Nyttelastkategorier i bygninger (se NS-EN 1991-1-1)			
Kategori A: boliger	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorer	0,7	0,5	0,3
Kategori C: forsamlingslokaler, møterom	0,7	0,7	0,6
Kategori D: butikker	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lager	1,0	0,9	0,8
Kategori F: trafikk- og parkeringsarealer for små kjøretøyer (kjøretøyvekt $\leq 30\text{kN}$ og høyst 8 seter utenom fører sete)	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikk- og parkeringsarealer for mellomstore kjøretøyer, $30\text{kN} < \text{kjøretøyvekt} \leq 160\text{kN}$ på to akslinger	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0	0	0
Snølast (se NS-EN 1991-1-3)	0,7 <sup>1)</sup>	0,5 <sup>1)</sup>	0,2 <sup>1)</sup>
Vindlast (se NS-EN 1991-1-4)	0,6 <sup>1)</sup>	0,2 <sup>1)</sup>	0 <sup>1)</sup>
Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)	0,6 <sup>1)</sup>	0,5 <sup>1)</sup>	0 <sup>1)</sup>
<sup>1)</sup> Eventuell modifisering for ulike geografiske områder kan kreves av lokale myndigheter			

**Tabell NA.A1.3 – Dimensjonerende verdier for laster for bruk i kombinasjoner med ulykkeslast og seismiske laster**

<b>Dimensjonerende situasjon</b>	<b>Permanente laster</b>		<b>Dominerende ulykkeslast eller seismisk last</b>	<b>Øvrige variable laster <sup>2)</sup></b>	
	Ugunstig	Gunstig		Hovedlast (hvis aktuelt)	Andre laster
Ulykkesituasjon <sup>1)</sup> (Ligning 6.11a/b)	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$A_d$	$\psi_{1,1}$ eller $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismisk situasjon (Ligning 6.12a/b)	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\gamma A_{EK}$ eller $A_{Ed}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

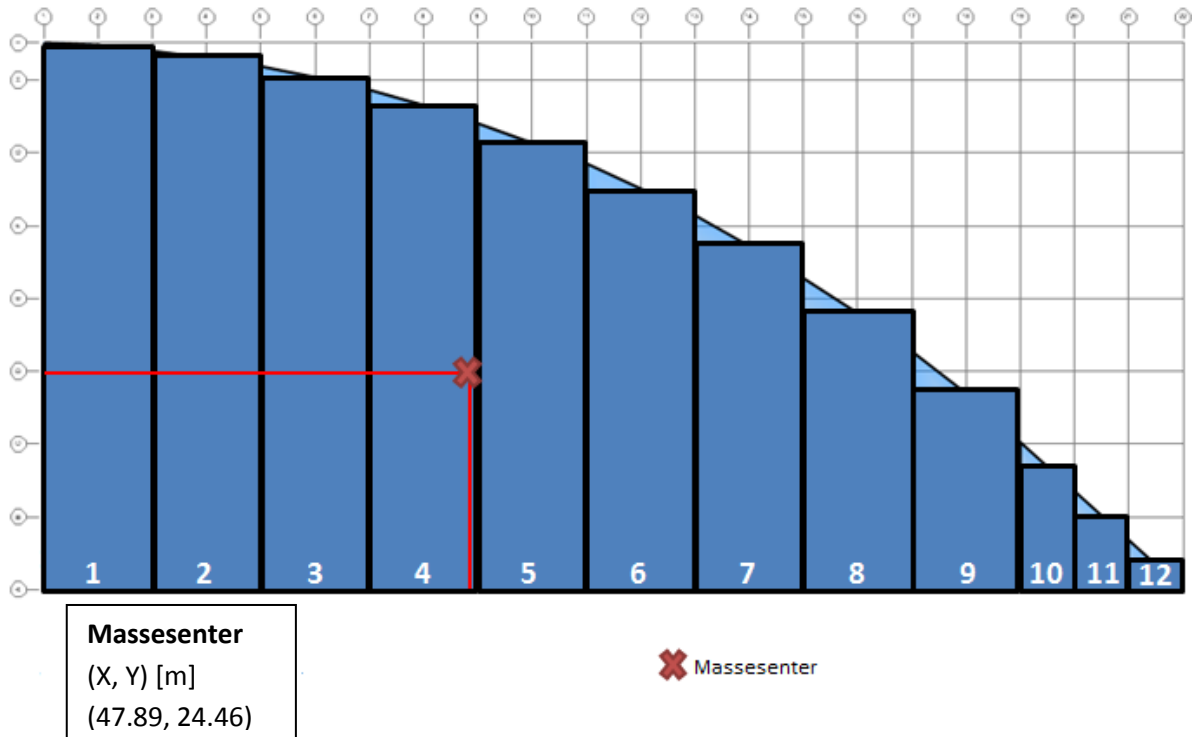
<sup>1)</sup> Se også NS-EN 1991-1-2 for ulykkesituasjonen brann. Den representative verdien for den variable lasten  $Q_i$  settes lik den tilnærmet permanente verdien  $\psi_{2,i} Q_{k,i}$  for alle tilfeller unntatt i kombinasjoner med vind som dominerende variabel last. Da brukes ofte forekommende verdi  $\psi_{1,1} Q_{k,1}$  for vind.

<sup>2)</sup> Variable laster er de som er oppført i tabell NA1.1.

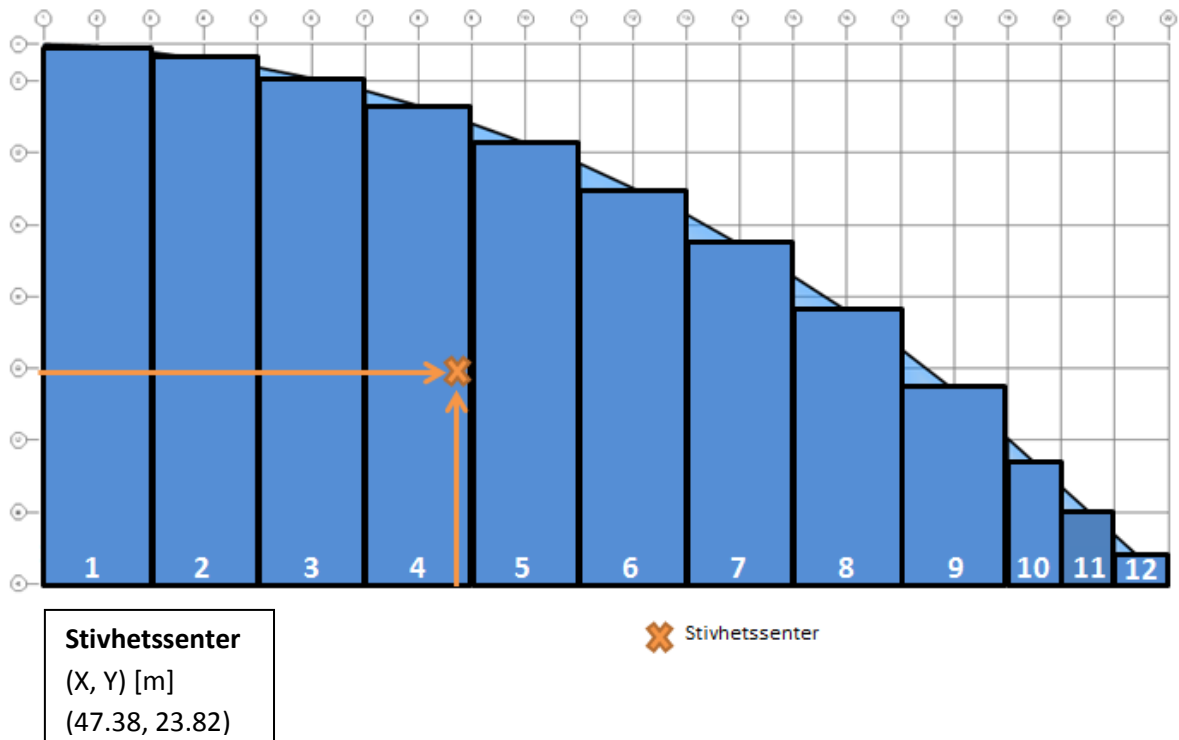
## Vedlegg 10 – Masse- og stivhetssenter

Massesenter og stivhetssenter. For fullstendig utregning henvises det til vedlagt CD.

### Massesenter



### Stivhetssenter (skjæringspunkt av globale treghetskrefter $F_x$ og $F_y$ )





## Vedlegg 11 – Edge constraints funksjon i SAP2000

### Edge Constraints

You can assign automatic **edge constraints** to any shell element (or any area objects.) When edge constraints are assigned to an element, the program automatically connects all joints that are on the edge of the element to the adjacent corner joints of the element. Joints are considered to be on the edge of the element if they fall within the auto-merge tolerance set by you in the Graphical User Interface.

Edge constraints can be used to connect together mis-matched shell meshes, but will also connect *any* element that has a joint on the edge of the shell to that shell. This include beams, columns, restrained joints, link supports, etc.

These joints are connected by flexible interpolation constraints. This means that the displacements at the intermediate joints on the edge are interpolated from the displacements of the corner joints of the shell. No overall stiffness is added to the model; the effect is entirely local to the edge of the element.



# Vedlegg 12 – Torsjon i SAP2000

Torsjon/Utilsiktet eksentrisitet

## Accidental torsion in response-spectrum case

Tools ▾

Added by Amelia, last edited by Truly Guzman on Apr 29, 2013 (view change)

**NOTE:** This discussion applies **only to SAP2000**. ETABS automatically includes the accidental eccentricity specified in the response-spectrum load case.

To consider **accidental torsion in a response-spectrum case**, eccentricity should be added as a separate static **load case**. The response-spectrum (SPEC) and eccentric (ECC) load cases should then be combined as SPEC + ECC and SPEC - ECC **load combinations**. Each level should have a rigid diaphragm, otherwise accidental eccentricity is not of significance.

Accidental torsion is applied through the following process:

- Define a **load case** named ECC (or other) of Type = Quake, Self-weight multiplier = 0, and Auto = None.
- Select any point on the diaphragm at each level.
- Select Assign > Joint/Point Loads > Force > Moment Global ZZ, then specify the appropriate value for torsional moment.
- Evaluate SPEC + ECC and SPEC - ECC **load combinations**. Note that the software already considers SPEC in both directions.

Accidental torsion may be considered without rigid diaphragms, though loading should be more distributed. Torsional moment is calculated at **joint** locations within a flexible diaphragm by first resolving the total lateral force in a given direction at each story level. This is done by summing the auto-seismic loads applied to joints within each story level. This force is then multiplied by the eccentricity to generate torsional moment (T). This torsion is then distributed to all joints at the story level in proportion to the **joint mass** as follows:

- Torsion at a given joint at a story level =  $T * (\text{Mass at the joint} / \text{Total mass of all joints at the story level})$

It may be convenient to use an Excel spreadsheet to calculate torsion at joint locations. Using **interactive database editing**, data may then be entered into SAP2000.

Kilde: <https://wiki.csiberkeley.com/display/kb/Accidental+torsion+in+response-spectrum+case>

# Vedlegg 13 – Kombinasjoner av moder i SAP2000

Utdrag fra SAP2000 håndbok om kontroll av likevekt ved modalspektrum analyser.

## Base reactions for response-spectrum analysis

Tools ▾

Added by Ondrej Kalny, last edited by Mike Abell on May 14, 2012 (view change)

### Why are response-spectrum base reactions different from the sum of individual reactions?

**Answer:** Response-spectrum base reactions will not match the sum of individual joint reactions because their formulations differ. Base reactions are calculated for each mode before modes are combined using the CQC or SRSS modal-combination rule. Joint reactions, on the other hand, are calculated using modal combinations which are applied to each individual joint.

For example, consider a structural system with four joints and two modes. The SRSS formulation is used. Base and point reactions are generated as follows:

- Mode 1:
  - Point 1 reaction =  $R(1,1)$
  - Point 2 reaction =  $R(2,1)$
  - Point 3 reaction =  $R(3,1)$
  - Point 4 reaction =  $R(4,1)$
- Mode 2:
  - Point 1 reaction =  $R(1,2)$
  - Point 2 reaction =  $R(2,2)$
  - Point 3 reaction =  $R(3,2)$
  - Point 4 reaction =  $R(4,2)$
- Base reaction:
  - Mode 1: SUM mode 1 =  $R(1,1) + R(2,1) + R(3,1) + R(4,1)$
  - Mode 2: SUM mode 2 =  $R(1,2) + R(2,2) + R(3,2) + R(4,2)$
  - Base Reaction =  $\sqrt{(\text{SUM mode 1})^2 + (\text{SUM mode 2})^2}$
- Point reactions:
  - Point 1 reaction =  $\sqrt{R(1,1)^2 + R(1,2)^2}$
  - Point 2 reaction =  $\sqrt{R(2,1)^2 + R(2,2)^2}$
  - Point 3 reaction =  $\sqrt{R(3,1)^2 + R(3,2)^2}$
  - Point 4 reaction =  $\sqrt{R(4,1)^2 + R(4,2)^2}$

Kilde: <https://wiki.csiberkeley.com/display/kb/Base+reactions+for+response-spectrum+analysis>

## Vedlegg 14 – Kontroll av resultater

Kontroll av resultater

### Tverrkraftmetode VS modalanalyse

Modalanalysen er utført i SAP2000.

Tverrkraftmetoden utføres i henhold til Eurokode 8 med formel 56.

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (56)$$

$$\text{Seismisk masse} = m = 63\,491,7 \text{ kN} = 6\,472\,140 \text{ kg}$$

$$\text{Responssspekterverdi} = S_d(T_1) = \max \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_c}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad \text{Gjeldende når } T_c \leq T \leq T_D$$

Dimensjonerende grunnakselerasjon =  $a_g = 0,44$

Korreksjonsfaktor =  $\lambda = 1,0$

Soil faktor =  $S = 1,6$

Konstruksjonsfaktor= $q=1,5$

Periode  $c = T_c = 0,45 \text{ s}$

Periode =  $T =$  avhengig av tilfelle


**Tabell til vedlegg 15:** Seismiske fundamentkrefter med tverrkraftmetoden og modal responsspektrumanalyse

				Tverrkraftmetode	Modal responspektrum-analyse
Takskive-tilfelle	Periode	$S_d(T_1)^*$	Kraftretning	Kraft, $F_b$ [kN]	Kraft, $F_b$ [kN]
Steel	0,6772	0,78	X	3 975	3 488
Steel	0,8449	0,62	Y	4 960	4 297
E	0,8639	0,61	X	3 955	3 421
E	0,6978	0,76	Y	4 897	4 140
E-G	0,7522	0,70	X	4 543	3 082
E-G	0,9081	0,58	Y	3 763	3 365
E-G-Cross	0,7234	0,73	X	4 724	4 425
E-G-Cross	0,6496	0,81	Y	5 261	4 036

\*Alle desimalene som er medregnet i videre utregningene er ikke visst i tabell.

Kreftene er sammenlignbare og viser at tverrkraftmetoden har konservative verdier når det gjelder fundamentkrefter.

### Global likevekt i tilfelle E

**X-retning;**  $F_b = \Sigma X - \text{joint reactions} \rightarrow 3\,955 \approx 3955,4$   Ok

**Y-retning;**  $F_b = \Sigma Y - \text{joint reactions} \rightarrow 4\,897 \approx 4896,9$   Ok