

Anette Kvaal

Dimensjonering av jordskjelvsikre konstruksjoner etter Eurokode og International Building Code

Trondheim, 13.06.2010

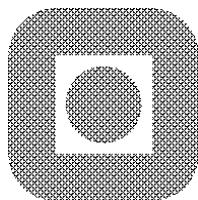


MASTEROPPGAVE VÅREN 2010

**Dimensjonering av jordskjelvsikre konstruksjoner etter Eurokode og
International Building Code**

Earthquake design based on Eurocode and International Building Code

ANETTE KVAAL



Institutt for konstruksjonsteknikk

NORGES TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE UNIVERSITET

Trondheim, Norge 2010



MASTEROPPGAVE VÅREN 2010

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsdynamikk	DATO: 13.6.2010	ANTALL SIDER: 99+34
-------------------------------------	--------------------	------------------------

TITTEL:

Dimensjonering av jordskjelvsikre konstruksjoner etter

Eurokode og International Building Code

Earthquake design based on Eurocode and International Building Code

UTFØRT AV:

Anette Kvaal



SAMMENDRAG:

Denne rapporten sammenligner de seismiske laststandardene NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 og International Building Code 2009. Sammenligningen tar utgangspunkt i lineær- elastiske statiske og dynamiske analyser av en 6 etasjes bygning utsatt for seismisk påvirkning. Teorien bak analysemetodene er presenterte og alle faktorer som inngår forklares. De seismiske analysene er utførte i elementprogrammet SAP2000 og kontrollert ved manuelle beregninger.

De sammenlignede standardene gjelder for to forskjellige kontinenter. Eurokode (EC8) gjelder for flere europeiske land, mens International Building Code (IBC) gjelder for USA. Det er store forskjeller mellom disse to kontinentenes seismiske forhold, og dette preger utformingen av krav i standardene. Vestkysten av USA er en av de mest jordskjelvutsatte områdene i verden, og det kan her forventes jordskjelv med svært høy magnitudo. Det kreves av den grunn at konstruksjoner skal dimensjoneres for ikke å kollapse for et jordskjelv med en forventet returperiode på 2500 år. Bruddmekanismene som gir jordskjelv i Europa kan ikke gi jordskjelv av samme magnitudo som forventes i USA. Det er derfor tilstrekkelig å dimensjonere jordskjelvsikre konstruksjoner i Europa mot et jordskjelv som har en kortere forventet returperiode enn 2500 år. I Eurokode er det derfor valgt å dimensjonere mot et jordskjelv som kan forventes å opptre innen en periode på 475 år.

IBC er mer konservativ enn EC8 i gjennomføringen av tverrkraftanalysen og den modale responspektrumsanalysen. Med tanke på at de to standardene dimensjonerer for jordskjelv med ulik magnitudo, gir IBC likevel ikke en konservativ lastvirkning.

FAGLÆRER: Svein Remseth, NTNU

VEILEDERE: Anders Rønnquist og Svein Remseth.

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges Naturvitenskapelige universitet

Oppgavetekst

Masteroppgave for Stud. Techn. Anette Kvaal, våren 2010

Dimensjonering av jordskjelvsikre konstruksjoner etter

Eurokode og International Building Code

Earthquake design based on Eurocode and International Building Code

Norsk Standard for jordskjelvbelastninger (NS 3491-12) ble utgitt i 2004. Den bygger i stor grad på Eurokode 8. I 2009 kom en ny amerikansk standard, International Building Code (IBC). Eurokode 8 og IBC bygger på et felles grunnlag med hensyn til teoretisk bakgrunn. De har imidlertid en del ulikheter i kravene til jordskjelvsikker dimensjonering. Oppgaven skal undersøke hva noen av disse ulikhetene består i og hva de vil kunne gi av ulik dimensjonering for typiske bygningskonstruksjoner.

Av aktuelle områder for sammenligning nevnes:

- *Karakterisering av eksitasjonsnivå som grunnlag for dimensjonering*
- *Klassifisering av byggegrunn*
- *Klassifisering av konstruksjoner/bygninger med hensyn på bruk*
- *Krav til dimensjonering for sikkerhet mot skade/brudd ved jordskjelvsitasjon*
- *Aktuelle beregningsmodeller/-metoder for å tilfredsstille krav til styrke/deformasjon*

Løsning av oppgaven kan inneholde følgende temaer:

- Kort beskrivelse av seismology som gir forståelse av eksitasjon fra byggegrunn
- Sammenheng grunnbevegelse til seismiske laster/eksitasjon.
- Sammenligning av Eurocode 8 og IBC (kfr kulepunktene ovenfor om aktuelle sammenligningsområder).
- Dimensjonering av en (eller flere hvis tiden tillater) typisk bygningskonstruksjon etter både Eurokode 8 og IBC; sammenligning; resultatvurdering; konklusjoner.

Oppgaven utføres i henhold til retningslinjer for utførelse av hovedoppgaven ved Institutt for konstruksjonsteknikk. Disse finnes på instituttets hjemmesider. Tillempinger til redigering må vurderes i forhold til oppgavens art.

Faglærer: Svein Remseth, NTNU

Veiledere: Anders Rønnquist og Svein Remseth.

Besvarelsen skal leveres til Institutt for konstruksjonsteknikk innen 14. juni 2010

NTNU, 28. januar 2010

Forord

Denne rapporten er en besvarelse på masteroppgaven ”Dimensjonering av jordskjelvsikre konstruksjoner etter Eurokode 8 og International Building Code”. Arbeidet med oppgaven startet den 18. januar 2010 og har pågått hele vårsemesteret. Rapporten er skrevet for og ved institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges Teknologiske- Naturvitenskaplige Universitet, NTNU.

Hovedintensjonen med oppgaven er å sammenligne tillatte analysemetoder og avgjørende faktorer i de seismiske laststandardene Eurokode 8 (EC8)(1) og International Building Code (IBC) (2). Analysene gjennomføres i elementprogrammet SAP2000 og ved manuelle beregninger. En god del av arbeidet har bestått i å sette seg inn i teorien bak de ulike metodene og SAP2000.

Denne oppgaven ble valgt på grunn av en generell interesse både for dynamikkfaget og naturfenomenet jordskjelv. Læringsutbyttet har vært stort og prosessen med å skrive rapporten har vært interessant, og meget lærerik.

Jeg vil rette en stor takk til mine veiledere, Professor Svein Remseth og Førsteamanuensis Anders Rønnquist ved NTNU, som har delt sin kunnskap med meg. De har under hele prosjektperioden vært behjelpelige med å svare på spørsmål. Uten den gode hjelpen ville jeg ikke klart å tilegne meg den kunnskapen jeg har om jordskjelv i dag. Jeg vil også takke EDR som har gitt meg tilgang og brukerstøtte til programmet SAP2000.

Trondheim 13. juni 2010

Anette Kvaal

Sammendrag

Denne rapporten sammenligner de seismiske laststandardene NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 og International Building Code 2009. Sammenligningen tar utgangspunkt i lineær- elastiske statiske og dynamiske analyser av en 6 etasjes bygning utsatt for seismisk påvirkning. Teorien bak analysemetodene er presenterte og alle faktorer som inngår forklares. De seismiske analysene er utførte i elementprogrammet SAP2000 og kontrollert ved manuelle beregninger.

De sammenlignede standardene gjelder for to forskjellige kontinenter. Eurokode (EC8) gjelder for flere europeiske land, mens International Building Code (IBC) gjelder for USA. Det er store forskjeller mellom disse to kontinentenes seismiske forhold, og dette preger utformingen av krav i standardene. Vestkysten av USA er en av de mest jordskjelvutsatte områdene i verden, og det kan her forventes jordskjelv med svært høy magnitudo. Det kreves av den grunn at konstruksjoner skal dimensjoneres for ikke å kollapse for et jordskjelv med en forventet returperiode på 2500 år. Bruddmekanismene som gir jordskjelv i Europa kan ikke gi jordskjelv av samme magnitudo som forventes i USA. Det er derfor tilstrekkelig å dimensjonere jordskjelvsikre konstruksjoner i Europa mot et jordskjelv som har en kortere forventet returperiode enn 2500 år. I Eurokode er det derfor valgt å dimensjonere mot et jordskjelv som kan forventes å opptre innen en periode på 475 år.

Den betraktede bygningen er antatt plassert på vestlandet i Norge. IBC kjerneområde er i USA, og standarden har av den grunn ikke kart over forventede grunnakselerasjoner over Norge. Siden IBC krever å dimensjonere mot et jordskjelv med en returperiode på 2500 år må derfor grunnakselerasjonen i EC8 skaleres opp til å gjelde denne returperioden.

To av de seismiske analysene er utført ved manuell beregning. Disse beregningene gir ikke et eksakt samsvar med den mer avanserte elementanalysen, men er en god kontroll på hvilke seismiske responser som kan forventes. Kilder til forskjellene blir diskutert.

IBC er mer konservativ enn EC8 i gjennomføringen av tverrkraftanalysen og den modale responspektrumsanalysen. Med tanke på at de to standardene dimensjonerer for jordskjelv med ulik magnitudo, gir IBC likevel ikke en konservativ lastvirkning.

Innholdsfortegnelse

Oppgavetekst	II
Forord	III
Sammendrag	IV
Symbolliste	VII
1. Introduksjon	XI
1.1 Begrensning	XII
2 Jordskjelv	1
2.1 Jordskjelv størrelse	2
2.2 Jordskjelvsitasjon	4
3 Analysemetoder	6
3.1 Statisk lineær- elastisk analyse	6
3.1.1 Respons spektrum	6
3.1.2 Dimensjonerende responspektrum	6
3.1.3 Duktilitet.....	10
3.1.4 Tverrkraftmetoden	11
3.2 Dynamisk lineær- elastisk analyse	12
3.2.1 Modal responspektrumanalyse	12
3.2.2 Lineær modal tidshistorieanalyse	19
3.3 Interaksjon mellom grunn og konstruksjon, SSI	22
3.3.1 Direkte metode	22
3.3.2 Flertrinnsmetoden.....	23
4 Analyser	25
4.1 Den betraktede bygningen	25
4.1.1 Elementmodellen i Sap2000.....	26
4.2 Modal analyse/ egenkontroll av elementmodell	28
4.2.1 MDOF system for manuell kontroll	28
4.2.2 Romlig modell for modal beregning.....	31
4.2.3 Kontroll av kraftfordeling	34
4.3 Tverrkraftanalyse	36
4.3.1 Tverrkraftanalyse i EC8.....	36
4.3.2 Tverrkraftmetode i IBC	50
4.3.3 Sammenligning av tverrkraftmetoden i EC8 og IBC.....	61
4.4 Modal responspektrumanalyse	65
4.4.1 Modal responspektrumanalyse i SAP 2000	65
4.4.2 Manuell modal responspektrumanalyse	65
4.4.3 Modal responspektrumanalyse i EC8	66
4.4.4 Modal responspektrumanalysen i IBC	70
4.4.5 Sammenligning av responspektrumanalyse i EC8 og IBC	72
4.5 Forskyvning	74
4.5.1 Forskyvning i EC8.....	74
4.5.2 Forskyvning i IBC.....	75
4.5.3 Sammenligning av krav til forskyvning i EC8 og IBC	76
4.6 P -δ effekten	77

4.6.1	P- δ effekten i EC8	78
4.6.2	P- δ effekten i IBC	79
4.6.3	Sammenligning av krav til P- δ effekten i EC8 og IBC	79
4.7	Interaksjon mellom struktur og konstruksjon, SSI	80
4.7.1	SSI i EC8	80
4.7.2	SSI i IBC	80
4.7.3	Sammenligning av SSI i EC8 og IBC	81
4.8	Lineær modal tidshistorieanalyse	82
4.8.1	Lineær tidshistorieanalyse i EC8	82
4.8.2	Lineær tidshistorieanalyse i IBC	85
4.8.3	Sammenligning av lineær tidshistorieanalyse i EC8 og IBC	88
4.9	Krav til påvisning av sikkerhet mot seismiske lastvirkninger	89
4.9.1	Påvisning av sikkerhet i EC8	89
4.9.2	Kapasitetskrav i IBC	91
4.9.3	Sammenligning av krav til seismisk dimensjonering i EC8 og IBC	91
5	Diskusjon/ Konklusjon	93
5.1	Forslag til videre arbeid	96
6	Bibliografi	97

Symbolliste

A_b	Bruddareal
A_c	betongveggenes totale skjærareal i den betraktede retningen
A_d	Tverrsnittsareal strekkstav
A_g	Maksimalt grunnutslag
a_g	Dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A
a_{g40R}	Referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon for grunnforhold type A
A_v	Tverrsnittsareal trykkstav
c	Demping
c_{cr}	Kritisk demping
C_t	Faktor som tar hensyn til byggets bæresystem
C_d	Forstørrelsesfaktor pga. forskyvning
\bar{D}	Gjennomsnittlig forskyvning ved brudd
D_i	Forholdet mellom ordinaten av pseudo- akselerasjonsrespons og frekvens
Δ_e	Episentral distanse
E_s	Elastisitetsmodul stål
E_{Edx}	representerer de dimensjonerende seismiske lastvirkningene langs x-aksen
E_{Edy}	representerer de dimensjonerende seismiske lastvirkningene langs y-aksen
e_x	Eksentrisitet i x-retning
e_y	Eksentrisitet i y-retning
F	Kraft
f_{io}	Maksimal respons
F_f	Maksimal fjærkraft
G	Skjærmodul stål
G_{kj}	Nyttelast
H	høyden av bygget fra grunnivå
I	Seismisk sikkerhetsfaktor
k	Fjærstivhet
K_b	skivens bøyestivhet
k_b	Verdi for skivens bøyestivhet
K_i	Skivens totale stivhet
K_s	skivens skjærstivhet
k_s	Verdi for skivens skjærstivhet
k_w	Faktor som gjenspeiler den dominerende bruddformen
L_i	Modal lengde
M	Systemets masse
m	Masse av komponent
M_i	Modal masse
M_0	Seismisk moment
M_s	Overflatebølgemagnitudo
M_w	Momentmagnitudo
$p_{eff}(t)$	Effektiv jordskjelvløst
q	Konstruksjonsfaktor
q_d	Konstruksjonsfaktor for forskyvning
Q_{ki}	Dynamisk last
q_0	Grunnverdi av konstruksjonsfaktoren
r_n	Respons
R	Modifikasjonsfaktor pga. duktil oppførsel
S	Forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene
S_a	Spektralakselerasjon

S_d	Spektralforskyvning
$S_d(T_1)$	Ordinaten av det dimensjonerende spektret for periode T_1 .
s_i	Modale krefter
S_v	Spektralfart
S_{DS}	Dimensjonerende spektral respons- akselerasjon for korte perioder
S_{D1}	Dimensjonerende spektral respons- akselerasjon for 1 sekund
S_{MS}	MCE spektral respons- akselerasjon for korte perioder
S_{M1}	MCE spektral respons- akselerasjon for 1 sekund
S_S	Spektral respons- akselerasjon for korte perioder
S_1	Spektral respons- akselerasjon for 1 sekund
T	Periode
T_1	Første egensvingeperiode
T_B	Nedre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon
T_C	Øvre grenseverdi for området med konstant spektralakselerasjon
T_D	Verdi som definerer begynnelsen på responsspektrets område for konstant spektralforskyvning
t_e	Ekvivalent tykkelse
u	Forskyvning
\dot{u}	Fart
\ddot{u}	Akselerasjon
u_g	Grunnforskyvning
\dot{u}_g	Grunnsens fart ved seismisk påvirkning
\ddot{u}_g	Grunnakselerasjon
u_r	Relativ forskyvning
u_u	Maksimal tøyning før brudd
u_y	Tøyning ved første flyt
V_i	Skjærkraft for svingeform i
$v_{s,30}$	Skjærbølgehastighet

Greske symboler

β_{ij}	Frekvensforhold
β	Faktor for den nedre grenseverdien for det horisontale dimensjonerende spektret
Γ_i	Forhold mellom modal lengde og modal masse
ι	Enhetsvektor
λ	Korreksjonsfaktor som tar hensyn til effektiv modal masse
λ_s	Konstruksjonens slankhet
γ_1	Seismisk faktor
μ	Duktilitetsfaktor
μ_b	Materialets bruddfasthet
μ_Φ	Rotasjonsduktilitet
μ_δ	Forskyvningsduktilitet
ξ	Dempingsforhold
Φ_i	Svingeform i
θ	Sensitivitetsfaktoren/ stabilitetsfaktor
ψ_{EI}	Faktor for kombinasjonsverdi for variable påvirkninger
ω	Egenfrekvens
Ω_0	Restkapasitetsfaktor

Forkortelser

ASCE	American Society of Civil Engineers
DCH	Høy duktilitetsklasse, " <i>Ductility class high</i> "
DCL	Lav duktilitetsklasse, " <i>Ductility class low</i> "
DCM	Middels høy duktilitetsklasse, " <i>Ductility class medium</i> "
EC8	Eurokode 8, " <i>EuroCode 8</i> "
IBC	International Building Code
MCE	Maksimalt betraktet jordskjelv
MDOF	Flerfrihetsgradssystem, " <i>Multiple degrees of freedom</i> "
NA	Nasjonalt tillegg, " <i>National annex</i> "
PGA	Referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon, " <i>Peak ground acceleration</i> "
SDOF	Enfrihetsgradssystem, " <i>Single degree of freedom</i> "
SH	Skjærbølge med bevegelse i horisontalplanet
SSI	Interaksjon mellom grunnforhold og konstruksjon, " <i>Soil Structure Interaction</i> "
SV	Skjærbølge med bevegelse i vertikalplanet

1. Introduksjon

Årlig inntreffer omkring 1 million jordskjelv fordelt over hele kloden. De aller fleste er så små at de ikke er følbare, mens noen få er så kraftige at de fører til store ødeleggelser og tap av menneskeliv. Bare i løpet av det siste halve året har flere alvorlige jordskjelv med store tap av menneskeliv inntruffet. Her nevnes blant annet jordskjelvet som rammet Haiti den 12. januar 2010, som førte til enorme skader og omkring 230 000 drepte. De fleste omkomne befant seg i bygg som kollapset under jordskjelvet. For å unngå slike fatale utfall av jordskjelv, ble det på begynnelsen av 1900 tallet innført enkle prinsipper for dimensjonering av konstruksjoner mot seismiske laster. (3) De seismiske dimensjoneringsstandardene er stadig i utvikling og nye krav til seismisk dimensjonering gjøres gjeldende.

Fra mars 2010 gjelder NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 (EC8) (1) for seismisk dimensjonering i Norge. Dette er en felles europeisk standard med et nasjonalt tillegg som tar vare på de faktiske forhold i Norge. Også i USA er krav til seismisk dimensjonering nylig oppdatert. I 2009 kom *International Code Council* med en ny versjon av *International building code* (IBC), som blir underbygget av standarden *American Society of Civil Engineers* (ASCE)(4). IBC og EC8 har samme teorigrunnlag, men utformingen av kravene er forskjellige.

I rapportens første del presenteres teorien bak noen av de tillatte analysemetodene. I andre del presentert et konkret bygg som analyseres ved å benytte ulike analysemetoder og spesielle bestemmelser for EC8 og IBC. Forskjeller og likheter mellom de to standardene vurderes.



Figur 1-1 Globalt kart over seismiske faresoner

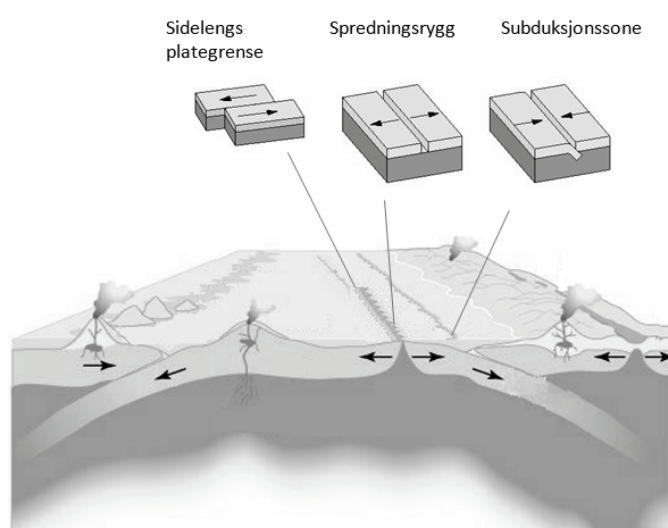
1.1 Begrensning

- Det forutsettes i denne rapporten at leseren har forkunnskaper innen generell dynamikk.
- Det er kun tatt hensyn til seismiske laster og egenlaster, ikke nyttelaster.
- Ikkebærende konstruksjonsdeler er ikke tatt i betraktning.
- Det tas kun hensyn til horisontale grunnakselerasjoner.
- Det konkrete bygget er ikke av direkte interesse da dette bygget kun er gjenstand for å vurdere de seismiske standardene opp mot hverandre. Det er derfor utført visse forenklinger av bygningen. Her nevnes bl.a. fraværet av utsparinger i sjakt.

2 Jordskjelv

Teorien om jordskjelv og platetektonikk er generell og er hentet fra flere kilder, bl.a.(3),(5), (6).

I jordens indre foregår et evig kretsløp. Flytende mantel blir oppvarmet, stiger opp mot jordskorpen hvor den blir avkjølt og synker dermed på nytt inn mot kjernen. Under dette kretsløpet beveger mantelen seg oppunder jordskorpen og skaper friksjon mot jordskorpen og de tektoniske platene. Denne friksjonen gir bevegelse av de tektoniske platene med hastigheter opp mot 100 mm i året. Denne hastigheten er dog ikke konstant. Platene beveger seg bare når spenningen mellom platene blir så stor at koblingen mellom platene går til brudd. Dette kan utløse enorme mengder energi som beveger seg som bølger dypt inne i jorden og langs jordoverflaten. Disse bølgene oppleves som jordskjelv.



Figur 2-1 Platetektonikk (3)

Det er tre hovedtyper platebevegelser slik det er illustrert i Figur 2-1. Sidelengs platebevegelse er kilde til flere ødeleggende jordskjelv, spesielt langs grensen mellom stillehavsplaten og den nordamerikanske platen.

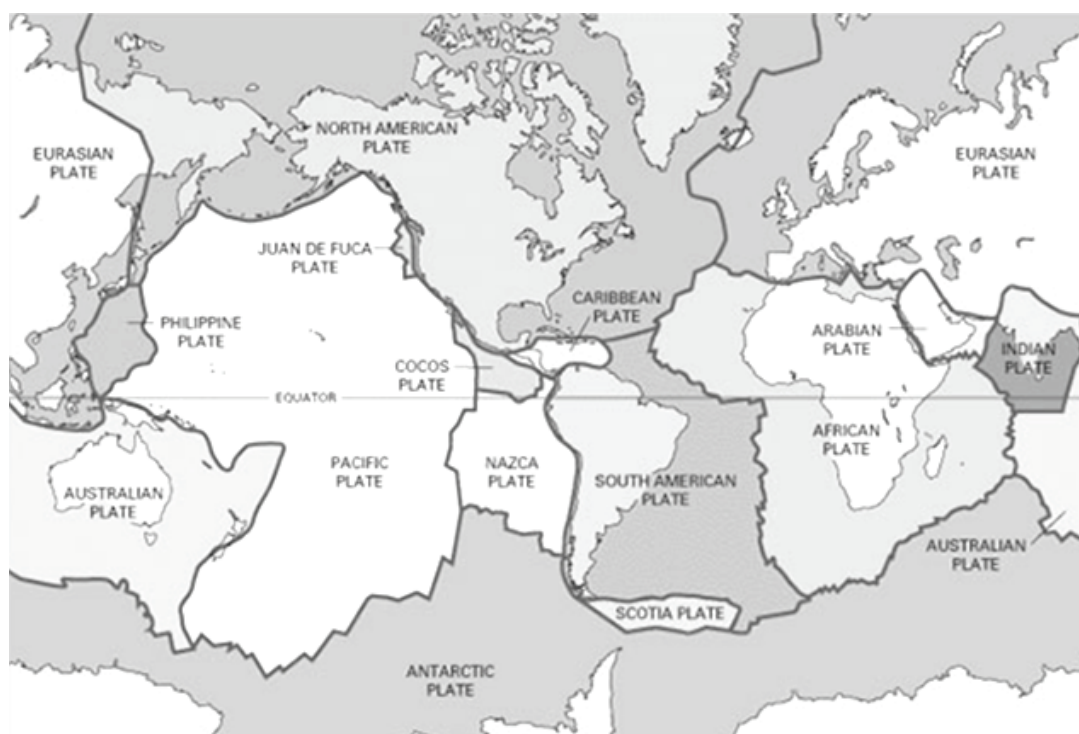
Konstruktive plategrenser er grenseområder hvor de tilgrensende platene glir fra hverandre og hvor ny jordskorpe dannes. Slike grenseområder finnes typisk som spredningsrygger på dyphavet. Atlanterhavsryggen som er Islands utspring, er et eksempel på en slik spredningsrygg. Jordskjelv pga. disse platebevegelsene er små og grunne (under 10 km), og har relativt stor hyppighet.

Siden de konstruktive plategrensene driver jordskorpeplatene fra hverandre, vil nødvendigvis plater kolliderer andre steder. Dette skjer ved de destruktive plategrensene. Den tynneste av to kolliderende plater vil gli under den stivere platen. Dette området kalles subduksjonssone og er ofte utsatt for svært store jordskjelv. Det antatt største jordskjelvet jorden har opplevd oppstod ved en slik platebevegelse, utenfor Chile i Sør-Amerika i 1960 og målte 9.5 på Richters skala.

Norge ligger langt fra plategrenser inne på den store Eurasiaplaten, men også her kan kraftige jordskjelv oppstå. Blant annet opplevde Oslo den 23. oktober 1904 et jordskjelv som målte 5,4 på Richters skala. Slike jordskjelv skyldes spenninger i jordskorpen. Flere

mekanismer bidrar til å skape spenninger i Norge. Den ene mekanismen er knyttet til den divergerende plategrensen mellom Eurasiaplaten og Nord- Amerikaplaten som bygger opp spenninger som forplanter seg innover i de tektoniske platene. Den konstruktive plategrensen bygger opp spenninger som brer seg inn i platene. Denne mekanismen anses for å være en viktig kilde for regionale spenninger langs norgeskysten. Isavsmelting og etterfølgende landhevning etter siste istid, gir vertikale spenninger i særlig langs kysten av Norge. I tillegg bidrar vertikale belastninger, forårsaket av f.eks. sedimentavsetninger på havbunnen, til å bygge opp spenninger i området langs Norges kyst.

I områder hvor jordskorpen er tynnere og mindre stiv enn andre steder på platen, er det mere sannsynlig at jordskjelv opptrer. Sannsynligheten for jordskjelv i områder inne på platene er opphav til konturplot for bakkeakselerasjoner som er angitt i de fleste seismiske standarder. Figur 2-2 viser inndelingen av de tektoniske platene.

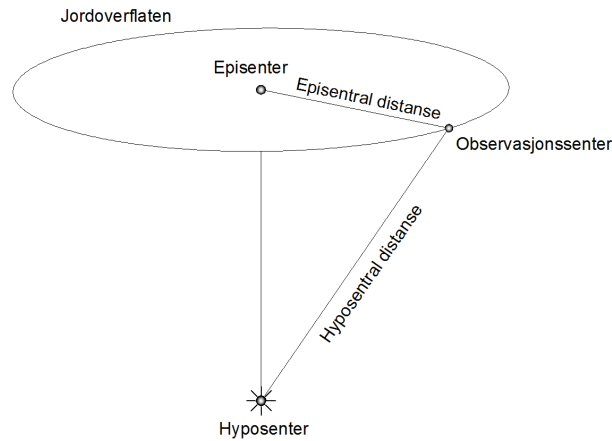


Figur 2-2 Jordskorpe inndeling (3)

2.1 Jordskjelv størrelse

Jordskjelv frigir enorme mengder energi. For å unngå uhensiktsmessig store tall ved styrkeangivelse, benyttes begrepet magnitudo. Magnitudeskalaen er logaritmisk med hensyn på størrelse og når det gjelder energifrigjøring tilsvarer hvert trinn i magnitudeskalaen økning med en faktor på 31.

Den mest benyttede jordskjelvskalaen er Richters skala. Denne skalaen egner seg imidlertid ikke til å måle skjelv med en magnitudo over 7,5 eller skjelv hvor den episentrale distansen (se Figur 2-3) er større enn 1000 km.



Figur 2-3 Termer benyttet innen jordskjelvvitenskapen (7)

Overflatebølgemagnitudo, M_S , er også en type magnitudemål for jordskjelv. Denne magnitudeskalaen er vanligst å benytte for grunne (mindre enn 70 km dypt), fjerne (lenger enn 1000 km fra episentret) og moderate til store jordskjelv. Overflatebølgemagnitudeskalaen gir en empirisk verdi basert på målinger fra forskjellige jordskjelvsmålere. Bakkeakselerasjonene vil ikke nødvendigvis ha den samme eksponentielle økningen som utløst energi. Dette gjør målinger mindre nøyaktige for store jordskjelv enn for de mindre. (7)

Det mest korrekte målet på et jordsjvelvs styrke kalles momentmagnitudo og beregnes ut fra seismisk moment. Det seismiske momentet beregnes enten ut fra bruddets areal, bevegelseslengden og grunnens stivhet, eller bruddareal og effektiviteten i utløsningen av spenningene. (7)

$$M_w = \frac{\log M_0}{1.5} - 10.7 \quad (2.1)$$

$$M_0 = \mu_b \cdot A \cdot \bar{D} \quad (2.2)$$

Hvor

M_w	er momentmagnitudo
M_0	er seismisk moment
μ_b	er materialets bruddfasthet
A	er bruddareal
\bar{D}	er gjennomsnittlig forskyvning ved brudd

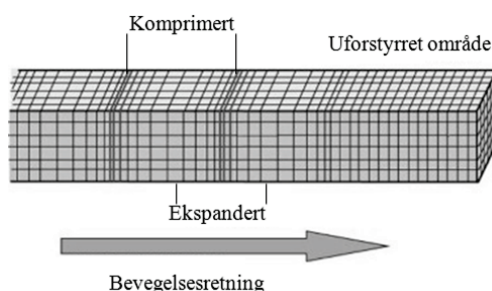
Tabell 2-1 viser hyppigheten av jordskjelv med ulik magnitudo.

Tabell 2-1 Hyppigheten av jordskjelv

Magnitudo på Richters skala	Virkning	Anslått antall skjelv per år på verdensbasis
< 2	Vanligvis ikke følbart	> 1 million
2,0 – 2,9	Marginalt følbart	> 300 000
3,0 – 3,9	Merkes av noen	49 000
4,0 – 4,9	Merkes av de fleste	6 200
5,0 – 5,9	Ødeleggende rystelser	800
6,0 – 6,9	Ødeleggelser med dødsopfre	108
7,0 – 7,9	Kraftige skjelv, omfattende skader	18
≥ 8,0	Store skjelv, katastrofale skader	1 – 1,5

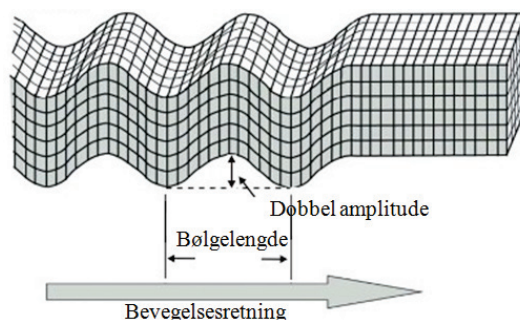
2.2 Jordskjelveksitasjon

Følgende er hentet fra Steven L. Kramers bok "Geotechnical earthquake engineering"(7) Jordskjelv utstråler energi i alle retninger i form av seismiske bølger. De seismiske bølgene opptrer i tre forskjellige former; primær-, sekundær- og overflatebølger. Primærbølgene kalles også kompresjonsbølger og benevnes videre som p-bølger. Disse bølgene beveger seg inne i jorda, gjennom alle typer materialer og væsker.



Figur 2-4 Primærbølge (7)

Sekundærbølger (s-bølger) er bølger som eksiterer de geologiske materialene ved skjærdeformasjon. Denne typen energi overføres følgelig ikke i væsker. Partikkelbevegelse i en skjærbølge kan deles inn i to komponenter, bevegelse i horisontalplanet (SH) og i vertikalplanet (SV).

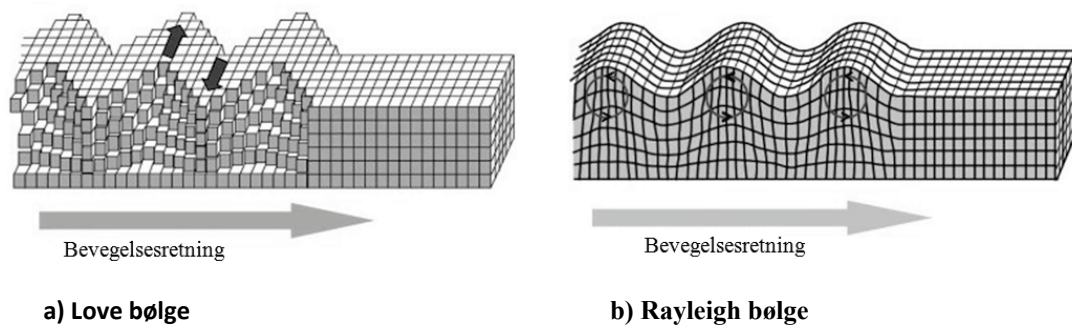


Figur 2-5 Sekundærbølge (7)

Progresjonshastigheten til bølgene avhenger av stivheten til materialet den beveger seg gjennom. Siden geologiske materialer har størst stivhet i trykk vil kompresjonsbølgene bevege seg med en større hastighet enn p og s-bølger. Et hus i en viss avstand fra et jordskjelvs episenter vil derfor først oppleve p-bølgene deretter s-bølgene. Disse bølgene fører sjeldent til store ødeleggelser.

Overflatebølgene har en lavere frekvens og beveger seg langsommere enn s- og p-bølgene. Når avstanden til jordskjelvsentret blir større enn den doble jordskorpetykkelsen, er det overflatebølgene som gir den største akselerasjonen av bakken, og dermed også de største strukturelle ødeleggelsene. Overflatebølgene eksiterer jordskorpen med en amplitude som minker eksponentielt med tykkelsen på jordskorpen, i likhet med bevegelsen av bølger i vann. De to viktigste overflatebølgene i ingeniørsammenheng er Love- og Rayleighbølger.

Rayleighbølgene er en interaksjon mellom p-bølger og SV-bølger og involverer både horisontal og vertikal partikkelbevegelse. Lovebølger er horisontale skjærbølger som påvirker en elastisk overflate.



Figur 2-6 Overflatebølger (7)

De lokale grunnforholdene bestemmer hvordan jordskjelvet brer seg i jordskorpen, og er dermed også viktig for hvilke vibrasjoner konstruksjoner vil oppleve under jordskjelv. Høyfrekvent bevegelse i myk grunn gir en økning i den viskøse dempingen og en reduksjon av grunnforholdenes stivhet på grunn av hysteresis (8). Lavfrekvent bevegelse kan bli forsterket ved myke grunnforhold og gi en større grunnakselerasjon.

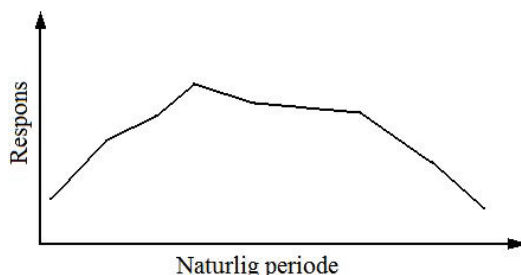
Det er viktig å kunne anslå bakkens akselerasjoner for en gitt geografisk posisjon for å kunne forutsi en konstruksjons.

3 Analysemetoder

3.1 Statisk lineær- elastisk analyse

3.1.1 Respons spektrum

Å beregne jordskjelvsrespons selv for et enfrihetsgradssystem (SDOF- system) kan være komplekst. Ved å benytte responspektrum fås enkelt den maksimale responsen som forskyvning, hastighet eller akselerasjon uten å benytte den dynamiske fluktuerende lasten over tid.



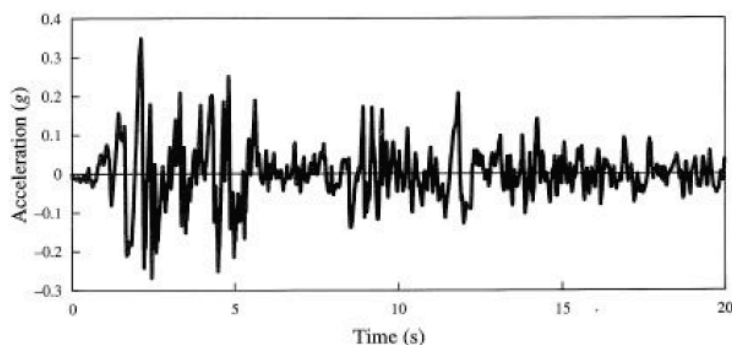
Figur 3-1 Vilkårleg responspektrum

Metoden benytter beregnede maksimale responser, spektralverdier, gitt fra flere forskjellige SDOF- systemer med varierende perioder og damping, eksitert ved den samme unike lastfunksjon/ eksitasjon. Spektralverdiene plottes dermed mot den naturlige perioden eller naturlige frekvenser og gir et responspektrum som vist i Figur 3-1. Responspektrum kan lages for akselerasjon, fart og forskyvning.

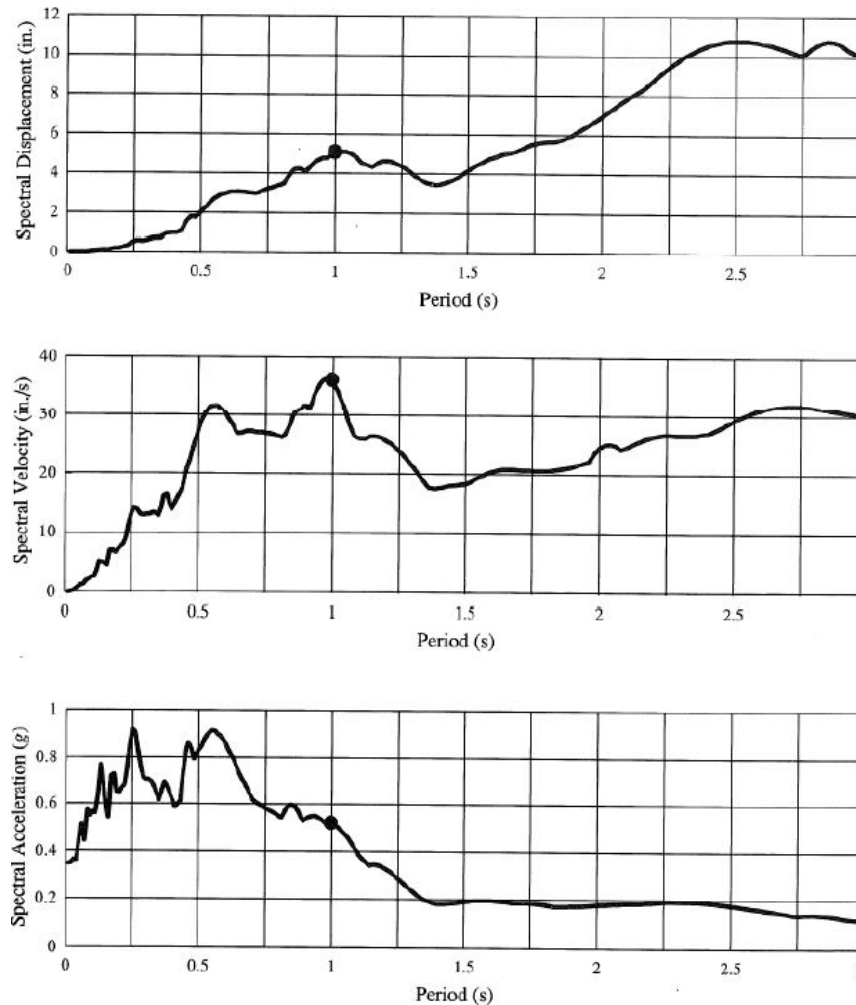
3.1.2 Dimensjonerende responspektrum

Hvert eneste jordskjelv er unikt og responspektrum lages unikt til hvert eneste målte jordskjelv. Før responspektrummetoden ble utviklet i løpet av 1970-tallet ble bare noen få kraftige jordskjelv målt. Metoden er derfor i stor grad basert på målinger utført under det kraftige El Centro jordskjelvet i California, USA i 1940.(9)

Jordskjelvmålinger blir vanligvis målt i nord-sør, øst-vest og vertikal retning ved bruk av seismografer, og plottes som akselerasjon mot periode eller frekvens. (10) Figur 3-2 viser målinger fra et nord-sør akselerometer under El Centro jordskjelvet i 1940.



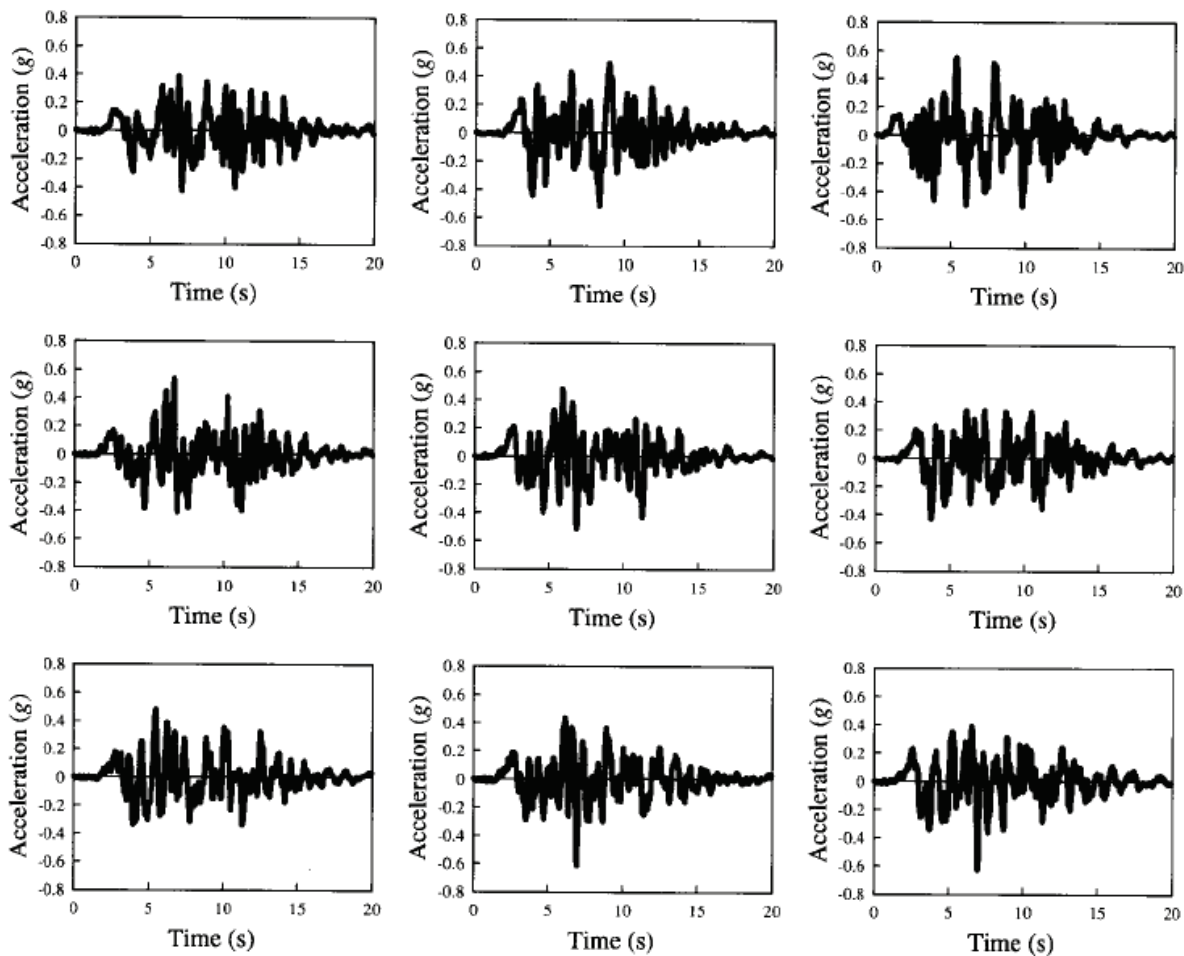
Figur 3-2 Nord-sør komponenten av El Centro jordskjelvet 18. mai 1940. (9)



Figur 3-3 Responsspektrum fra El Centro jordskjelvet i 1940 (9)

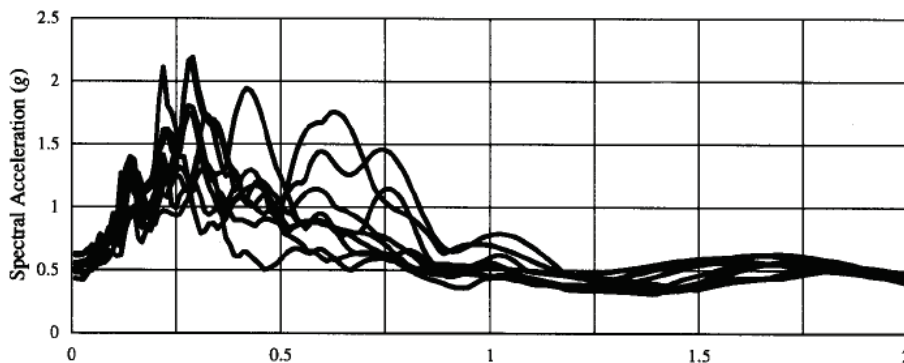
Tidsserien for El Centro jordskjelvet plottes i Figur 3-3 som spektralresponser for forskyving, fart og akselerasjon. Disse spektrene er funnet for en dempingsfaktor på ca 5 %. (9)

For at et bygg skal kunne oppføre seg som ønsket under et jordskjelv, må realistiske jordskjelvlaster for den geografiske plasseringen spesifiseres. Som nevnt tidligere vil to jordskjelv aldri være like og et spesifikt responsspektrum, som vist i Figur 3-3, vil derfor bare være gjeldende for et jordskjelv som aldri vil finne sted igjen. Ved å kombinere flere responsspektre fra et gitt geografisk område, kan et generelt responsspekter genereres, se Figur 3-6. Det generelle spektret kan dermed benyttes til å beregne responser til kommende jordskjelv i det aktuelle området. Variasjoner fra land til land i grunnforhold, avstand til bruddmekanismen og forventet størrelse på et jordskjelv, vil være avgjørende for formen på responsspektret. Det vil derfor være lite hensiktsmessig å generere kun et responsspekter som skal gjelde over alt.

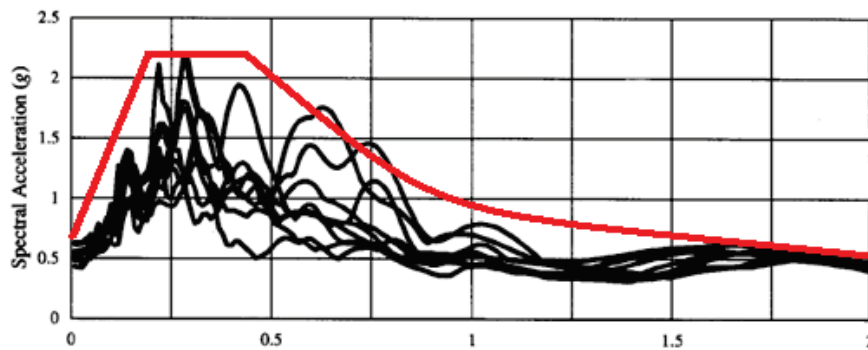


Figur 3-4 Samling av ni forskjellige, men like sannsynlige, akselerasjonstidshistorier for en gitt geografisk lokalisering. (9)

Figur 3-5 viser spektralakselerasjons responspekter for alle ni akselerasjonshistoriene vist i Figur 3-4. Disse spektralakselerasjons- responspektrene skaper til sammen et bilde av fordelingen av energien i et jordskjelv. Det er tydelig at mesteparten av energien i jordskjelvet ligger i området 0,2 til 0,3 sekunder mens den deretter avtar for høyere perioder. Den generelle trenden i Figur 3-5 benyttes dermed til å gi et generalisert responspekter for området, se Figur 3-6.

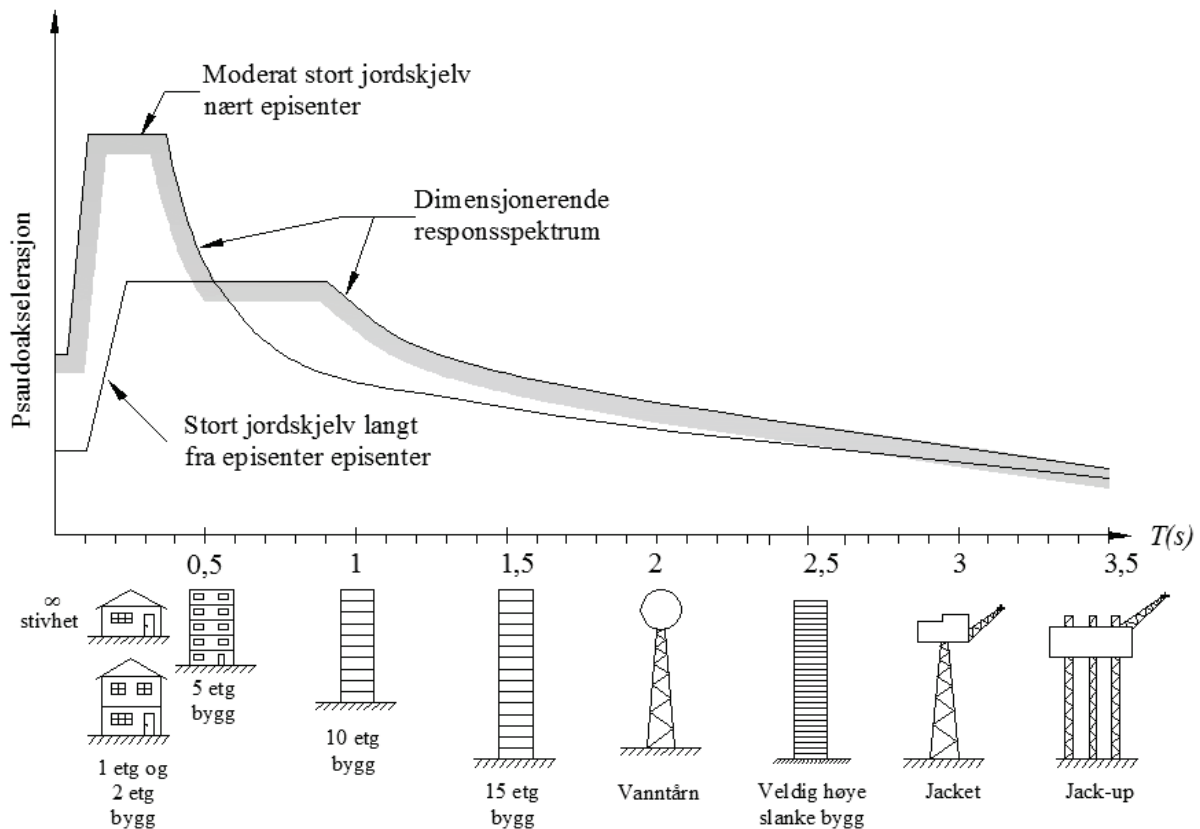


Figur 3-5 Responspekter med kombinasjon av de ni akselerasjonstidshistoriene fra Figur 3-4. (9)



Figur 3-6 Generalisert responspekter med kombinasjon av de ni akselerasjonstidshistoriene fra Figur 3-5

Eksisterer ikke målinger av grunnakselerasjon ved jordskjelv for det ønskede geografiske området, kan det dimensjonerende responspekteret baseres på målinger fra andre steder med liknende grunnforhold, demping, avstand til episenter og forventet magnitudo av jordskjelv. Figur 3-7 viser hvordan grunnforhold og avstand til jordskjelvet episenter kan påvirke responspektrumet.



Figur 3-7 Typiske responspektrum for jordskjelv, korrigert for avstand til episenter. (10) Sett i sammenheng med forventet lengste egenperiode av ulike konstruksjoner

Konstruksjoner relativt nært episenter vil primært oppleve p- bølger og s- bølger. Disse bølgene har en høy frekvens som vil eksitere bygg med korte egenperioder. Bygninger med omtrent samme egenperiode som grunnbevegelsene vil oppleve resonans og få stor respons. Større bygninger med lengre egenperioder kan også eksiteres, men da med en svingeform som tilhører en høyere egenperiode.

P-bølger og s-bølger blir dempet ut når de forplanter seg over lengre distanser. Bygninger med korte egenperioder i en lengre avstand fra episenter vil derfor ikke eksiteres av jordskjelv. For det samme område vil bygninger med en høyere egenperiode kunne eksiteres av overflatebølgene som inneholder en lav frekvens og beveger seg over store distanser.

Et eksempel på hvordan lokale grunnforhold i stor grad kan påvirke den lokale intensiteten av et jordskjelv er gitt ved de katastrofale ødeleggelsene i Mexico City i 1985. Et jordskjelv med magnitude 8,1 M_S i Mexico hadde episenter om lag 300 km fra byen. Resonans av jordmassene under deler av Mexico City forsterket bakkens bevegelser for perioder på to sekunder med en faktor på 75. Dette førte til selektiv skade på bygninger med 15-25 etasjer. Den selektive skaden skyldes at bygningene hadde omtrent samme egenperiode som bakkeakselerasjonene og opplevde dermed resonans. Dette resulterte i skader for omlag 4 milliarder dollar og minst 8000 dødsfall. (3)

3.1.3 Duktilitet

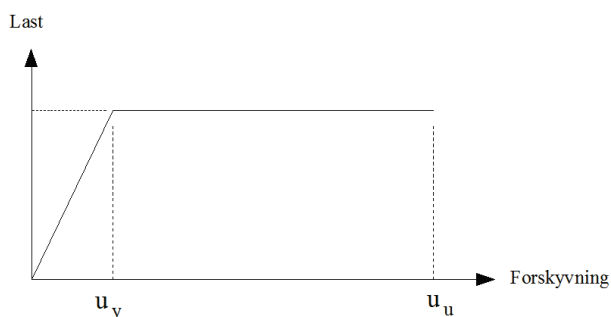
Duktilitet er en viktig faktor innen jordskjelvdimensjonering. Duktilitetsfaktoren representerer en konstruksjons evne til å oppta energi ved hjelp av duktil hysteretisk oppførsel eller andre mekanismer.

En duktil konstruksjon kan deformere seg rent elastisk eller elasto– plastisk. Generelt er det lite økonomisk hensiktsmessig å dimensjonere en konstruksjon for å respondere rent elastisk på det største tenkelige jordskjelvet. Unntaket er konstruksjoner i en høy seismisk klasse hvor konsekvensene av sammenbrudd er særlig store. For konstruksjoner som faller utenfor denne sikkerhetsklassen må treghetskreftene etter standardene reduseres i forhold til en rent elastisk respons. Det forutsettes dermed at bygningen har tilstrekkelig duktilitet til å kunne utnytte restkapasiteten og omfordele krefter ved flyt. Et mål på duktilitet er forholdet mellom forskyvningen ved første flyt og den maksimale tøyningen før kollaps. (11)

$$\mu = \frac{u_u}{u_y} \quad (3.1)$$

Hvor

- μ er duktilitetsfaktoren
- u_u er maksimal tøyning før brudd fra Figur 3-8
- u_y er tøyning ved flyt i ytterste fiber, se Figur 3-8



Figur 3-8 Elastisk– perfekt plastisk idealisering (11)

3.1.4 Tverrkraftmetoden

Selv om all jordskjelvdimensjonering må ta hensyn til de dynamiske virkningene av jordskjelvlasten, kan enkelte bygg dimensjoneres ved å benytte ekvivalente statiske laster. Den statiske lineærelastiske metoden tar hensyn til dynamikken i et jordskjelv ved å redusere treghetskraftene bygget opplever på grunn av byggets evne til å absorbere energi ved duktil oppførsel. Dette er derfor en nyttig og enkel analyse for de systemer som kan tillates dimensjonert etter dette prinsippet (8). Ved hjelp av Newtons 2. lov og kjennskap til et SDOF systems masse, stivhet og egenperiode kan følgende størrelser finnes: (8)

$$F = m \cdot S_a \quad (3.2)$$

$$S_d = \frac{F}{k} \quad (3.3)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (3.4)$$

Hvor

F	er maksimal fjærkraft
m	er systemets masse
S_a	er spektralakselerasjon
S_d	er maksimal forskyvning
k	er fjærstivheten
ω	er egenfrekvensen

Ved å kombinere ligning (3.2), (3.3) og (3.4) fås: (8)

$$S_d = \frac{m S_a}{4\pi^2 \cdot \frac{m}{T^2}} = \frac{S_a T^2}{4\pi^2} \quad (3.5)$$

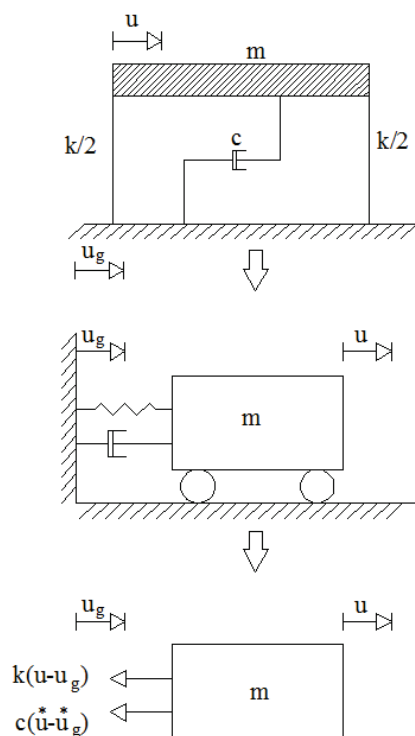
Kombinasjon av ligning (3.3) og (3.4) med et spektralakselerasjons spektrum, gir maksimal forskyvning og treghetskraft for et SDOF system med en elastisk oppførsel. Seismiske laststandarder gir tillatelse til å redusere denne treghetskraften siden de fleste konstruksjoner har en duktil oppførsel. Treghetskraften påføres konstruksjonen som et sett av statiske horisontale laster med en foreskrevet vertikal fordeling, som en tilnærming av den første egensvingeformen. Den teoretiske basisen for den ekvivalente statiske analysen, er at de statiske kreftene er valgt for å gi de samme ekstreme forskyvningene som den dynamiske lasten ville gitt i ett øyeblikk under et jordskjelv. For konstruksjoner med kun én gjeldende svingeform vil farten være lik null for alle punkter i det øyeblikk konstruksjonen har maksimalt forskyvningsutslag. Den ekvivalente statiske kraften blir følgelig masse ganger akselerasjon i hvert punkt. En statisk tilnærming av det dynamiske problemet blir dermed eksakt. Dette gjelder kun når én svingeform er involvert. Er flere svingeformer involvert, vil i realiteten forskjellige deler av konstruksjonen ha sitt maksimale utslag til forskjellige tidspunkter. Ett sett av statiske krefter som forutsetter at den totale massen i konstruksjonen vil være effektiv i første svingeform, vil derfor alltid være en konservativ tilnærming til den dynamiske virkningen. (8)

3.2 Dynamisk lineær- elastisk analyse

3.2.1 Modal responspektrumanalyse

Responspektrumanalyse for enfrihetsgradssystem

For å se hvordan responspektre kan brukes i jordskjelvdynamikk, må bevegelsesligningen for et system med en frihetsgrad (SDOF system) med bevegelig støtte utledes, se Figur 3-9. Utledningen er utført i samsvar med utledningen presentert av Joseph Penzien og Ray W. Clough (12).



Figur 3-9 Bygning modellert som enfrihetsgradssystem

Figur 3-9 viser en enetasjes bygning som en massiv masse tilknyttet en fjær med stivhet k og en demper c . Ved å benytte Newtons 2. lov blir bevegelsesligningen for systemet i Figur 3-9:

$$m\ddot{u} + c(\dot{u} - \dot{u}_g) + k(u - u_g) = 0 \quad (3.6)$$

ved å introdusere $\omega = \sqrt{k/m}$ og $\xi = c/c_{cr}$ med $c_{cr} = \sqrt{2km}$ kan ligning (3.6) skrives:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = \omega^2 u_g(t) + 2\xi\omega\dot{u}_g(t) \quad (3.7)$$

Innfører den relative forskyvningen $u_r = u - u_g$ og ligning (3.7) tar formen:

$$\ddot{u}_r + 2\xi\omega\dot{u}_r + \omega^2 u_r = -\ddot{u}_g(t) \quad (3.8)$$

Den analytiske løsningen av differensialligningen kan løses ved å benytte Duhamelsintegral

$$u(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin(\omega(t-\tau)) d\tau \quad (3.9)$$

Den første tidsderiverte av ligning (3.9) gir dermed den tilhørende relative farten:

$$\dot{u}(t) = \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos(\omega(t-\tau)) d\tau - \xi \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin(\omega(t-\tau)) d\tau \quad (3.10)$$

Ved å gjennomføre delvis integrasjon av ligning (3.9) to ganger, kan akselerasjonen av SDOF systemet uttrykkes slik:

$$\ddot{u}(t) = 2\xi\omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos(\omega(t-\tau)) d\tau + \int_0^t \frac{\ddot{u}_g(\tau) \omega(1-2\xi^2)}{(1-\xi^2)^{\frac{1}{2}}} e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin(\omega(t-\tau)) d\tau \quad (3.11)$$

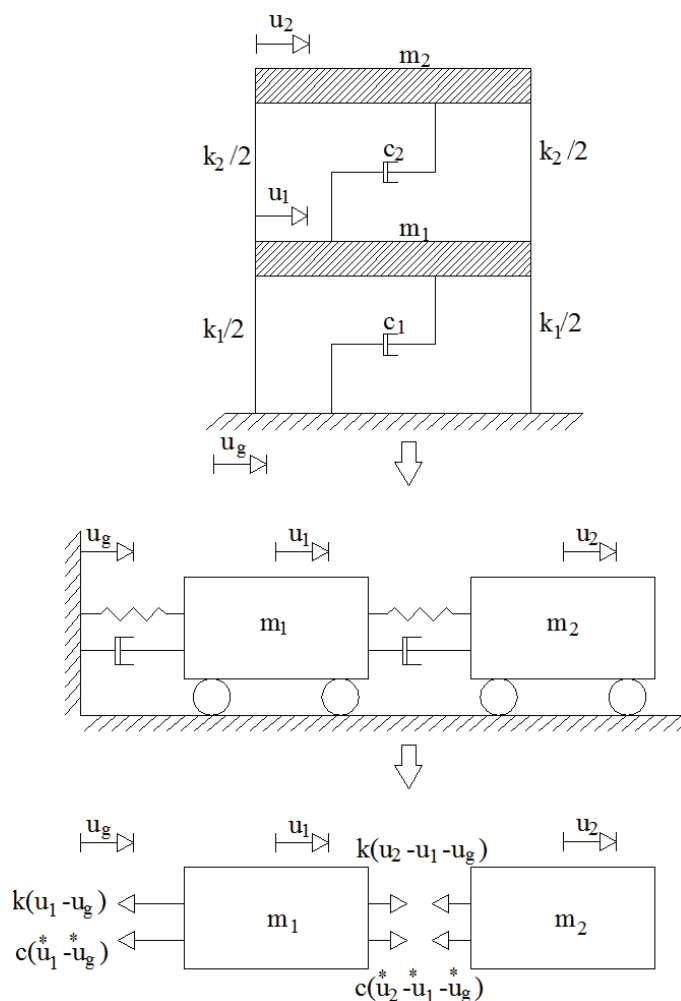
Hvor $\ddot{u}_g(\tau)$ er grunnakselerasjon og løsningen $\ddot{u}(\tau)$ kan utledes ved numerisk integrasjon for et valgt tidssteg, τ . Ved å forandre masse/ stivhets forhold (ω) og demping (ξ) og gjøre nye numeriske integrasjoner kan et totalt responspektrum for mange naturlige frekvenser finnes.

Den maksimale verdien av responsen i ligning (3.9), (3.10) å (3.11), kalles henholdsvis spektralforskyvning, spektralfart og spektralakselerasjon, og vil heretter benevnes som $S_d(\xi, \omega)$, $S_v(\xi, \omega)$ og $S_a(\xi, \omega)$.

Ligning (3.11) kan benyttes til å knytte bakkens bevegelse til konstruksjonens bevegelse. Ved å modellere en bygning som SDOF- system og velge eksitasjon $\ddot{u}_g(\tau)$ lik den registrerte grunnakselerasjonen, vil bygningens maksimale respons for en vilkårlig naturlig frekvens og dempingsforhold kunne finnes.

Responspektrumanalyse er en enkel metode å beregne et SDOF systems respons på uten å måtte benytte den tidsavhengige fluktuerende lasten. Metoden gir den maksimale kraften en konstruksjon påføres, og er derfor et nyttig analyseverktøy for ingeniøren.

Modal responspektrumanalyse for flerfrihetsgradssystem



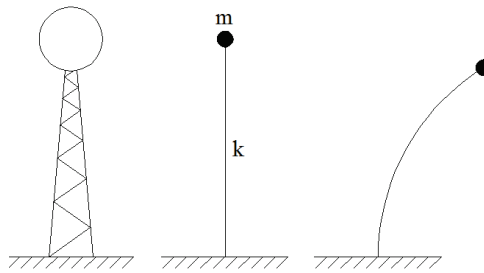
Figur 3-10 To etasjes bygning modellert som tofrihetsgradssystem

Avsnittet er skrevet med referanse til Booth og Kay (8).

De fleste konstruksjoner er så komplekse at de må beskrives med flere frihetsgrader. Figur 3-10 viser hvordan et toetasjes bygg kan modelleres som koblede masser med tilhørende fjærstivheter og demping i et system av to frihetsgrader.

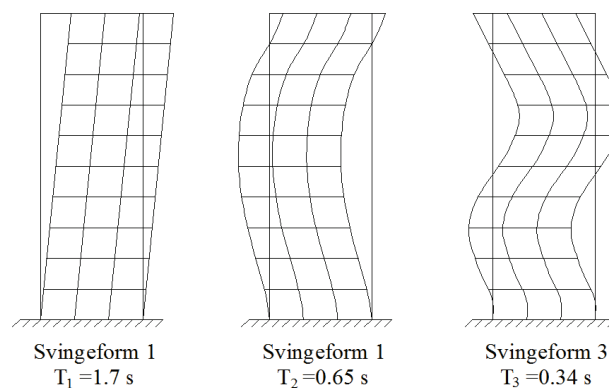
På tross av geometrisk kompleksitet kan mange systemer med flere frihetsgrader (MDOF-system) forenkles til SDOF system ved å benytte en modal analyse. I en modal analyse blir MDOF- system delt opp i n antall uavhengige SDOF- systemer, hvor hvert system har en unik egenperiode. Her tilsvarer n antall egensvingeperioder. Inndeling av et komplekst system til flere enkle systemer er tillat for konstruksjoner hvor første svingeform dominerer responsen.

Eksempelvis vil et fylt vanntårn slik som vist i Figur 3-11, hvor den bærende konstruksjonens masse blir forsvinnende liten i forhold til massen på toppen, kunne modelleres som et SDOF- system.



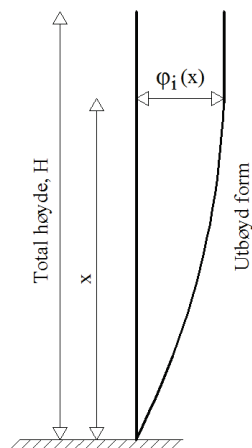
Figur 3-11 Vanntårn modellert som SDOF

Mer kompliserte konstruksjoner må analyseres med hensyn til svingeformer utover den første naturlige periodens svingeform. I Figur 3-12 er disse svingeformene skissert for en vilkårlig bygning i 10 etasjer. Responsen av et lineært system kan generelt bli beregnet ved å betrakte responsen i hver svingeform separat og dermed kombinere responsene. Dette vil være mulig for konstruksjoner hvor hver vibrasjon har en unik periode og dermed også en tilhørende unik svingeform. En enkel responsparameter, f. eks forskyvningen i toppen, vil dermed være tilstrekkelig informasjon for å finne den totale deformasjonen i systemet. I praksis vil dette si at hver svingeform representerer et SDOF- system.



Figur 3-12 10 etasjes bygning med de tre første egenperioder og tilhørende svingeformer (8)

Konseptene for ligning (3.2) og (3.5) kan modifiseres til å gjelde også for MDOF- system. Massen i ligning (3.2) må omgjøres til en effektiv modal masse for å innhente informasjon om skjærkrefter ved fundament. Den effektive modale massen vil alltid være mindre enn konstruksjonens totale masse siden en enkelt svingeform ikke kan eksitere den totale massen av konstruksjonen. Forskyvning og akselerasjon kan for et vilkårlig punkt, for en vilkårlig svingeform, finnes ved å multiplisere spektralverdiene $S_d(\xi, \omega)$ og $S_a(\xi, \omega)$ med en den aktuelle svingeformens spektralverdi i det betraktede punktet.



Figur 3-13 Svingeform for system med fordelt masse (8)

Skjærkraft ved opplegg for svingeform i er:

$$V_i(x = 0) = (L_i^2 / M_i) S_{ai} \tag{3.12}$$

Ligning (3.12) er ekvivalent med ligning (3.2) for et SDOF- system. Tilsvarende ligninger fås for akselerasjon og forskyvning. Disse forholdene varierer med avstanden fra fundament og den aktuelle svingeformen.

$$\text{Akselerasjon} = S_{ai}(\xi, \omega) \cdot \left[\left(\frac{L_i}{M_i} \right) \varphi_i(x) \right] \tag{3.13}$$

$$\text{Forskyvning} = S_{ai}(\xi, \omega) \cdot \left[\left(\frac{L_i}{M_i} \right) \varphi_i(x) \right] \left(\frac{T^2}{4\pi^2} \right) \tag{3.14}$$

Hvor $S_{ai}(\xi, \omega)$ er spektralakselerasjonen og $\varphi_i(x)$ er den modale forskyvningen i høyde x for svingeform i .

$$L_i = \int_0^H m(x) [\varphi_i(x)] dx \tag{3.15}$$

$$M_i = \int_0^H m(x) [\varphi_i(x)]^2 dx \tag{3.16}$$

Hvor

- $m(x)$ er masse pr lengdeenhet ved høyde x
- $\varphi_i(x)$ er den modale forskyvningen ved høyde x i svingeform i

Modale responser for de ulike svingeformene kombineres for å gi konstruksjonens maksimale respons. Det er utviklet flere måter å kombinere de modale responsene på. Videre vil noen av de aktuelle kombineringsmetodene bli presentert.

Kombineringsmetoder

Den enkleste metoden å kombinere responsene på er å superponere alle de separate responsene (12):

$$R_{tot} = \sum_{m=1}^n R_m \quad (3.17)$$

Superponeringen er en veldig konservativ måte finne den totale responsen på siden den kombinerer alle maksimale utslag for hver svingeform som om de skulle inntre samtidig. En mindre konservativ men likevel enkel kombineringsmetode er å benytte kvadratroten av summen av kvadrerte responser (SRSS) (12):

$$R_{tot} = \sqrt{\sum_{m=1}^n R_m^2} \quad (3.18)$$

Denne metoden antar at alle de forskjellige maksimale responsene opptrer uavhengig av hverandre og er derfor best egnet for konstruksjoner med godt spredte egenperioder. I konstruksjoner hvor dette ikke er tilfelle, benyttes metoden for komplett kvadratisk kombinasjon, (CQC) (12):

$$R_{tot} = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N R_i \rho_{ij} R_j} \quad (3.19)$$

Hvor det for vilkårlig demping er (13):

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + \beta_{ij} \xi_j) \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \beta_{ij}^2} \quad (3.20)$$

Og for konstant modal demping (9):

$$\rho_{ij} = \frac{8\lambda^2 (1 + \beta_{ij}) \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\lambda^2 \beta_{ij} (1 + \beta_{ij})^2} \quad (3.21)$$

Hvor

ξ_i og ξ_j er demping henholdsvis i svingeform i og j

$\beta_{ij} = \omega_j / \omega_i$ er frekvensforholdet

$\lambda = c / c_{cr}$ er dempingsforholdet

Denne metoden tar hensyn til modal demping. Er en konstruksjon tilnærmet fri for demping blir verdien ρ_{ij} null og CQC metoden vil tilsvare SRSS- metoden.

I Tabell 3-1 er det listet opp noen typiske dempingsforhold for ulike konstruksjoner. Disse kombineringsmetodene gjelder kun for lineær- elastiske konstruksjoner.

Tabell 3-1 Typiske verdier for demping av konstruksjoner (14)

Bærekonstruksjon	Viskøst dempingsforhold, ξ
Stålrammer	5 %
Forsterket betong og prefabrikkerte betongelementer	5 % - 7 %
Forsterket murkonstruksjon	7 %
Ordinær murkonstruksjon	7 % - 10 %
Tre	10 % -15 %

Modal responspektrumanalyse for romlige konstruksjoner

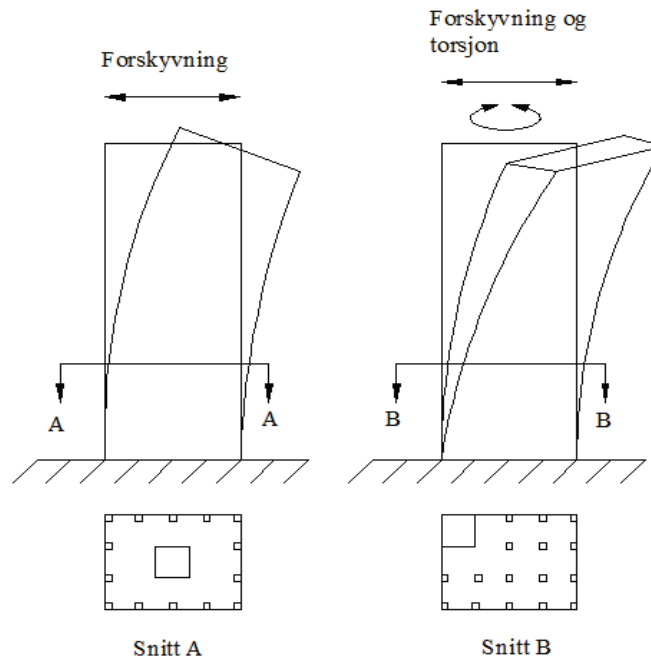
Ved romlig analyse av en konstruksjon vil vanligvis tre responspekter anvendes; et i hver horisontalretning, og et vertikalt. De horisontale responspektrene er vanligvis like i størrelsen, mens responspektret benyttet for den vertikale retningen er en skalering av de to horisontale spektrene med en faktor mindre enn 1,0. Den fysiske forklaringen på dette er at omfanget av bakkens bevegelser er større i horisontal retning enn i vertikal retning under et jordskjelv. De ortogonale akselerasjonskomponentene kan dermed beregnes ved hjelp av SRSS- metoden, som beskrevet ovenfor.

Modal responspektrumsanalyse har visse begrensninger. Metoden kan bare gi en tilnærmet verdi for bygg med ikke- lineær oppførsel. Metoden tar ikke hensyn til varierende demping i konstruksjonen, og demping som overstiger 0,2 % gir dårlige resultater siden de forskjellige svingeformene da er koblet. Denne metoden gir kun informasjon om maksimal respons og ikke opplysninger om frekvens, faser og antall lastsykler, og er derfor uegnet for utmattingsberegninger.(8)

Torsjonseffekter ved bruk av responspektrumsanalyse

I romlige modeller får hver etasje et torsjonsmoment dersom stivhetssentret ikke ligger midt i bygget. Figur 3-14 viser at stivhetssentret er eksentrisk plassert i forhold til massesentret i bygget, en avstand som heretter benevnes torsjonseksentrisitet.

Torsjonseksentrisiteten gir koblede svingeformer med både rotasjon og translasjon. Konstruksjoner med stor torsjonseksentrisitet vil oppføre seg betydelig verre enn regulære konstruksjoner som ikke har denne koblingen. Slike konstruksjoner må analyseres ved å benytte en romlig modell.(8)



Figur 3-14 Torsjonseffekt (8)

3.2.2 Lineær modal tidshistorieanalyse

Den seismiske bevegelsen kan også representeres ved tidshistorien for grunnakselerasjon, hastighet eller forskyvning. Komplette respons fra et jordskjelvs tidshistorie finnes ved å beregne responsen ved successive diskrete tider med så små tidsintervall at ekstrapolasjon mellom tidsstegene kan benyttes. Booth og Key foreslår i sin bok om praksis i jordskjelvdimensjonering, (8), at tidssteget ikke bør overstige $\frac{1}{4}$ av den interessante svingeformens periode. Den lineære tidshistorieanalysen kan benyttes for alle systemer, forutsatt at systemet er elastisk.

Fremgangsmåten for å finne modale responser vha en lineær modal tidshistorieanalyse er gitt i samsvar med Anil K. Chopra og Rakesh K. Goels artikkel "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings"(15):

Differensiallikningen som styrer responsen av en fleretasjes bygning påkjent grunnakselerasjonene $\ddot{u}_g(t)$, er som følger:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\iota\ddot{u}_g(t) \quad (3.22)$$

hvor

- u er en vektor med N antall sideveise etasjeforskyvninger.
- m, c, k er massen, klassisk demping og sideveis stivhet.
- ι er influensvektoren

Høyre side av ligning (3.22) kan tolkes som effektivt jordskjelvløst:

$$p_{eff}(t) = -m\iota \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (3.23)$$

Fordelingen av effektive krefter over byggets høyde er definert ved vektoren $s = m_1$, og tidsvariansen er definert ved $\ddot{u}_g(t)$. Denne kraftfordelingen kan utvides til å gjelde summen av fordelingen av modale treghetskrefter, s_n .

$$m\iota = \sum_{n=1}^N s_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n m \Phi_n \tag{3.24}$$

Hvor Φ_n er konstruksjonens n - te naturlige svingeform og

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}, \quad L_n = \Phi_n^T m \iota, \quad M_n = \Phi_n^T m \iota \Phi_n \tag{3.25}$$

Den effektive jordskjelvlasten kan dermed uttrykkes ved:

$$p_{eff}(t) = \sum_{n=1}^N p_{eff,n}(t) = \sum_{n=1}^N -s_n \ddot{u}_g(t) \tag{3.26}$$

Responsen av MDOF- systemet til $p_{eff,n}(t)$ har ikke påvirkning fra andre enn den antatte svingeformen. Forskyvningen av etasjene fås ved:

$$u_n(t) = \Phi_n \cdot q_n(t) \tag{3.27}$$

Hvor modalkoordinatene er fremdrevet ved:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \tag{3.28}$$

Hvor

- ω_n er den naturlige vibrasjonsfrekvensen for n -te svingeform
- ζ_n er dempingsforholdet for n - te svingeform

Løsningen q_n av ligning (3.28) er:

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \tag{3.29}$$

Hvor $D_n(t)$ er fremdrevet ved bevegelsesligningen for et lineært SDOF- system med en egenperiode tilsvarende et MDOF- systems n - te svingeform.

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \tag{3.30}$$

Ved å kombinere ligning (3.27) og (3.29) fås etasjeforskyvningen

$$u_n(t) = \Gamma_n \Phi_n D_n(t) \tag{3.31}$$

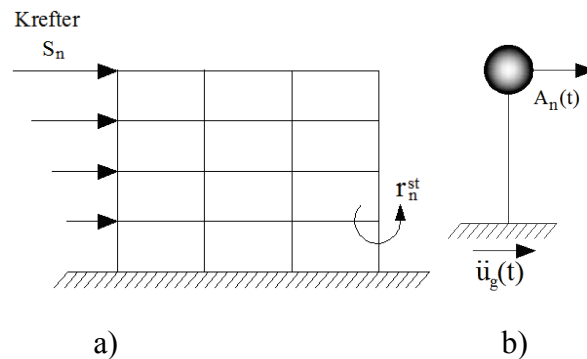
Enhver respons kan uttrykkes ved

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \tag{3.32}$$

hvor r_n^{st} betegner den modale statiske responsen, altså den statiske verdien av r med tanke på eksterne krefter s_n og

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad (3.33)$$

er pseudo-akselerasjons responsen for den n -te svingeformens SDOF system. En skjematisk visning av de to analysemetodene som leder til r_n^{st} og $A_n(t)$ er vist i Figur 3-15 a) og b).



Figur 3-15 Statisk a) og dynamisk b) analyse av konstruksjonen (8)

Ligning (3.31) og (3.32) representerer responsen av MDOF- systemet for $p_{eff,n}(t)$. Systemets respons vil med eksitasjonen $p_{eff}(t)$ være

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad (3.34)$$

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \Phi_n D_n(t) \quad (3.35)$$

Denne metoden innebærer en større regneoperasjon enn den modale responsspektrumanalysen, men til gjengjeld fås flere responser ved denne analysen. I tillegg til å gi de maksimale responsene kan denne analysen gi informasjon om frekvenser, faser og antall ødeleggende lastsykler. Responsspektrumanalysen mister imidlertid sin samtidighet ved å kombinere alle responsene, opprettholder tidshistorieanalyse den globale likevekten og samtidigheten i virkningen av lastene.

3.3 Interaksjon mellom grunn og konstruksjon, SSI

Det er svært store usikkerheter knyttet til å kalkulere responsen på et gitt sted med en viss avstand fra et jordskjelvs hyposenter. Energiutbredelsen i rommet og mekanismene til en platebevegelse er så usikre at det i all hovedsak er lite hensiktsmessig å beregne responsen ut fra en komplett analyse av grunnresponsen. Målinger av jordskjelv er derfor benyttet til å finne den sannsynlige responsen i fjell. Responsen av grunnforholdene finnes deretter ved samme prinsipp som for en vanlig konstruksjon. Dersom konstruksjonen derimot er fundamentert i en fordypning i overflaten, eller på underlag med lav skjærbølg hastighet, blir beregningen av responsen langt mer komplisert. I slike tilfeller må det tas hensyn til interaksjonen mellom grunn og konstruksjon. De myke grunnforholdene demper ut høyfrekvente bølger og forsterker lavere frekvenser. Egenperiodene blir dermed lengre og den totale energiabsorpsjonen økes. Interaksjonen mellom grunnforholdene og konstruksjonen må derfor betraktes nærmere dersom dette påvirker konstruksjonen i betydelig grad. Det er to hovedtyper analysemetoder som benyttes for å finne effekten av denne interaksjonen. (7)

3.3.1 Direkte metode

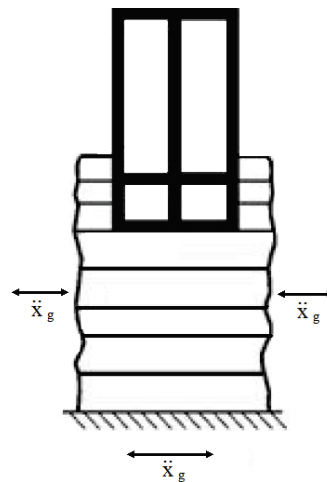
Den første analysemetoden er en direkte metode som krever bruk av et elementmetodeprogram. I programmet modelleres hele systemet med byggegrunn, fundament og konstruksjon. Ved fordypning i grunnen spesifiseres responsen ved den frie overflaten over de rendene som står i kontakt med bakken. Den resulterende responsen fremdrives dermed fra bevegelsesligningen: (7)

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K^*]\{x\} = -[M]\{\ddot{x}_g(t)\} \quad (3.36)$$

Hvor

$\ddot{x}_g(t)$ er akselerasjon ved den frie overflaten

Den direkte metoden krever bruk av et elementprogram som kan behandle oppførselen til både grunnen og konstruksjonen med lik stivhet.

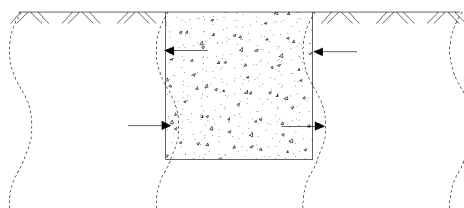


Figur 3-16 Direkte metode for SSI analyse (7)

3.3.2 Flertrinnsmetoden

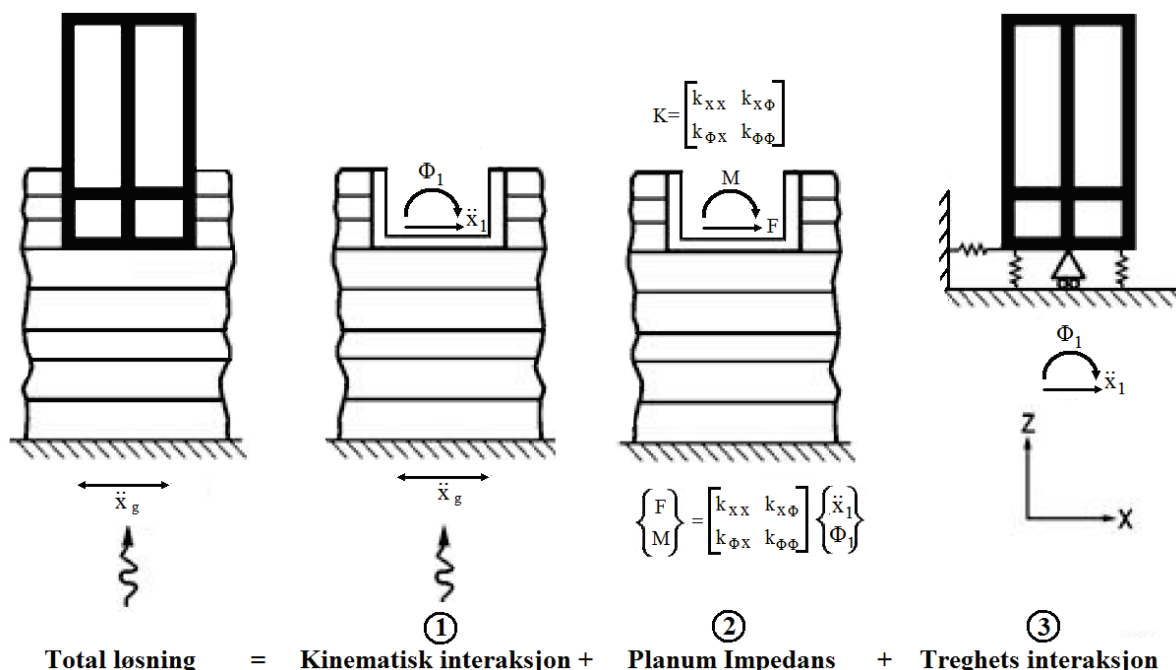
Flertrinnsmetoden benytter prinsippet om superposisjon for å isolere de to primære årsakene for SSI. Bevegelse av grunnen som omslutter konstruksjonen kan ikke beskrives som for den frie overflaten, og heller ikke den effekten den dynamiske responsen for SSI, har på byggegrunnen. Siden denne metoden baseres på superposisjonsprinsippet, er analysen betinget lineær.

Det er to interaksjoner i denne analysen, kinematisk interaksjon og treghets interaksjon. Den kinematiske interaksjonen er et resultat av det stive fundamentets manglende evne til å følge bevegelsen av den frie overflaten. Denne interaksjonen kan gi flere svingeformer i konstruksjonen. (7)



Figur 3-17 Kinematisk interaksjon (7)

Når betongfundamentet i Figur 3-17 utsettes for en vertikalt propagerende sekundærbølge med en bølgelengde lik dybden av fundamentet, blir fundamentet påført et veltemoment som vist i Figur 3-8. Fundamentet begynner å vugge og gir dermed den støttede konstruksjonen et veltemoment tillegg til translasjoner. Uten nedsenking av fundamentet opplever konstruksjonen kun translasjoner.



Figur 3-18 Fremgangsmåte for å finne konstruksjoners respons pga. SSI (7)

Kinematisk- og treghetsinteraksjon mellom grunn og konstruksjon kombineres som skissert i Figur 3-18. En fremgangsmåte på 3 punkter kan benyttes for å finne denne den totale løsningen. (7)

1. Bestem bakkebevegelsen som gir akselerasjonsbevegelsen ved konstruksjonens fundament. Denne bevegelsen kan beregnes ved å anta masseløst fundament og konstruksjon. Dette er den kinematiske interaksjonsanalysen.
2. Bestem de frekvensavhengige parametrene for systemet.
3. Bestem konstruksjonens jordskjelvrespons med grunnstivheten bestemt i punkt 2 og grunnbevegelsen bestemt i punkt 1. Dette er treghetsinteraksjonsanalysen.

Grunntyper med lav gjennomsnittlig skjærbølgehastighet har gjerne lav demping og ofte en stor deformasjonskapasitet i det lineærelastiske området.

4 Analyser

Teorien bak lineær- elastiske, statiske og dynamiske analyser er til nå presentert. Videre i rapporten skal dimensjonerende seismiske lastvirkninger bestemmes for en konkret bygning. Lastvirkningene bestemmes fra de til nå forklarte analysemetodene med bestemmelser fra både EC8 og IBC.

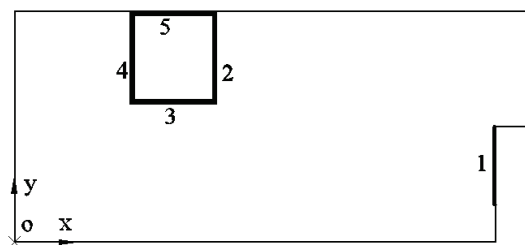
Som første steg i en seismisk vurdering, skal det vurderes i hvilken grad konstruksjonen er utsatt for seismiske bevegelser og hvilke konsekvenser en eventuell kollaps vil føre til. Standardene gir retningslinjer for hvilke konstruksjoner som anses som jordskjelvsikre og hvilke konstruksjoner som må påvise sikkerhet mot seismisk påvirkning. Disse punktene er i denne rapporten omhandlet i delkapittel 4.9. Disse retningslinjene er ikke ment for å etterstrebe en konstruksjon som ikke blir omfattet av krav til seismisk dimensjonering. Hensikten med dette punktet i standardene er å unngå unødvendig seismisk dimensjonering av konstruksjoner som er av liten betydning ved jordskjelv (for eksempel lagerbygg i landbruket) og konstruksjoner plassert i områder med lav seismisitet.

Bygningen som er betraktet i denne rapporten er ikke av direkte interesse. Bygningen er kun gjenstand for å vurdere virkningen av de seismiske standardenes ulike krav. Det er derfor tilstrekkelig å vurdere lastvirkningene i form av skjærkraft ved fundament for de vertikale avstivende skivene.

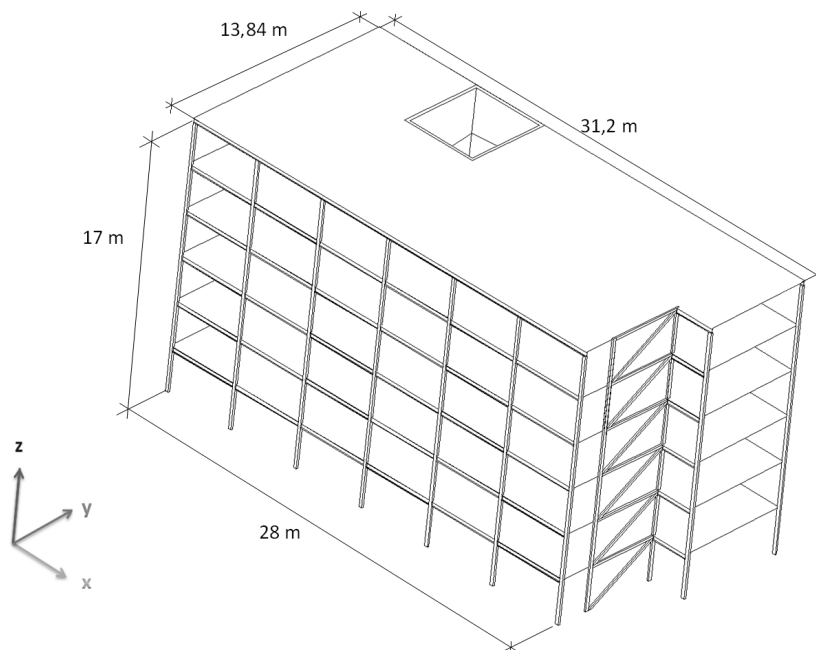
4.1 Den betraktede bygningen

Den betraktede bygningen har 6 plan over bakkenivå inkludert takplanet. Horisontalskivene består av hulldekke- elementer og vertikalskivene som består av prefabrikkerte betongelementer og et vindkryss. Det vertikale bæresystemet er bestående av stålrammer som ikke er en del av det horisontale avstivningssystemet i bygningen. Figur 4-2 viser en grov skisse av bygningen med påførte hovedmål. Og Figur 4-1 viser skivenummereringen som er brukt videre i rapporten. Detaljerte planskisser finnes vedlagt i vedlegg 1.

Siden den konkrete bygningen ikke er av direkte interesse i denne rapporten, er det foretatt antagelser som forenkler modellen; Alle horisontalplan er antatt identiske, sjaktveggene har ikke utsparinger for dør eller vindu og alle søyletverrsnitt og bjelkedimensjoner er satt like.



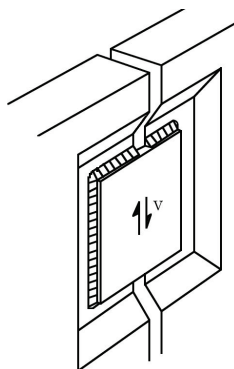
Figur 4-1 Planskisse med nummerering av vertikalskiver



Figur 4-2 Grov skisse av den betraktede bygningen

4.1.1 Elementmodellen i Sap2000

Heissjakten er modellert med fire separate vertikale skiver, forbundet med horisontale bjelkeelementer som frigjøres for alle momenter. Denne modelleringen er i samsvar med detaljen i Figur 4-3, hentet fra betongelement bok B (16), hvor vertikalskivene er påsveist en stålplate som overfører skjær mellom elementene. Ved å modellere forbindelsen mellom vertikalskivene med bjelkeelementer frigjort for momenter, vil skivene bevege seg i forhold til hverandre uten at de gir sjakten ekstra torsjonsstivhet.



Figur 4-3 Skjæroverføring mellom vertikalskiver (16)

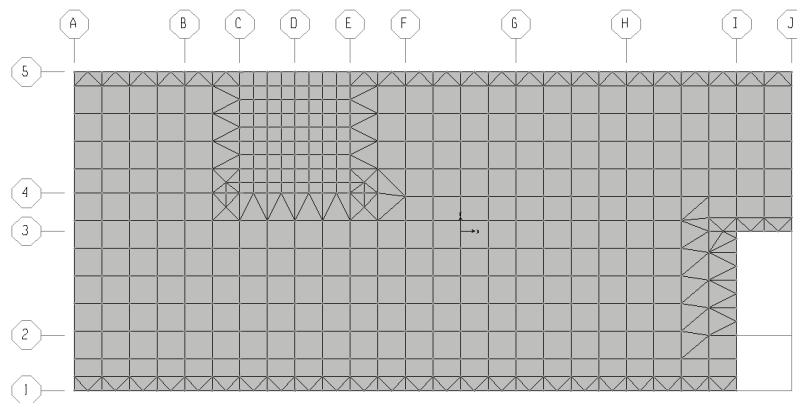
Sjaktveggene er kontinuerlige gjennom hele bygningen og har ikke utsparinger. Ved å utelate utsparinger vil vertikalskivene gi en ekstra stivhet i forhold til den faktiske stivheten. Dette valget er tatt bevisst for å unngå unødvendig detaljerte beregninger. Alle forenklinger er foretatt både i elementmodellen og modellene for manuell beregning.

Horisontalskiven modelleres med sin fulle tykkelse og massen reduseres 55 % i forhold til det kompakte dekket, som en kompensasjon for redusert tverrsnitt pga. gjennomgående kanaler i lengderetning. Horisontalskiven er gitt en stivhet i planet skalert med faktoren 1000:1 for å få en stiv skive.

Hulldekkenes lastoverføring til på bjelkene modelleres slik at bjelkene ikke opptar torsjon fra dekket. Dette er utført ved å koble dekket til bjelkene med korte vertikale bjelkeelementer, såkalte "dummy elementer" som er frigjorte for alle momenter. Hulldekkene overfører dermed kun skjær- og aksial- krefter til bærebjelkene. Disse bjelkeelementene er modellert med en senteravstand på 0,6 m langs alle render.

Hulldekker i direkte kontakt med vertikale skiver/ vindkryss med stivhet i hulldekkenes lengderetning, overfører kun skjærkrefter til skivene. Alle vertikale krefter overføres dermed via opplagring i enden av hulldekket. Dette er utført i tråd med betongelementforeningens bøker (16). Bygningen er modellert som fast innspent ved fundament for alle søyler og skiver.

Elementinndelingen av horisontalskiven er vist i Figur 4-4. Inndelingen er utført manuelt for å oppnå en finere inndeling ved opplegg enn midt i store spenn, siden spenninger i dekkene ikke er av interesse. Kombinasjonen av trekantelementer og firkantelementer kan i tilfeller hvor spenningene i dekket er av stor interesse, være uheldig. Dette vil ikke gi problemer i for denne rapporten. Plantegning over horisontalskivene er vist i vedlegg 1.



Figur 4-4 Elementinndeling av horisontalskiven

Søylene deles inn i 4 elementer mellom hver etasje. Med en etasjehøyde på 2,85 m blir hvert søyleelement 0,7125 m. Bjelkeelementene er delt inn i elementer på 0,6 m.

4.2 Modal analyse/ egenkontroll av elementmodell

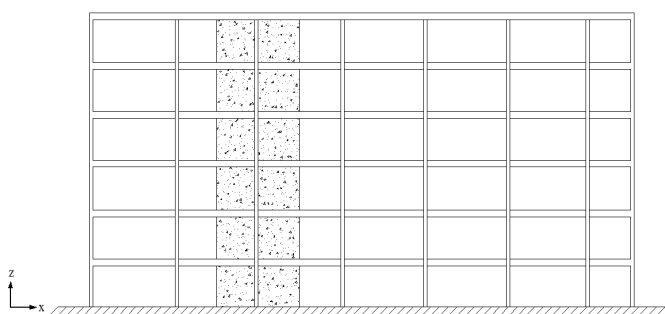
Den modale analysen gir opplysninger om konstruksjons egenperiode/ frekvens, svingeformer og modale masse, og må gjennomføres som en del av de dynamiske analysemetodene. Den modale analysen kan også gjennomføres for å kvalitetssikre elementmodellen. Feil i oppbygning av elementmodellen vil det raskt kunne oppdages ved å vurdere egenperiode, svingeformer og effektiv modal masse.

Resultatene fra den modale analysen i SAP2000 er gitt i vedlegg 2. Seismiske analysemetoder som bygger på den modale analysen er avhengige av å inkludere alle svingeformer som gir betydelige bidrag til konstruksjonens respons for å gi et godt estimat av den dimensjonerende responsen. For den betraktede bygningen fås 90 % effektiv modal masse for de 11 første svingeformene beregnet med egenvektor. For å inkludere alle svingeformer med effektiv modal masse > 4 %, betraktes de 25 første svingeformene som til sammen gir 96 % effektiv modal masse. I vedlegg 3 er de syv første svingeformer vist, og bevegelsen forklart. Tabell 4-1 oppsummerer resultatene fra den modale analysen og svingeformene i vedlegg 3.

Tabell 4-1 Resultat fra den modale analysen i SAP2000

Svingeform	Beskrivelse av svingeform	Egenperiode [s]	Effektiv modal masse [%]					
			Translasjon langs akse			Rotasjon om akse		
			x	y	z	x	y	z
1	Rotasjon om z-akse	0,513	20,0	20,0	0,0	21,0	15,0	36,0
2	Translasjon diagonalt i x-y plan	0,226	46,0	28,0	1,1	32,0	41,0	0,3
3	Torsjon om z-akse	0,189	0,1	3,9	0,7	18,0	4,7	29,0
4	Translasjon diagonalt i x-y plan	0,171	14,0	24,0	0,7	21,0	11,0	17,0
5	Rotasjon om z-akse	0,123	0,3	0,5	0,0	0,0	0,1	2,0
6	Rotasjon om z-akse	0,100	0,3	0,5	0,1	0,0	0,0	0,4
7	Translasjon i z-retning	0,097	4,5	1,6	36,0	0,1	5,1	0,0

4.2.1 MDOF system for manuell kontroll



Figur 4-5 Plan modell i x-retning

Den betraktede bygningen består av 5 vertikale avstivende skiver. Til å bestemme disse skivenes kraftopptak er 3 likevektsligninger tilgjengelige. Systemet er følgelig statisk ubestemt og kraftfordelingen vil av den grunn fordeles etter skivenes stivheter og plassering i planet.

For å gjennomføre de modale beregningene trengs derfor informasjon om vertikalskivens stivheter. Skivens stivheter er beregnet i vedlegg 4 med bakgrunn i Betongelementforeningens bok om avstivning og kraftfordeling (16).

$$\frac{1}{K_i} = \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} \quad (4.1)$$

$$K_{si} = k_s A_i \frac{E_i}{L_i} \quad (4.2)$$

$$K_{bi} = k_b E_i \frac{I_i}{L_i^3} \quad (4.3)$$

Hvor

K_i	er skivens totale stivhet
K_s	er skivens skjærstivhet
K_b	er skivens bøyestivhet
k_s og k_b	er henholdsvis 1/3 og 3 for en utkraget skive. Verdi hentet fra tabell B.12.1 (16)
A_i	er skivens tverrsnittsareal
E_i	er skivens elastisitetsmodul
L_i	er skivens lengde fra bakkenivå til øverste etasje

Vindkrysset i gavlvegg består av hulprofiler i stål og stivheten må dermed bestemmes enten som en ekvivalent betongplate eller ved enhetslastmetoden. Regner først vindkrysset om til en ekvivalent betongplatetykkelse i henhold til tabell 5.1 i Per Kr Larsens bok; ”Stålkonstruksjoner” (17). Beregningen er vist i vedlegg 5.

$$t_e = \frac{E_s}{G} \frac{lh}{\frac{d^3}{A_d} + \frac{h^3}{A_v}} \quad (4.4)$$

Hvor

t_e	ekvivalent platetykkelse
E_s	er elastisitetsmodulen til stålet
G	er skjærmodulen til stålet
l	er avstanden mellom etasjene
A_v	er tverrsnittsarealet av trykkstavene
A_d	er tverrsnittsarealet av strekkstavene
d	er lengden av strekkstavene
h	er avstanden mellom gurtene i stålfagverket

Ligning (4.4) gir en ekvivalent ståltykkelse $t = 0,335 \text{ mm}$. Denne tykkelsen vil representere en betongtykkelse på $E_s/E_c \cdot t = 2,9 \text{ mm}$, hvor E_c er betongens elastisitetsmodul. Dette gir en stivhet mot deformasjon i planet på 363 kN/m.

Den beregnede ekvivalente tykkelsen av betongplaten var noe mindre enn forventet, og ble dermed kontrollert med elementprogrammet Sap2000. Vindkrysset ble modellert i sin opprinnelige form og påført en enhetslast. Stivheten til systemet gis av $k = F/\Delta$, hvor F er enhetslasten og Δ er forskyvningen i toppen. Også dette gav en stivhet på 370 kN/m. Vindkrysset betraktes derfor videre som en ekvivalent betongplate på 3mm.

Definerer en horisontal translasjons- frihetsgrad i hver etasje, og får dermed en stivhetsmatrise og massematrise med dimensjon 6×6 . Løser ut egenfrekvens/ egenperiode og tilhørende svingeformer fra ligning (4.5)

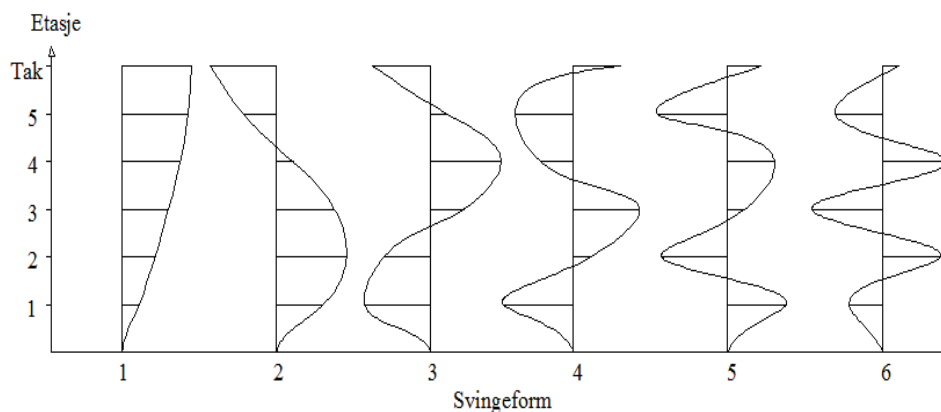
$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) \phi = 0 \quad (4.5)$$

Dette gir egenperiodene listet opp i Tabell 4-2 og tilhørende svingeformene vist i Figur 4-6.

Tabell 4-2 Egenperioder for plan modell

Svingeform	x-retning [s]	y-retning [s]
1	0,181	0,158
2	0,057	0,054
3	0,035	0,033
4	0,027	0,025
5	0,023	0,021
6	0,021	0,02

Det observeres at egenperiodene i Tabell 4-2 er betydelig mindre enn egenperiodene gitt ved den modale analysen i SAP2000, noe som betyr at det modellerte systemet er for stivt i forhold til den romlige modellen i SAP2000. I en plan modell projiseres alle vertikale komponenter med stivhet i valgt retning, inn i et plan, se Figur 4-5, og all deformasjon forutsettes å skje i dette planet. Konstruksjoner med usymmetrisk fordeling av stivheter får rotasjoner ved pålasting i massesenter. En plan modell av en slik konstruksjon vil ikke fange opp rotasjonsbevegelse ut av planet og gir dermed et stivere system med lavere egenperioder enn den romlige modellen. De plane modellene av bygningen har lengste egenperiode i området omkring egenperiode nr. 4 for den modale analysen utført i SAP2000. Denne svingeformen har stor effektiv modal masse i både x og y-retning. Dette tyder på at de plane modellene gir et godt estimat for de rene translasjonene i bygningen. Det vil imidlertid ikke være tilstrekkelig for å verifisere den modale analysen i SAP2000. Bygningen modelleres derfor opp som en romlig modell.



Figur 4-6 Svingeformer beregnet med plan modell. Gjelder for begge hovedretningene.

4.2.2 Romlig modell for modal beregning

Bygningens stivhetssenter finnes ved ligning (4.6) som tar utgangspunkt i et vilkårlig valgt aksesystem i det horisontale planet. Her representerer x og y avstandene fra et valgt origo til de respektive skivenes skjærsenter i planet.

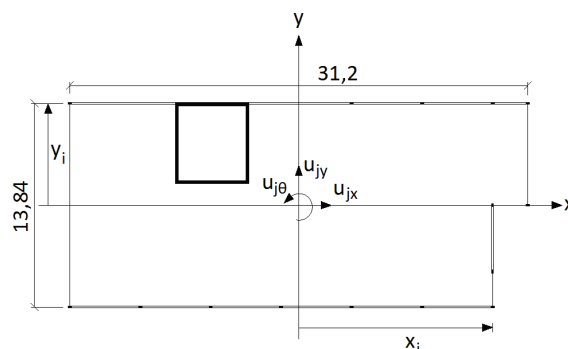
$$x_{cs} = \sum \frac{(x \cdot EI_x)}{EI_x} \quad y_{cs} = \sum \frac{(y \cdot EI_y)}{EI_y} \quad (4.6)$$

Finner av dette at avstanden mellom massesenter og stivhetssenter er 5,91m i x -retning og 4,21 m i y -retning.

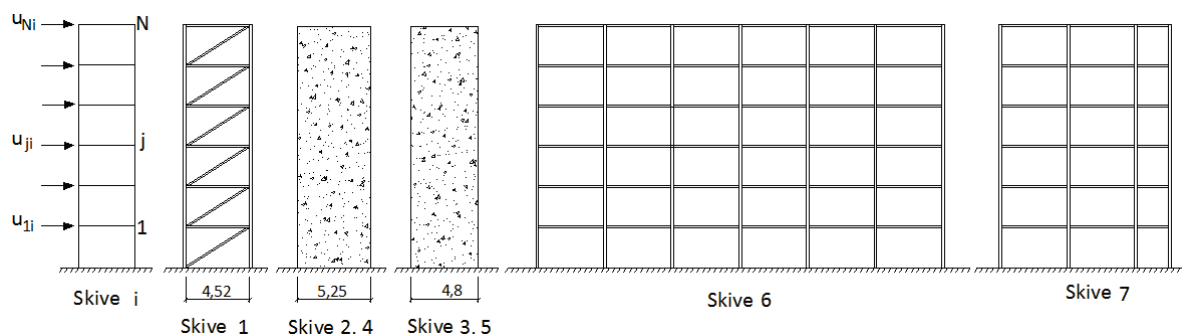
Modale beregninger ved romlig modell

En forenklet romlig modell i en etasje med tre frihetsgrader, to translasjoner og en rotasjon, ble beregnet. Dette gav en største egenperiode på 1,92s. Dette resultatet avvok i så stor grad til resultatene til SAP2000 at en større modell av systemet måtte benyttes for å bekrefte eller avkrefte at modellen i SAP2000 ga feil svar.

En modal analyse med 18 frihetsgrader ble derfor gjennomført. De definerte frihetsgradene er to translasjoner og en rotasjon om massesenter i hver av de seks etasjene. Frihetsgradene er vist i Figur 4-7 og Figur 4-8. Beregningene er gjennomført i henhold til delkapittel 9.5.4 i Anil K. Chopras bok "Dynamics of structures" (10).



Figur 4-7 Definerte frihetsgrader i en etg



Figur 4-8 Frihetsgrader i bygningens høyde

Stivhetene for skivene er utregnet i vedlegg 4. Ved bruk av transformasjonsmatriser omgjøres de lokale stivhetene om til globale stivheter i massesenter.

$$\mathbf{k}_i = \mathbf{a}_{xi}^T \mathbf{k}_{xi} \mathbf{a}_{xi} \quad \text{eller} \quad \mathbf{k}_i = \mathbf{a}_{xi}^T \mathbf{k}_{yi} \mathbf{a}_{xi} \quad (4.7)$$

Ligning (4.8) viser hvordan den lokale skivestivheten til en skive med stivhet i y-retning med avstand x_i transformeres til en global stivhet om massesenter.

$$\mathbf{k}_i = \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ x_i \end{Bmatrix} k_y \langle 0 \quad 1 \quad x_i \rangle \quad (4.8)$$

Stivhetsmatrisen for en enkel etasje finnes ved:

$$\mathbf{k}_N = \sum_i \mathbf{k}_i = \begin{pmatrix} k_x & 0 & -e_y k_x \\ 0 & k_y & k_{y\theta} \\ -e_y k_x & -e_x k_y & k_\theta + e_x^2 k_y + e_y^2 k_x \end{pmatrix} \quad (4.9)$$

For en enkelt etasje blir dermed bevegelsesligningen

$$\begin{bmatrix} m_t & 0 & 0 \\ 0 & m_t & 0 \\ 0 & 0 & I_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \\ \ddot{\varphi} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_x & 0 & -e_y k_x \\ 0 & k_y & -e_x k_y \\ -e_y k_x & -e_x k_y & k_\theta + e_x^2 k_y + e_y^2 k_x \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ y \\ \varphi \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -m \\ -m \\ 0 \end{Bmatrix} a_g(t) \quad (4.10)$$

Stivhetsmatrisen og massematrisen for det globale systemet kan enkelt finnes siden stivhetene og massene er like for alle etasjene. Dette gir

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_N & -\mathbf{k}_N & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ -\mathbf{k}_N & 2\mathbf{k}_N & -\mathbf{k}_N & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & -\mathbf{k}_N & 2\mathbf{k}_N & -\mathbf{k}_N & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & -\mathbf{k}_N & 2\mathbf{k}_N & -\mathbf{k}_N & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & -\mathbf{k}_N & 2\mathbf{k}_N & -\mathbf{k}_N \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & -\mathbf{k}_N & 2\mathbf{k}_N \end{bmatrix} \quad (4.11)$$

som er en 18x18 matrise hvor $\mathbf{0}$ er en nullmatrise med dimensjon 3x3. Massematrisen for en enkel etasje finnes ved:

$$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} m_t & 0 & 0 \\ 0 & m_t & 0 \\ 0 & 0 & I_0 \end{bmatrix} \quad (4.12)$$

Som gir en total massematrise for hele systemet på

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \mathbf{m} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{m} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{m} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{m} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{m} \end{bmatrix} \quad (4.13)$$

Hvor

$$I_0 = \frac{m_t \left((31,2m)^2 + (13,84m)^2 \right)}{12} \quad (4.14)$$

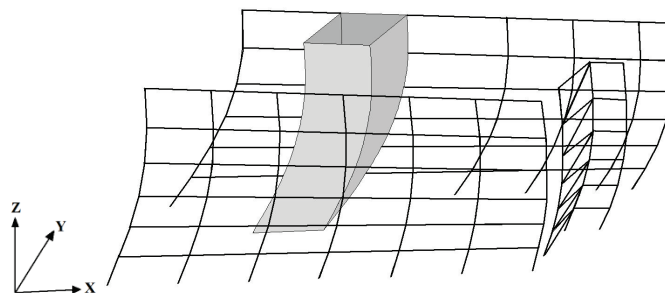
Hvor

I_0 treghetsmoment
 m_t er den totale massen i en etasje

Den modale løsningen er vist i vedlegg 10, og de syv første egenperiodene er gjengitt i Tabell 4-3. Den første svingeformen er skissert i Figur 4-9. Både egenperioder og tilhørende svingeformer gir et godt samsvar med de modale beregningene fra elementprogrammet. Dette gir en god verifisering av elementmodellen og de manuelle beregningene.

Tabell 4-3 Egenperioder for 3D modell

Svingeform	1	2	3	4	5	6	7
Periode	0,49	0,17	0,16	0,12	0,10	0,08	0,07



Figur 4-9 Svingeform 1

De manuelt beregnede egenperiodene ligger i underkant av egenperiodene beregnet av den modale analysen i SAP2000. Dette kan tyde på at det manuelle systemet er litt stivere enn systemet modellert i SAP2000.

4.2.3 Kontroll av kraftfordeling

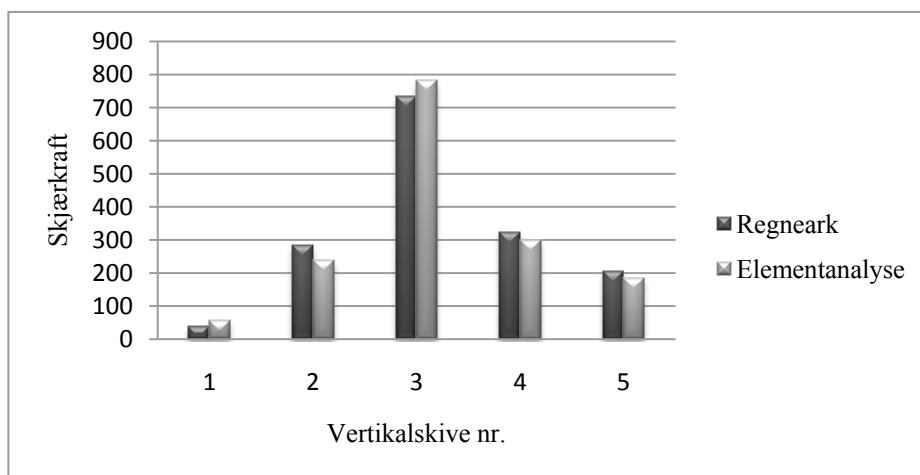
De dimensjonerende seismiske lastene fra tverrkraftanalysen fordeles ut til de vertikale avstivende elementene manuelt. Det er i den sammenheng laget et regneark som fordeler kreftene etter de vertikale skivenes stivheter og plassering i bygningen. Dette regnearket er vist i vedlegg 6. For å verifisere regnearkets fordeling av krefter, påføres både regnearket og elementmodellen separat virkende punktlaster i bygningens x- og y- retning. Punktlastene påføres i massesenter og begge systemene betraktes lineære.

Tabell 4-4 Skjærkrefter ved fundament i vertikalskivene ved punktlast påført i x-retning

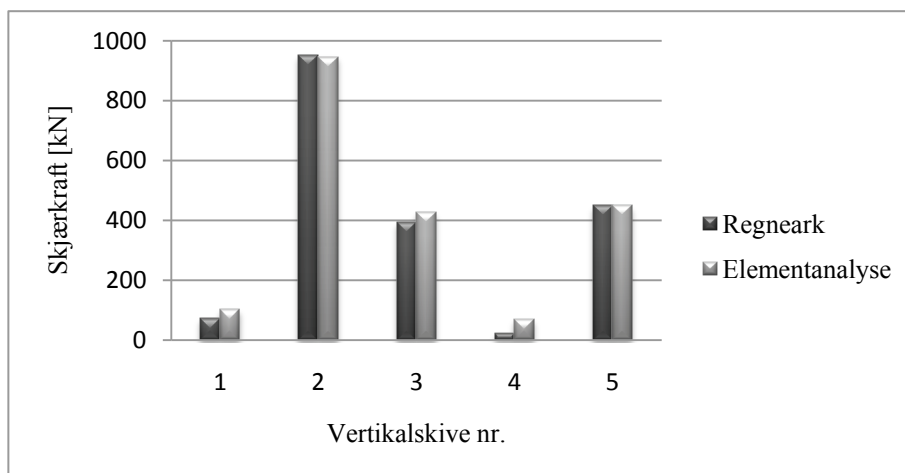
Skive nr:	1	2	3	4	5
Resultat fra regneark [kN]	-40	-284	-732	325	-206
Resultat fra elementanalyse [kN]	-57	-239	-781	300	-186

Tabell 4-5 Skjærkrefter ved fundament i vertikalskivene ved punktlast påført i y-retning

Skive nr:	1	2	3	4	5
Resultat fra regneark	-73	-951	-394	23	448
Resultat fra elementanalyse	-102	-946	-426	70	448



Figur 4-10 Kraftfordeling i de avstivende elementene ved last påført i x-retning



Figur 4-11 Kraftfordeling i de avstivende elementene ved last påført i y-retning

Ser av Tabell 4-4, Tabell 4-5, Figur 4-11 og Figur 4-10 at det er godt samsvar mellom kraftfordelingen for de mest dominerende skivene, og noe dårligere for skivene med liten stivhet eller mindre påkjenning. For disse skivene er avvik i påkjenning tallmessig relativt små og prosentvis stort. Samsvaret er imidlertid så godt for skivene med stort kraftopptak at regnearket anses å være godt nok til og fordele kreftene fra tverrkraftanalysen.

I regnearket er stivheten til stålrammene i akse 1 og 5 (se vedlegg 1 og Figur 4-2) inkluderte for å gi en mest mulig korrekt plassering av stivhetssenter og dermed også forbedre den totale kraftfordelingen i horisontalplanet. Rammenes tildeling av krefter er i størrelsesorden 1:200 i forhold til sjaktskivenes kraftopptak. Rammenes funksjon som seismisk avstivningssystem er derfor neglisjert i rapporten.

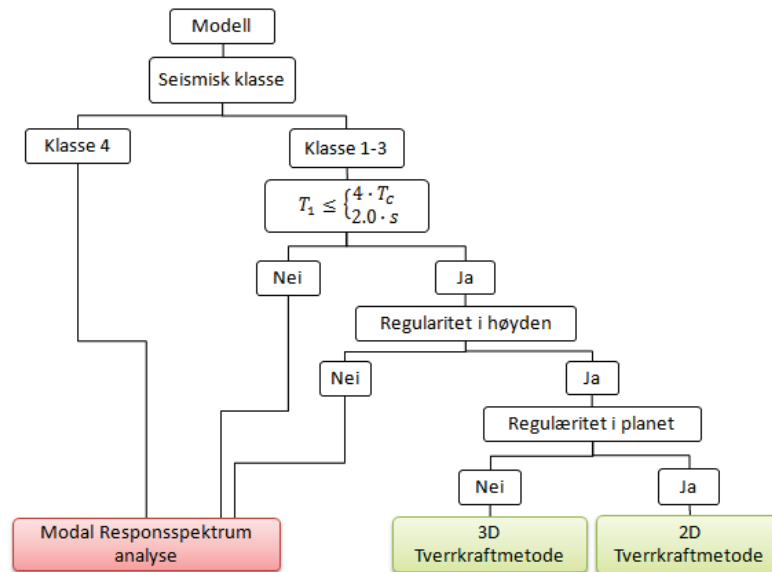
Vindkrysset har stivet i størrelsesorden 1:100 i forhold til sjaktveggene. Pga. stor eksentrisitet til stivhetssenter, vil vindkrysset likevel oppta krefter pga. eksentrisitetsmomentet om den vertikale akse. Vindkryssets kraftopptak er derfor videre i rapporten inkludert som et resultat av analysene.

4.3 Tverrkraftanalyse

4.3.1 Tverrkraftanalyse i EC8

Alle nevnte krav og faktorer i dette delkapittelet er hentet fra EC8. Krav i standarden gjentas i denne rapporten med referanse til det aktuelle punktet. Det er ikke gitt referanse til tabeller for alle parametrene som inngår i kravene.

Flytskjema i Figur 4-12 er laget på bakgrunn av de krav som er stilt i punkt 4.3.3.2, 4.2.3.3 og 4.2.3.2 i EC8. Dette skjema benyttes for å bestemme hvilken analysemetode som egner seg for den aktuelle konstruksjonen.



Figur 4-12 Flytskjema for valg av analysemetode etter EC8

Hvor

- T_1 er byggets første egensvingeperiode i den vurderte retningen
- T_c er øvre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon i responsspekteret

Seismisk klasse / sikkerhetsfaktor

Den seismiske faktoren i EC8 skalerer grunnakselerasjoner. Dette gir en direkte skalering av treghetskraftene.

Den seismiske faktoren finnes i det nasjonale tillegget, tabell NA.4.2, men også under punkt 4.2.5(5) som anbefalte verdier. Det er i Norge besluttet å benytte en sikkerhetsfaktor med høyere verdi enn for resten av Europa. I forhold til områder med større seismisk aktivitet, skal det ikke dimensjoneres for veldig store grunnakselerasjoner i Norge. Akselerasjoner, som i utgangspunktet er små, vil ikke gi uforholdsmessig store lastvirkninger ved skalering med høy sikkerhetsfaktor. Siden den norske økonomien tillater å dimensjonere svært konservativt, er det for konstruksjoner hvor konsekvensen av sammenbrudd vil være særlig stor, satt en sikkerhetsfaktor lik 2. Andre steder i Europa er det forventet større

grunnakselerasjoner og det vil dermed få en betydelig økonomisk konsekvens å måtte dimensjonere med en så høy sikkerhetsfaktor som 2,0.

I Tabell 4-6 er sikkerhetsfaktorene bestemt i punkt 4.2.5 i EC8, tabell NA.4(901) i Nasjonalt tillegg til EC8 og tabell 11.5-1 i ASCE listet opp.

Den betraktede bygningen er et boligbygg og tilhører dermed seismisk klasse 2. Dette gir en seismisk faktor på 1,0 for den betraktede bygningen.

Tabell 4-6 Seismisk faktor/ sikkerhetsfaktor

Byggverk	Seismisk klasse/ sikkerhetsklasse	γ_I		I_E
		Anbefalt EC8	NA EC8	IBC
Småhus, rekkehus, bygg i en etasje	I	0,8	0,7	1
Kontorer, boligbygg, kaier, industri, siloer, tårn	II	1	1	1
Bygg over 15 etasjer, bruer, byggverk med store ansamlinger av mennesker	III	1,2	1,4	1,25
Sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og konstruksjoner hvor konsekvenser ved sammenbrudd er særlig store.	IV	1,4	2,0	1,5

Egenperiode

EC8 gir i punkt 4.3.3.2.2(3) og (4) tillatelse til å bestemme konstruksjonens lengste periode empirisk. Egenperioden for bygninger med høyde ≤ 40 m kan bestemmes etter

$$T_1 = C_t H^{3/4} \quad (4.15)$$

Den betraktede bygningen er 17,1 m høy og får en lengste egenperiode på $T_1 = 0,434$ s i y-retning og $T_1 = 0,452$ s i x-retning ved å benytte denne formelen.

Å bestemme egenperioden empirisk er en forenkling i forhold til å finne egenperioden ved å utføre en modal analyse. Den empiriske egenperioden estimerer en mindre egenperiode enn den faktiske og gir dermed som oftest en konservativ respons. For konstruksjoner med en lengste egenperiode $> T_c$ vil dette gi større akselerasjoner og dermed større treghtetskrefter enn ved å benytte den faktiske egenperioden. Sammenhengen mellom egenperiode og treghtetskrefter forklares senere i dette kapitlet.

Horisontal regularitet

Den enkle statiske lineær- elastiske tverrkraftanalysen er utformet ved hjelp av seismisk respons av regulære konstruksjoner. For konstruksjoner med irregularitet i plan og oppriss kan tverrkraftanalysen underestimere de dimensjonerende seismiske lastvirkningene. Det gis derfor begrensninger på høyeste grad av irregularitet for konstruksjoner som dimensjoneres i henhold til tverrkraftmetoden.

EC8 gir i punkt 4.2.3.2 følgende krav til regularitet i planet:

- 1) Bygningen skal være tilnærmet symmetrisk med hensyn til fordeling av sideveis stivhet og masse i planet, i forhold til to ortogonale akser.

- 2) Ved tilbaketrukne areal (areal som avviker fra et rektangulært plan), skal ikke arealet av dette planet overstige 5 % av planets totale areal.
- 3) $\lambda_s = L_{\max} / L_{\min} < 4$
- 4) $e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$ og $r_x \geq l_s$

Hvor

- λ er konstruksjonens slankhet
- e_{ox} er avstanden mellom stivhetssenteret og massesentret normalt på kraftens retning
- L_{\max} representerer bygningens lengste mål i planet
- L_{\min} representerer bygningens korteste mål i planet
- e_o er avstanden mellom massesenter og stivhetssenter
- r er torsjonsradien som bestemmes ved ligning (4.16) og (4.17)
- l_s er treghetsradiusen bestemt ved ligning (4.18)

$$r_x = \sqrt{\sum \frac{(x^2 \cdot EI_x + y^2 \cdot EI_y)}{EI_x}} \quad (4.16)$$

$$r_y = \sqrt{\sum \frac{(x^2 \cdot EI_x + y^2 \cdot EI_y)}{EI_y}} \quad (4.17)$$

$$l_s = \sqrt{\frac{(a^2 + b^2)}{12}} \quad (4.18)$$

Bygningen som betraktes i denne rapporten oppfyller ikke alle kravene til regularitet i planet. Punkt nr 1 ovenfor er ikke overholdt da den sideveise stivheten ikke er tilnærmet symmetrisk om de to ortogonale aksene. Massen er heller ikke symmetrisk, men kan sies tilnærmet symmetrisk. Punkt 2) er overholdt da det tilbaketrukne arealet er 4 % av det totale arealet i planet. Punkt 3) er ikke overholdt da slankhetsfaktoren for den aktuelle bygningen er 5,5. Punkt 4) er oppfylt siden $r_x = 10,05$ m, $r_y = 11,514$ m, $l_s = 9,74$ m, $e_x = 5,91$ m og $e_y = 4,21$ m. Utregningen er vist i vedlegg 7.

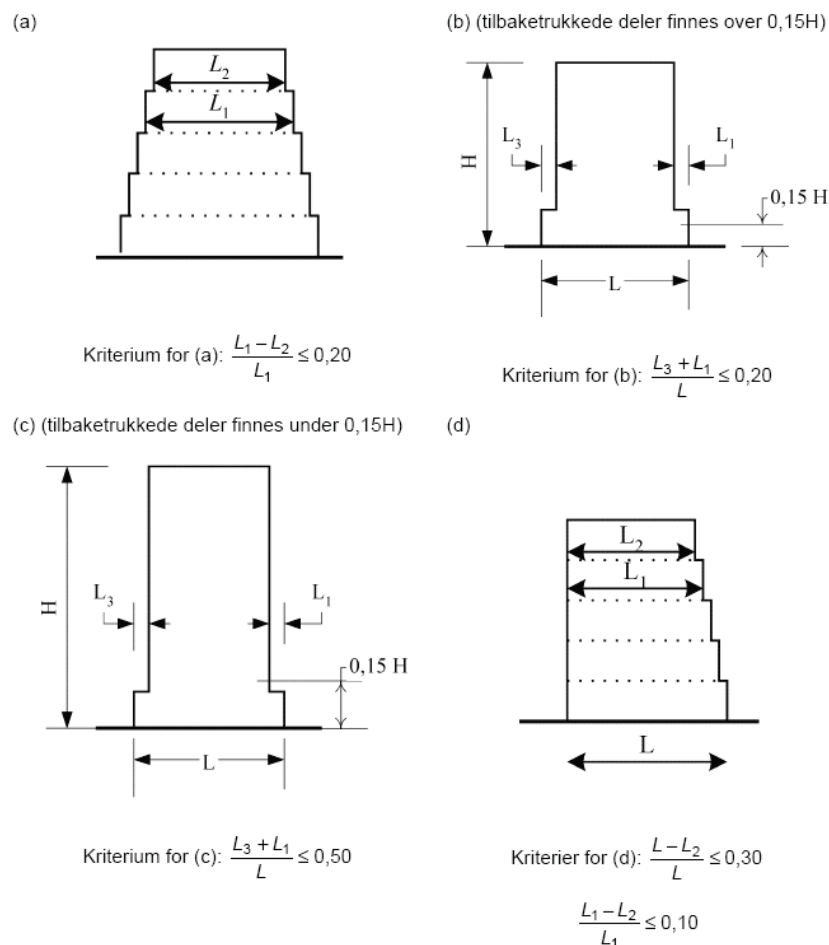
Punkt 4.3.31(8) gir mulighet for å utføre analysen for to plane modeller selv om bygningen betraktes som irregulær i planet. Dette forutsetter at følgende krav er oppfylte;

- 1) Bygningen skal ha godt fordelte og relativt stive kledninger og skillevegger
- 2) Bygningen skal ikke være høyere enn 10 m
- 3) Horisontalskivene må kunne betraktes som uendelig stive
- 4) $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$ og $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$

Er ikke punkt 4) oppfylt kan analysen likevel utføres ved bruk av to plane modeller og skalere den dimensjonerende seismiske lastvirkningen med 1,25. Siden punkt 2) ikke er oppfylt for den betraktede bygningen, kan ikke to plane modeller benyttes for å bestemme den dimensjonerende seismiske kraften.

Vertikal regularitet

Det settes også krav til bygningers regularitet i oppriss i punkt 4.2.3.3 i EC8. Avstivningssystemet skal gå kontinuerlig gjennom hele konstruksjonen. Dersom bygningen har tilbaketrukkede deler skal avstivningssystemet gå til toppen i den aktuelle sonen. I bygninger hvor avstivningssystemet består av rammer, bør forholdet mellom etasjenes faktiske motstand og motstanden som kreves ifølge analysen, ikke variere uforholdsmessig mellom tilstøtende etasjer. De resterende krav er gjengitt i Figur 4-13.



Figur 4-13 Krav i EC8 om regularitet ved oppriss

Den betraktede bygningen har identiske horisontalplan i alle etasjer og oppfylder dermed kravet til regularitet i høyden. Ut fra flytskjema i Figur 4-12 kan dermed en tverrkraftanalyse for en romlig modell benyttes.

Tregghetskrefter

EC8 angir i punkt 4.3.3.2.2(1) den dimensjonerende seismiske lastvirkningen konstruksjonen skal dimensjoneres for ved en tverrkraftanalyse. Denne lastvirkningen er gitt ved ligning (4.19)

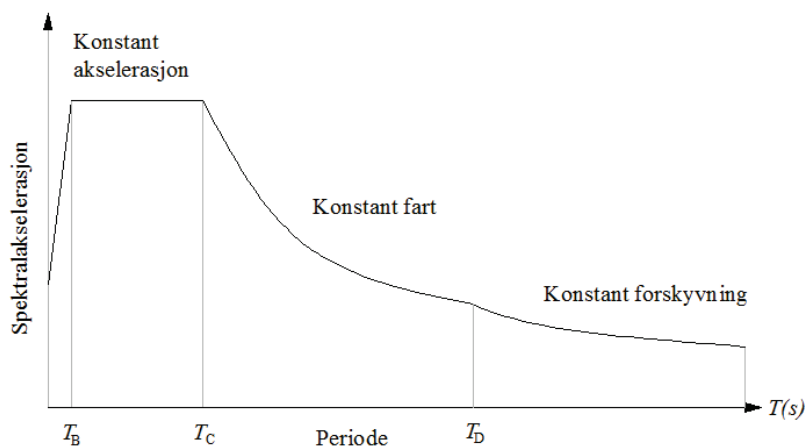
$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.19)$$

Hvor

$S_d(T_1)$	er ordinaten av det dimensjonerende responspektrum for periode T_1 .
T_1	er bygningens første egsvingeperiode i retningen som betraktes
m	er bygningens totale masse over fundamentet eller over en stiv kjelleretasje beregnet ved
Ψ_{EI}	er faktor for kombinasjonsverdien for de variable påvirkningene
λ	er en korreksjonsfaktor som tar hensyn til at den effektive modale massen som bidrar i første svingeform er ca 15 % mindre enn bygningens totale masse dersom bygningen består av mer enn 2 etasjer. $\lambda = 0,85$ for $T_1 < 2 T_c$ ellers 1.

Responspektrum

Ordinaten av det dimensjonerende responspektrum, $S_d(T_1)$, bestemmes på bakgrunn av konstruksjonens egenperiode, grunnforhold og duktilitet. Responspektret velges på bakgrunn av grunntype og forventet magnitudo på det dimensjonerende jordskjelvet. Responspektrum type 1 benyttes for geografiske områder hvor det kan forventes store jordskjelv ($M_s \geq 5,5$), mens type 2 benyttes for områder hvor det er sannsynlig at mindre ($M_s < 5,5$) og mer hyppig jordskjelv opptrer. De ulike grunnforholdene deles inn i kategorier etter progresjonshastigheten til en skjærbølge gjennom den aktuelle grunntypen. Tabell 4-7 viser hvordan grunntype bestemmes etter EC8 og IBC på bakgrunn av skjærbølg hastigheten.



Figur 4-14 Definisjon av de ulike områder i responspektret

I tabell NA.3.3 er det anbefalt et responspekter som skiller seg fra de anbefalte responspektrene i EC8. Dette responspektret er tilpasset seismiske forhold og grunnforhold i Norge. Dette spektret har et betydelig mindre område for konstant spektralakselerasjon enn det anbefalte type 1 spektret, og overgangen mellom konstant

spektralfart og konstant spektralforskyvning er her definert for en kortere periode. Videre i rapporten benyttes responspekteret definert ved grunntype B fra det nasjonale tillegget. Ordinaten av det dimensjonerende spekteret bestemmes av uttrykkene bestemmes i punkt 3.2.2.5(4) i EC8. Disse uttrykkene er gjengitt i ligning (4.20) t.o.m. (4.23). Det normaliserte dimensjonerende responspektret er vist i Figur 4-17.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.20)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (4.21)$$

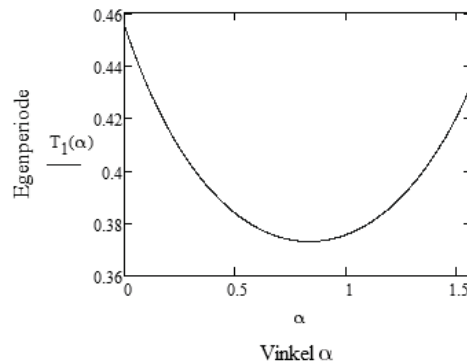
$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (4.22)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (4.23)$$

Hvor

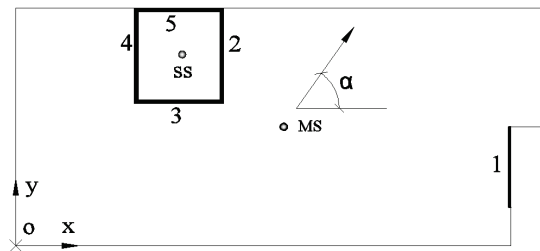
$S_d(T)$	er ordinaten av det dimensjonerende spektrum
T_B	er nedre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon, angis i tabell NA.3.3 i nasjonalt tillegg i EC8
T_C	er øvre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon, angis i tabell NA.3.3 i nasjonalt tillegg i EC8
T_D	er verdien som definerer begynnelsen på spektrets område for konstant spektralforskyvning, og slutten av området med konstant spektralfart, angis i tabell NA.3.3 i nasjonalt tillegg i EC8
S	er en forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene
a_g	er den dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A. $a_g = \gamma_I \cdot 0,8 \cdot a_{g40Hz}$
a_{g40Hz}	finnes i kart over seismiske soner i EC8
γ_I	er seismisk faktor
q	er konstruksjonsfaktoren
β	er faktoren for den nedre grenseverdien for det horisontale dimensjonerende spektret
$T_1 = C_t H^{3/4}$	er empirisk egenperiode for bygg opp til 40 m
C_t	er faktoren som tar hensyn til bygningens bæresystem. For bygg med betongvegger settes $C_t = 0,075/\sqrt{A_c}$
A_c	er betongveggenes totale skjærareal i den betraktede retningen
H	er bygningens høyde fra fundamentnivå

Det kreves i punkt 4.3.3.1(11) i EC8 at det ved analyse av en romlig modell skal påføres treghetskrefter i den minst gunstige retning i horisontalplanet. Denne retningen finnes ved å sette opp et uttrykk som bestemmer egenperioder for ulike akseretninger. Denne beregningen er vist i vedlegg 8.



Figur 4-15 Grafen viser egenperiode mot vinkelen α i radianer, hvor vinkelen α er vist i Figur 4-17

Figur 4-15 viser sammenhengen mellom egenperiode og vinkelen α som bestemmer bevegelsesretningen av den betraktede bygningen. Egenperioden er her regnet ut ved den empiriske formelen. I Figur 4-16 defineres vinkelen α .



Figur 4-16 Retning for dimensjonerende seismiske påvirkningen og nummerering av vertikalskivene

Grafen i Figur 4-15 og vedlegg 8 gir den korteste egenperioden ved en vinkel $\alpha = 50^\circ$. Dette gir en korteste egenperiode på 0,373s. Vinkelen som gir den laveste perioden blir valgt siden alle mulige lastretninger gir en lengste periode i området for konstant i responsspektret. Den minste egenperioden vil derfor gi den største ordinaten av det dimensjonerende spektret. Ordinaten finnes derfor ved ligning (4.22).

Grunntype

Grunnforholdene er av stor betydning for den dimensjonerende jordskjelvresponsen for en konstruksjon. Myke grunnforhold forsterker bakkebevegelser med lav frekvens og demper ut vibrasjoner men høy frekvens. For å ta hensyn til effektene av grunnforholdene er responsspektret definert forskjellig for ulike grunntyper. Tabell 4-7 gjengir grunntypeklassifiseringene fra tabell 3.1 i EC8.

Tabell 4-7 Klassifisering av grunntype i EC8

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	$v_{s,30}$
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5m 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 med en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360-800
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
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	130-180
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. 5m og 20m, 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
S ₂	Avleiringer av jord som kan gå over i flytfase, sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke omfattes av de andre grunnprofilene.	

Den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten for et område med en sammensatt grunnprofil er gitt ved

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad (4.24)$$

Hvor $v_{s,30}$ er den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten for de øverste 30 meterne, h_i er tykkelsen av grunntypen i lag i og v_i er skjærbølgehastigheten for grunntypen i lag i .

Duktilitet

I EC8 er konstruksjoners evne til å absorbere energi ivaretatt ved konstruksjonsfaktoren q .

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (4.25)$$

Hvor

- q er konstruksjonsfaktoren
- q_0 er grunnverdien av konstruksjonsfaktoren
- k_w er en faktor som gjenspeiler den dominerende bruddformen i systemet

Konstruksjonsfaktoren spenner fra 1,5 for konstruksjoner uten seismisk detaljering til 8,0 for meget duktile konstruksjoner. Duktilitetsfaktoren i EC8 tar også hensyn til konstruksjonens restkapasitet. Utnyttelse av restkapasiteten gir en omfordeling av krefter som muliggjør en bredere energiabsorpsjon, og dermed en økning av totalt absorbert energi i konstruksjonen. Restkapasiteten ivaretas i standarden ved faktoren α_u/α_1 . Denne faktoren kan bestemmes ved hjelp av gitte verdier for ulike bæresystemer i punkt 5.2.2.2(5) i EC8 eller eksplisitt ved en ikke-lineær statisk global analyse (punkt 5.2.2.2(7) EC8). EC8 er en av få seismiske standarder som tillater en eksplisitt betraktning av konstruksjonens restkapasitet. (11).

Konstruksjoner hvor plastiske ledd forutsettes å opptre skal ha store plastiske rotasjonskapasiteter. Dette antas i følge punkt 5.2.3.4(3) i EC8 å være oppfylt dersom det finnes stor nok krumningsduktilitet i alle kritiske områder i primære seismiske

konstruksjonsdeler. Krumningsduktiliteten er definert som forholdet mellom krumningen oppnådd ved 85 % av momentkapasiteten og krumning ved flyt, forutsatt at tøyningsgrensene i stål og betong ikke overskrides. For betongkonstruksjoner er krav til rotasjonskapasitet gitt i punkt 5.2.3.4 og for stål i punkt 6.6.4.

Verdier av α_u/α_1 kan ikke overstige 1,5 for konstruksjoner med hovedavstivningssystem i betong. Dette gir en maksimalt oppnåelig konstruksjonsfaktor for betongkonstruksjoner på 6.75. Konstruksjoner med hovedbæring i stål, har en maksimal oppnåelig verdi av α_u/α_1 på 1,6. Dette gir en konstruksjonsfaktor på maksimalt 8 for en stålramme med momentstive knutepunkter.

Duktilitetsfaktoren omfatter også strengt irregulære bygg. Ved irregularitet i planet skal verdien av α_u/α_1 settes til gjennomsnittet av 1,0 og verdien gitt i punkt 5.2.2.2(5) i EC8 (punkt 5.3.3.3(6)). Dersom bygningen er irregulær i oppriss, må konstruksjonsfaktoren reduseres med 20 %. Består bærekonstruksjonen av ulike systemer i de to ortogonale retningene, må ulike konstruksjonsfaktorer benyttes for de to retningene etter kravet i punkt 4.3.3.5.1(4) i EC8.

Grunnverdien av konstruksjonsfaktoren anses å ta hensyn til at hysteresis ikke påvirker den samlede stabiliteten av konstruksjoner som er betegnet som energiabsorberende (duktilitetsklasse DCM eller DCH). I følge EC8 punkt 3.2.2.5(3) gjelder grunnverdien for konstruksjonsfaktoren en viskøs demping på 5 %.

Konstruksjonsfaktoren for lite energiabsorberende konstruksjoner tar ikke hensyn til hysteretisk energiabsorpsjon. Duktilitetsfaktoren for denne klassen settes i punkt 2.2.2(2) i EC8, høyst til 2,0 for samvirkekonstruksjoner i stål og betong, og høyst 1,5 for andre lite energiabsorberende konstruksjoner.

Punkt 3.2.2.5 i EC8 setter begrensninger for konstruksjonsfaktoren for den vertikale komponenten av den seismiske påvirkningen. Denne konstruksjonsfaktoren settes lik 1,5 for alle typer systemer. En eksplisitt analyse kan likevel verifisere bruk av konstruksjonsfaktorer som overstiger denne verdien.

Duktilitetsfaktoren er i følge punkt 5.2.3.4(3) i EC8 periodeavhengig for korte perioder. Dette medfører at systemer med en uendelig stor stivhet ikke vil få reduksjon av seismiske krefter pga. kraftomfordeling siden de ikke deformerer seg og dermed må tåle hele den elastiske belastningen

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \quad \text{hvis} \quad T_1 < T_c \quad (4.26)$$

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{hvis} \quad T_1 \geq T_c \quad (4.27)$$

Hvor

μ_ϕ	er rotasjonsduktiliteten
q_0	er grunnverdien av konstruksjonsfaktoren
T_1	er byggets første egensvingeperiode for den vurderte retningen
T_c	er øvre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon

Forholdet mellom krumningsduktilitet og forskyvningsduktilitet er $\mu_\phi = 2\mu_\delta - 1$. Dette gir

$$\mu_{\delta} = 1 + (q - 1) \frac{T_c}{T_1} \quad \text{hvis } T_1 < T_c \quad (4.28)$$

$$\mu_{\delta} = q \quad \text{hvis } T_1 \geq T_c \quad (4.29)$$

Hvor

μ_{δ} er forskyvningsduktilitet
 q er konstruksjonsfaktoren

Den betraktede bygningen har en egenperiode utenfor dette området. Det er derfor ikke aktuelt å redusere konstruksjonsfaktoren for korte perioder.

Punkt 5.4.1.2.3 i EC8 setter krav til at en betongvegg må ha en minstetykkelse for å kunne betraktes som duktil. Kravet lyder

$$b_{wo} \geq \max \left\{ 0,15m, \frac{h_s}{20} \right\} \quad (4.30)$$

Hvor h_s er den frie etasjehøyden i meter. For den betraktede bygningen er etasjehøyden $h_s=2,85m$ og tykkelsen av vertikalskivene $b=0,2m$. Dette tillater at den betraktede bygningen anses som duktil.

I det nasjonale tillegget til EC8, punkt NA.4.3.3.1, er det satt en øvre begrensning på bruk av duktilitetsklasse til DCM og en øvre begrensning på konstruksjonsfaktoren på $q \leq 4$. I følge punkt NA.5.11.1.3.2 i EC8, tilhører den betraktede bygningen duktilitetsklasse DCM. Konstruksjonsfaktoren q settes dermed lik 3,0 etter tabell 5.1 i EC8 for et ikke-koblet veggssystem. Det er ikke utført en egen beregning av denne faktoren etter krav i punkt 3.2.2.5(7) i EC8.

Referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon, PGA- verdi

Ved å plassere den betraktede bygningen i området mellom Hallefjorden på Sunnmøre og Åfjorden i Sogn og Fjordane, må den dimensjoneres for den høyeste PGA- verdien som kan oppnås på norsk fastland. Denne plasseringen antas for å få en størst mulig seismisk belastning. PGA- verdiene som gis i de seismiske sonekartene, er gitt for et jordskjelv med 10 % sannsynlighet for å inntreffe innen 50 år, altså en returperiode på 475 år. Grunnakselerasjonene er gitt med en antagelse om 5 % demping. Den dimensjonerende grunnakselerasjonen i den seismiske dimensjoneringen bestemmes av

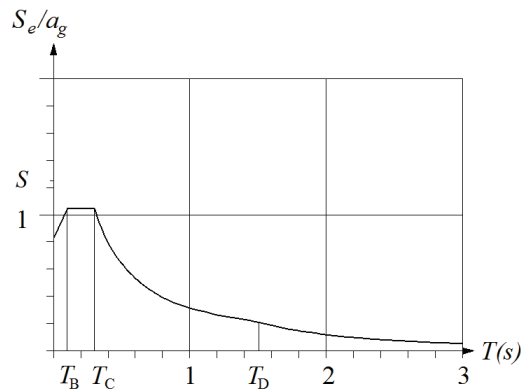
$$a_g = 0,8(a_{g40Hz} + k)\gamma_I \quad (4.31)$$

Hvor

a_{g40Hz} er $1,0 \text{ m/s}^2$ for den betraktede lokalisasjonen. Funnet i figur NA.3(901) i EC8
 k er et konstant toppverditillegg på $0,05 \text{ m/s}^2$ som benyttes ved maksimumsområdene. Punkt NA.3.2.1 i EC8
 γ_I er byggets seismiske faktor fra Tabell 4-6

Den utregnede akselerasjonen som benyttes videre blir dermed $a_g = 0,84 \text{ m/s}^2$.

Alle faktorene som inngår i utformingen av det dimensjonerende responspektret er nå beskrevet og bestemt. Disse verdiene gir det dimensjonerende responspektret vist i Figur 4-17.



Figur 4-17 Dimensjonerende responspektret

Torsjon

Torsjon er omhandlet i flere punkter i standarden. Punkt 4.3.2 ivaretar følgene av usikkerhet i fordeling av masser og den romlige variasjonen av den seismiske bevegelsen i form av et utilsiktet moment. Dette utilsiktede momentet kommer av et avvik i plassering av massesenter på 5 % i forhold til byggets utstrekning i den betraktede retningen.

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (4.32)$$

Hvor

- e_{ai} er den utilsiktede eksentrisiteten av etasjemassen fra den nominelle plasseringen i etasjen.
- L_i er bygningens utstrekning normalt på retningen av seismisk påvirkning

Bygninger som analyseres ved to plane modeller skal utsettes for et utilsiktet eksentrisitetsmoment etter punkt 4.3.3.2.4(2) i EC8. De seismiske lastvirkningene i de enkelte lastbærende konstruksjonsdelene skal etter denne bestemmelsen multipliseres med faktoren

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (4.33)$$

Hvor

- x er avstanden i planet mellom den aktuelle konstruksjonsdelen og bygningens massesenter.
- L_e er avstanden mellom de to ytterste konstruksjonsdelene som motstår sidelaster, målt vinkelrett på den seismiske påvirkningens retning

Romlige modeller må innlemme de utilsiktede torsjonsvirkningene som et torsjonsmoment påført i hver etasje i forhold til punk. 4.3.3.3.3 i EC8.

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (4.34)$$

Hvor

- M_{ai} er torsjonsmomentet påført i etasje i om dens vertikale akse
 e_{ai} er den utilsiktede eksentrisiteten av etasjemassen i forhold til den nominelle plasseringen
 F_i er den horisontale kraften som virker på etasjen i

Den betraktede bygningen modelleres som en romlig modell og et torsjonsmoment påføres i henhold til ligning (4.34) i regnearket. Den utilsiktede eksentrisiteten settes til å være 5 % av bygningens utstrekning i den betraktede retningen.

Fordeling av horisontale krefter over bygningens høyde

Bygningens første svingform bestemmes ved å forutsette at de horisontale forskyvningene øker lineært langs høyden. Denne sammenhengen benyttes også til å fordele de horisontale kreftene lineært over bygningens høyde. Den horisontale kraften i hver etasje blir dermed:

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (4.35)$$

Hvor

- z_i, z_j er høydene av massene m_i og m_j over grunnivå

Den totale horisontale kraften ved grunnivå, F_{tot} , er summen av alle horisontallaster langs en av hovedretningene, $F_{tot} = \sum_{i=1}^n F_i$.

Kombinasjon av seismiske lastvirkninger

I Punkt 4.3.3.5.1 i standarden er det satt krav til kombinasjon av de seismiske lastvirkningene. De seismiske lastene forutsettes å virke samtidig i to ortogonale retninger og må dermed kombineres for å få den dimensjonerende seismiske påvirkningen. I følge standarden skal lastvirkningene kombineres med SRSS- metoden eller en mer nøyaktig metode. Av mer nøyaktige metoder kan CQC3 metoden nevnes. Denne metoden er basert på CQC metoden, men er gjeldende for kombinasjon av lastvirkninger i de tre romlige aksene. Som et alternativ til disse metodene er det også åpnet for å benytte superponering til å kombinere de to horisontale lastvirkningene, se ligning (4.36) og (4.37).

$$E_{Edx} + 0,30 E_{Edy} \quad (4.36)$$

$$E_{Edy} + 0,30 E_{Edx} \quad (4.37)$$

Hvor

- E_{Edx} representerer de dimensjonerende seismiske lastvirkningene langs x-aksen

E_{Edy} representerer de dimensjonerende seismiske lastvirkningene langs y-aksen

Dersom superponeringsmetoden benyttes, skal den mest konservative kombinasjonen for hver strukturelle komponent gi den dimensjonerende responsen. Kombinasjonsmetoden er utviklet empirisk og støttes av flere seismiske laststandarder.

Resultater

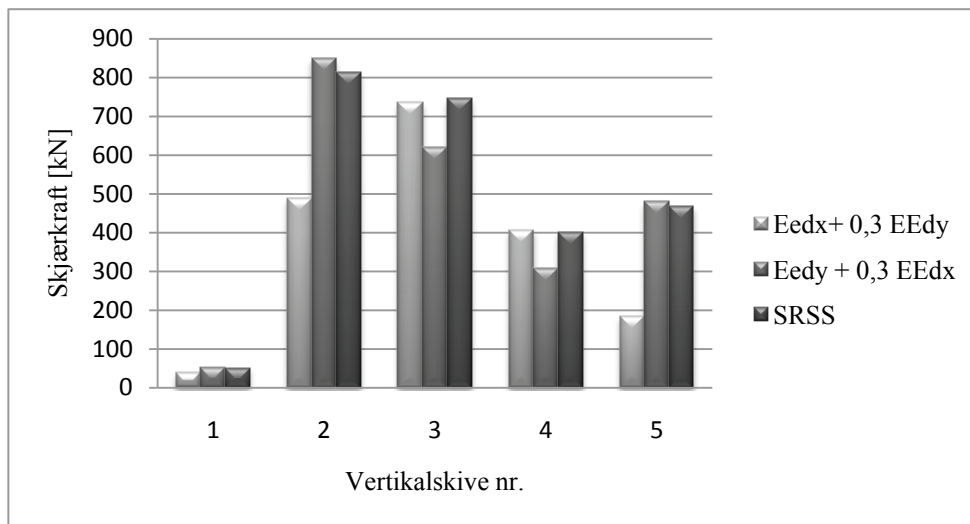
Den dimensjonerende seismiske lasten fås for $\alpha = 50^\circ$ og beregnes til å være 819 kN. I SAP2000 må akselerasjoner påføres i x- og/eller y- retning, og det er derfor valgt å finne de seismiske lastvirkningene i disse retningene også for tverrkraftanalysen. Dette er valgt for å ha et direkte sammenligningsgrunnlag for alle analysemetodene. Tverrkraftanalysen gir dermed en treghetskraft på 715 kN i y-retning og 675 kN i x-retning.

Tabell 4-8 viser absoluttverdien av de dimensjonerende seismiske lastvirkningene funnet fra tverrkraftanalysen. Lastvirkningene er kombinert med både SRSS- metoden og superponeringsmetoden. Utregningen er vist i vedlegg 9.

Tabell 4-8 Skjærkrefter ved fundament for ulike kombinasjoner av lastvirkningene

Kombinasjon av lastvirkninger		Skjærkrefter ved opplegg for skive nr. [kN]				
x	y	1	2	3	4	5
100 %	30 %	39	489	736	407	184
30 %	100 %	53	849	619	307	480
SRSS		52	814	746	401	469

Ser av Tabell 4-8 at de ulike kombineringsmetodene gir forskjellige skjærkrefter ved fundament for de avstivende elementene i bygningen.



Figur 4-18 Forhold mellom superponeringsmetoden og SRSS- kombinasjon for tverrkraftanalysen

Observerer at SRSS- metoden gir en stabilt høy kombinasjon mens det ved å benytte superponeringsmetoden utgjør en stor forskjell hvilke retninger som bidrar mest til den seismiske responsen i en vertikalskive. Ved å benytte den minst gunstige kraften av som gis av ligning (4.36) og (4.37), vil denne kombinasjonsmetoden gi en ganske lik

dimensjonerende seismisk lastvirkning som SRSS- metoden. For seismisk dimensjonering etter tverrkraftanalysen, må utilsiktet torsjon inkluderes. Skivekreftene ved fundament for tverrkraftanalysen blir dermed som vist i Tabell 4-9.

Tabell 4-9 Skjærkrefter ved fundament beregnet ved tverrkraftanalyse med utilsiktet eksentrisitet

Analyseverktøy	Kombinasjon av lastvirkninger		Skjærkrefter ved opplegg for skive nr. [kN]				
	x	y	1	2	3	4	5
Regneark	100 %	30 %	39	487	734	406	182
Regneark	30 %	100 %	52	839	614	304	473
Regneark	SRSS		51	804	743	400	462

4.3.2 Tverrkraftmetode i IBC

Alle nevnte krav og faktorer i dette delkapitlet er hentet fra ASCE (4), som er en utdypning av IBC. Krav i standarden gjentas i denne rapporten med referanse til det aktuelle punktet. Det er ikke gitt referanse til tabeller for alle parametrene som inngår i kravene.

I denne rapporten benyttes bestemmelser i IBC for å analysere jordskjelvresponsen for en konkret bygning i Norge. Siden IBC ikke har seismiske soneinndelingskart som dekker Norge, kan ikke denne rapporten følge punktet i prosedyren angående bestemmelse av grunnakselerasjonen.

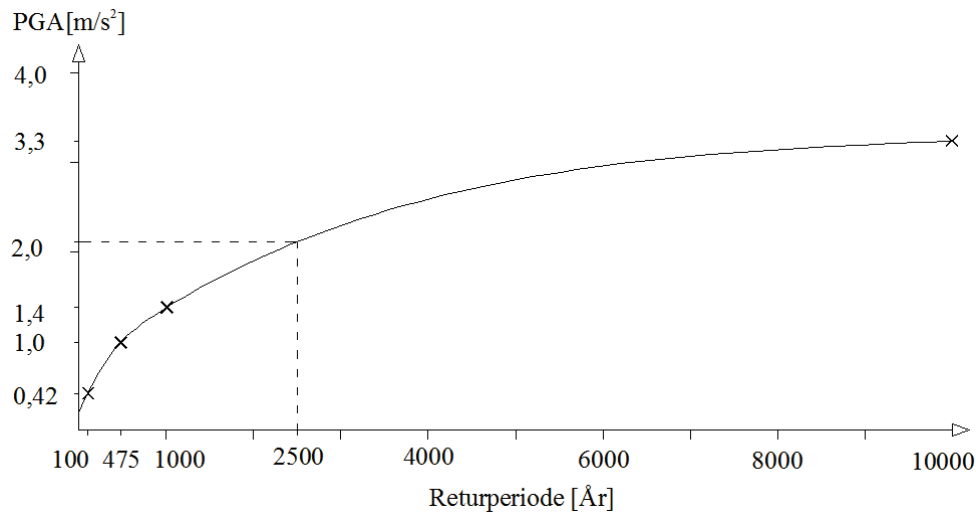
Seismiske grunnbevegelsesparametre

Tregghetskraften i IBC bestemmes på bakgrunn av grunnbevegelser som opptrer for det 5 % dempede, maksimale forventede jordskjelvet (MCE). S_S er verdien av spektral responsakselerasjon for korte perioder. IBC har satt denne perioden til å være 0,2 sekunder da dette er den antatt korteste effektive egenperioden for konstruksjoner som må påvise sikkerhet mot seismiske lastvirkninger. S_1 er tilsvarende verdien av spektral responsakselerasjon for en periode på 1,0 sekund.

Konvertering av referansespissverdi i EC8 til spektral respons akselerasjon i IBC

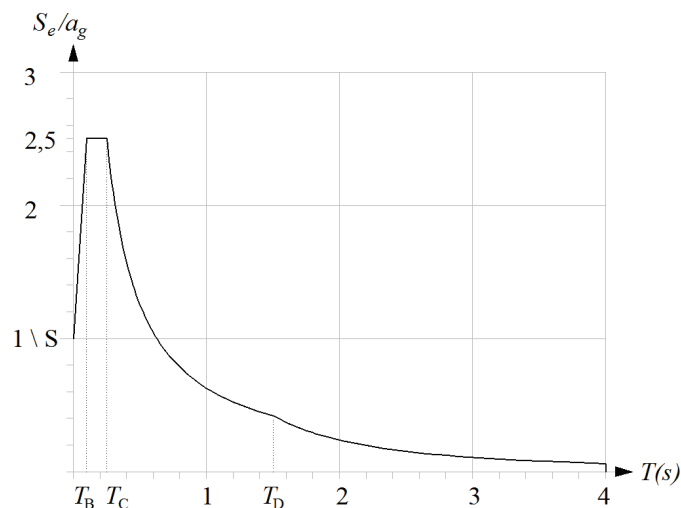
IBC krever påvisning av sikkerhet mot seismiske laster med 2 % sannsynlighet for å opptre innen 50 år. Dette gir en returperiode på 2500 år mot 475 år som er kravet i EC8. PGA-verdien gitt i det nasjonale tillegget i EC8 skaleres derfor til å gjelde spektral responsakselerasjon for perioder på 0,2 sekund og 1,0 sekund og en returperiode på 2500 år.

Dimensjonerende bakkeakselerasjoner for ulike returperioder kan finnes ved å benytte avansert statistikk. Arbeidet med å finne en korrekt akselerasjon blir for stort i forhold den nøyaktigheten som kreves for bruk i denne rapporten. En forenklet metode benyttes dermed til å skalere akselerasjonen til den ønskede returperioden. I rapporten "Seismic zonation for Norway" utarbeidet av NORSAR og Norges Geologiske Institutt (NGI) (18), finnes norske soneinndelingskart med sannsynlighet for årlig overskridelse på 10^{-2} , 10^{-3} , $2,1 \cdot 10^{-3}$ og 10^{-4} , altså jordskjelv med returperioder på hhv. 100-, 1000-, 475- og 10000 år. Disse returperiodene med tilhørende PGA-verdi, plottes inn i Figur 4-19. Grafen gir en faktor $\approx 2,1$ for å skalere en PGA-verdi på 1m/s^2 for en returperiode på 475 år til å gjelde returperiode på 2500 år.



Figur 4-19 Antatt sammenheng mellom returperiode og PGA-verdi for Norge

Plottet viser en tenkt sammenheng mellom PGA-verdi og returperiode. Sammenhengen gjelder kun for de seismiske forhold for det betraktede geografiske området. Plottet representerer derfor ikke en universell sammenheng mellom returperiode og PGA-verdi.



Figur 4-20 Elastisk responspekter for fjell i EC8

PGA-verdien må deretter gjøres om til spektral respons- akselerasjoner for 0,2 og 1,0 sekund som benyttes i IBC. Denne konverteringen av verdier gjøres på bakgrunn av det elastiske responspektrum i Figur 4-20 funnet fra tabell NA.3.3 i EC8. Av denne kurven kan det bestemmes at PGA-verdien for Norge må multipliseres med 2,5 for å gi spektral respons- akselerasjonen for en periode på 0,2 sekunder. Verdien av spektral respons- akselerasjonen for en returperiode på 2500 år og en vibrasjonsperiode på 0,2 sekunder er dermed

$$S_s = a_g \cdot 2,1 \cdot 2,5 = 4,41 \text{ m/s}^2$$

Spektral respons- akselerasjon for 1,0 sekund finnes tilsvarende ved å finne verdien av det normaliserte elastiske responspekteret for 1,0 sekund. Denne verdien regnes ut nøyaktig til å være 0,625 ved å benytte ligning (4.22), hvor konstruksjonsfaktoren settes til 1,0. Dette gir

$$S_1 = a_g \cdot 2,1 \cdot 0,625 = 1,103m / s^2$$

Videre finnes det maksimale betraktete jordskjelvets (MCE) spektral respons- akselerasjon fra ligning (4.38) og (4.39) gitt i punkt 11.4.3 i ASCE.

$$S_{MS} = F_a S_s \tag{4.38}$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \tag{4.39}$$

Hvor verdiene av F_a og F_v finnes i Tabell 4-10 og Tabell 4-11, hentet fra tabell 11.4-1 og 11.4-2 i ASCE. Dette gir $F_v=1,69$ og $F_a=1,2$ ved lineær interpolasjon mellom tabellverdiene.

Tabell 4-10 Grunntypeparameter for korte perioder, F_a

Grunntype	Spektral respons- akselerasjonsverdi for korte perioder				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9

Tabell 4-11 Grunntypeparameter for 1 sekund, F_v

Grunntype	Spektral respons- akselerasjonsverdi for lange perioder				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4

Parametrene for dimensjonerende spektral respons- akselerasjon finnes dermed fra punkt 11.4.4 i ASCE (4) til å være

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \tag{4.40}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \tag{4.41}$$

Her representerer faktoren 2/3 en reduksjon av det maksimale betraktete jordskjelvet grunnbevegelser til å gjelde som dimensjonerende bakkebevegelser. Videre brukes følgende verdier i beregningen;

$$S_{MS} = 0,5292 \text{ g}, S_{DS} = 0,3528 \text{ g}$$

$$S_{M1} = 0,863 \text{ g}, S_{D1} = 0,1242 \text{ g}$$

Valg av grunntype

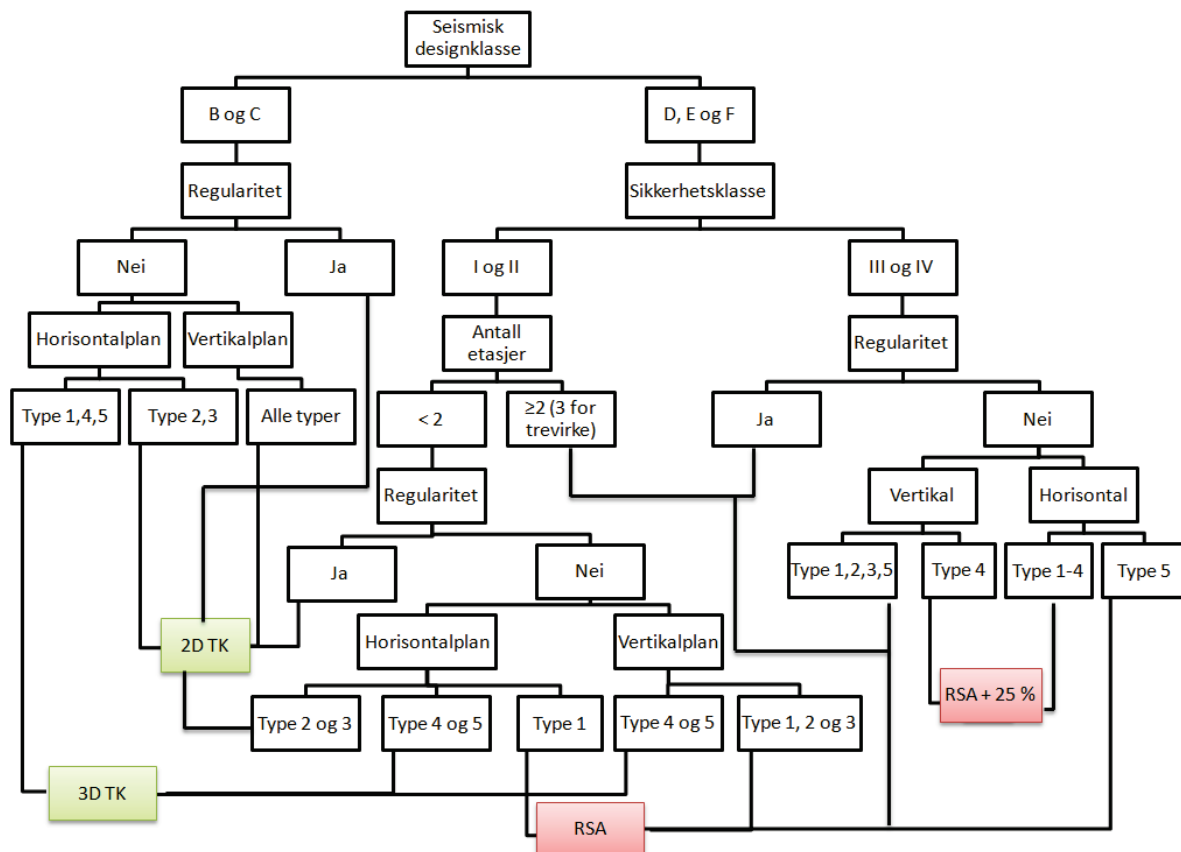
Tabell 1613.5.2 i IBC angir de ulike grunntypene. Denne tabellen er gjengitt i Tabell 4-12.

Tabell 4-12 Grunntypeklassifisering IBC

Grunntype	Beskrivelse	Skjærbølgheastighet
A	Hardt fjell	$\bar{v}_s > 5000$
B	Fjell	$2500 < \bar{v}_s < 5000$
C	Veldig stiv jord og myk stein	$1200 < \bar{v}_s < 2500$
D	Stiv jord	$600 < \bar{v}_s < 1200$
E	Myk jord	$\bar{v}_s < 600$
E	-	Mer enn 10 m tykk jord med plastisitetsindeks $PI > 20$. Fuktighetsinnhold $w > 40\%$ og udrenert skjærstyrke mindre enn 500 psf
F	-	Leire med veldig høy plastisitet, myr og andre forhold som ikke dekkes av grunntype A-E

Valg av analysemetode

Tabell 12.6-1 i ASCE angir hvilke konstruksjoner som kan dimensjoneres etter tverrkraftmetoden. Disse kravene kombinert med kravene for analyse av en romlig modell, er arrangert i et flytdiagram i Figur 4-21.



Figur 4-21 Flyskjema for valg av analysemetode i IBC

Sikkerhetsklasse

Valg av sikkerhetsklasse er satt opp i en tabell som omfatter både EC8 og IBC, se Tabell 4-6. Sikkerhetsfaktoren benyttes til å redusere modifikasjonskoeffisienten R som representerer bygningens duktilitet. Den betraktede bygningen tilhører i følge Tabell 4-6 sikkerhetsklasse II. Dette gir en sikkerhetsfaktor på 1,0

Seismisk designklasse

Valg av seismisk designklasse gjøres i henhold til punkt 11.6 eller tabell 11.6.1 i ASCE. Klasseinndelingen gjøres på bakgrunn av berggrunnens akselerasjon ved det aktuelle geografiske stedet, uavhengig av konstruksjonens egenperiode.

Tabell 4-13 Seismisk designklasse

Spektral respons- akselerasjonsverdi [g]	Sikkerhetsklasse		
	I og II	III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A	A
$0,167 \leq S_{DS} \leq 0,33$	B	B	C
$0,33 \leq S_{DS} \leq 0,50$	C	C	D
$0,5 \leq S_{DS}$	D	D	D
$0,75 \leq S_{D1}$	E	E	F

Bygningen bestemmes til å tilhøre seismisk designklasse C etter Tabell 4-13. Fra flytskjema i Figur 4-21 er det dermed klart at bygningens sikkerhet mot seismisk påvirkning kan bestemmes vha en tverrkraftanalyse. Konstruksjonens regularitet bestemmer om analysen må utføres for en romlig eller to plane modeller.

Horisontal regularitet

I tabell 12.3-1 i ASCE er de for skjellige typene av horisontal irregularitet angitt. *Type 1 a) og b)* er hhv. torsjons- og ekstrem torsjonsirregularitet, se Figur 4-22 1). Ekstrem torsjonsirregularitet i horisontalplanet er ikke tillat for konstruksjoner i seismisk designklasse E og F. For den betraktede bygningen er forholdet $\delta_{max}/\delta_{avg} = 1,15 < 2$, og er dermed regulært i forhold til type 1 a) og b) irregularitet. Dette forholdet er beregnet ut fra rotasjonsstivheten og forskyvning som fås fra regnearket i vedlegg 6.

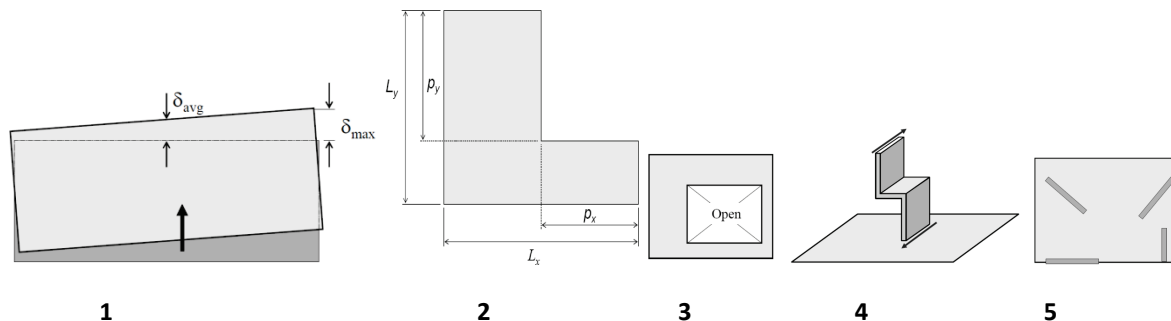
$$\begin{array}{ll}
 \delta_{max} < 1,2\delta_{avg} & \text{Regulær} \\
 1,2\delta_{avg} \leq \delta_{max} < 1,4\delta_{avg} & \text{Irregulær} \\
 \delta_{max} > 1,4\delta_{avg} & \text{Ekstremt irregulær}
 \end{array}$$

Type 2 er innadgående hjørne – irregularitet, se Figur 4-22 2). En bygning er irregulær dersom $p_y > 0,15L_y$ og $p_x > 0,15L_x$. For den betraktede bygningen er dette forholdet $p_y/L_y = 0,5$. Bygningen er dermed irregulær i horisontalplanet etter type 2.

Type 3 er diskontinuitet i horisontalplanet, se Figur 4-22 3). Planet er irregulært dersom det åpne arealet er større enn 0,5 ganger det totale flatearealet, eller hvis stivheten av den horisontale skiven varierer mer enn 50 % fra en etasje til en annen. Denne typen irregularitet er ikke til stede for den betraktede bygningen.

Type 4 er forskyvning av vertikalskiver ut av planet, se Figur 4-22 4). Denne typen irregularitet er ikke til stede i den betraktede bygningen.

Type 5 er irregularitet som følger av at masser og stivheter ikke er parallelle eller symmetriske om de to hovedaksene, se Figur 4-22 5). For den betraktede bygningen er det ikke symmetri i stivheten om de to hovedaksene, noe som gir horisontal irregularitet type 5.



Figur 4-22 Horisontal irregularitet (19)

Vertikal regularitet

I ASCE er de vertikale irregularitetstypene angitt i tabell 12.3-2. Type 1a) og 1b) irregularitet eksisterer dersom stivheten av horisontalplanet er mindre enn i etasjene ovenfor, se Figur 4-23 a). Irregularitet type 1a) finnes dersom stivhet av horisontalskiven er mindre enn 70 % av stivhet av etasjen over eller mindre enn 80 % av den gjennomsnittlige stivheten av tre etasjer over. Ekstrem irregularitet (type 1b)) finnes dersom stivheten av etasjen er mindre enn 60 % av stivhet av etasjen over eller mindre enn 70 % av den gjennomsnittlige stivhet av tre etasjer over. Ekstrem irregularitet er ikke tillatt for konstruksjoner i seismisk designkategori E eller F.

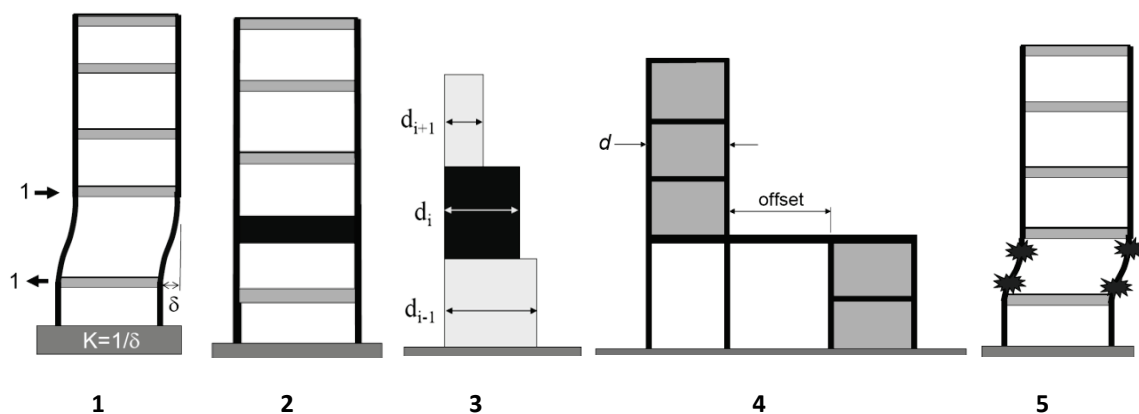
Type 2 irregularitet finnes dersom den effektive massen av en etasje er mer enn 150 % av den effektive massen til den tilstøtende etasjen, se Figur 4-23 b).

Irregularitet eksisterer ikke for type 1a), 1b) og 2 dersom etasjeforskyvningen ikke er større enn 1,3 ganger forskyvningen av etasjen over.

Vertikal irregularitet type 3 eksisterer dersom dimensjonen på en avstivende komponent for en etasje er mer enn 130 % større enn for etasjene over og under, se Figur 4-23 c).

Type 4 irregularitet eksisterer dersom forskyvningen mellom avstivende elementer er større enn bredden av det avstivende elementet, se Figur 4-23 d).

Vertikal irregularitet type 5a er eksisterende dersom den sideveise stivheten av etasjen er mindre enn 80 % av stivheten i etasjen over, se Figur 4-23 e). En ekstrem vertikal irregularitet, type 5 b) finnes dersom den sideveise stivheten av etasjen er mindre enn 65 % av stivheten i etasjen over. Irregularitet type 5a) og 5b) er ikke tillatt i seismisk designklasse E eller F og type 5b) ikke tillatt i seismisk designkategori D.



Figur 4-23 Vertikal irregularitet (19)

Horizontalskiver i betong med bredde/dybdeforhold på 3 eller mindre kan etter punkt 12.3.1.2 i ASCE regnes som uendelig stift med mindre planet er sterkt irregulært. Andre dekker må betraktes med sin faktiske stivhet.

Den betraktete bygningen er irregulær i horisontalplanet i forhold til type 2 og 5 og må dermed analyseres som en romlig modell. Horizontalskivene kan betraktes som uendelig stive og treghetskraften etter tverrkraftanalysen kan dermed påføres i massesenter.

Treghetskrefter

Prosedyren for tverrkraftmetoden i IBC er hentet ut fra ACHE punkt 12.8.1. Den totale skjærkraften ved fundament gis ved

$$V = C_s \cdot W \tag{4.42}$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_s \leq \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I}\right)T} \text{ for } T \leq T_L \tag{4.43}$$

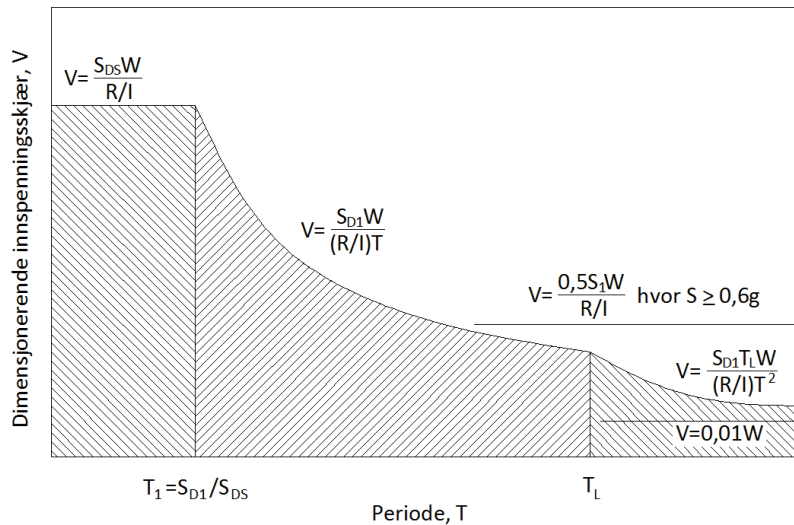
$$C_s \leq \frac{S_{D1}T_L}{\left(\frac{R}{I}\right)T^2} \text{ for } T > T_L$$

Hvor

- C_s er den seismiske responsfaktoren
- S_{DS} er dimensjonerende spektral respons- akselerasjon for korte perioder
- S_{D1} er dimensjonerende spektral respons- akselerasjon for 1 sekund
- F_a er en faktor som tar hensyn til grunntype for korte vibrasjonsperioder
- S_S er spektral respons- akselerasjonen for en periode på 0,2 sekund.
- F_V er grunntypeparameteren for vibrasjonsperioder på 1,0 sekund

S_1	er spektral respons- akselerasjonen for en periode på 1 sekund.
R	er en modifikasjonsfaktor som reduserer responsen med hensyn til konstruksjonens duktilitet
I	er sikkerhetsfaktoren
T	er bygningens empiriske egenperiode i den aktuelle retningen
W	er bygningens totale masse, inkludert egenlast, permanent nyttelast, 25 % av øvrige nyttelast og 20 % snølast. I denne rapporten er det kun tatt hensyn til egenvekt.

Bestemmelse av den dimensjonerende skjærkraften ved fundament er illustrert i Figur 4-24.



Figur 4-24 Dimensjonerende innspenningsskjær ved fundament ASCE

Torsjon

Utsiktet torsjonsmoment skal inkluderes etter punkt 12.8.4.1 og 12.8.4.2 i ASCE. Her kreves en nominell forskyvning av massesenter lik 5 % av bygningens utstrekning normalt på den seismiske lastens retning. Ved kombinasjon av to ortogonale retninger skal den utsiktede eksentrisiteten kun inkluderes normalt på den største lastens retning.

$$e = e_0 + 0,05 \cdot L_i \quad (4.44)$$

Hvor

e	er den totale eksentrisiteten
e_0	er den beregnede eksentrisiteten mellom stivhetscenter om massesenter

Siden bygningen er regulær i forhold til horisontal type 1a) og 1b) er det ikke behov for å forsterke torsjonsvirkningene i henhold til punkt 12.8.4.3 i ASCE.

Egenperiode

Bygningens egenperiode kan i følge punkt 12.8.2 i ASCE, bestemmes empirisk etter punkt 12.8.2.1 eller ved en modal analyse. Den generelle empiriske formelen er gitt ved

$$T_a = C_t H_n^x \tag{4.45}$$

Hvor

- T_a er den empiriske egenperioden
- H_n er høyden av etasjen
- C_t og x er gitt i tabell 12.8-2 i ASCE og gjengitt her i Tabell 4-14.

Tabell 4-14 Verdier av parametrene C_t og x for empirisk egenperiode

Bæresystem	C_t	x
Momentstive stålrammer	0,028	0,8
Momentstive betongrammer	0,016	0,9
Eksentrisk opplagrede stålrammer	0,03	0,75
Andre strukturer	0,02	0,75

For konstruksjoner med rene bæresystem av momentstive stål eller betongrammer kan egenperioden settes lik

$$T_a = 0,1N \quad \text{når } N \geq 15 \tag{4.46}$$

For bygninger med skjærvegger i betong eller murstein kan den fundamentale egenperioden bestemmes ved

$$T_a = \frac{0,0019}{\sqrt{C_w}} h_n \tag{4.47}$$

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \left[\frac{A_i}{1 + 0,83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)} \right]$$

Hvor

- N er antall etasjer
- h_n er høyden av etasje n
- h_i er høyden av skjærveggen i
- x er antallet skjærvegger med stivhet i den betraktede retningen
- D_i er lengden av skjærveggen i
- A_i er skjærarealet av skjærveggen i
- A_B er bygningens grunnflate

Disse ligningene er ment å gi en konservativ egenperiode og gjelder kun for bygninger med uendelig stive horisontalskiver. Ligning (4.47) gjelder for bygninger med skjærvegger av betong og benyttes dermed til å estimere den betraktede bygningens første egenperiode.

Ligningen gir egenperioder på 0,543s for den plane modellen i x-retning og 0,479s i y-retning.

Redundans

En redundansfaktor skal i følge punkt 12.3.4 i ASCE (4) modifisere treghetskraften i begge de to ortogonale seismiske lastretningene. Redundansfaktoren ρ settes lik 1,0 for

- konstruksjoner i seismisk designklasse B og C
- ved beregning av forskyvning og P- δ effekten
- dimensjonering av ikke-bærende konstruksjonsdeler
- konstruksjoner med seismisk isolering mot fundament
- konstruksjoner med horisontalskiver som opptar mer enn 35 % av den samlede skjærkraften ved fundament

For alle andre konstruksjoner i seismisk designklasse D, E og F skal $\rho = 1,3$. Den betraktede bygningen tilhører seismisk designklasse C og $\rho = 1,0$ må dermed benyttes.

Duktilitet i IBC

En konstruksjons evne til å oppta energi ved duktil oppførsel, er i IBC representert ved modifikasjonsfaktoren R. Denne faktoren er et produkt av to faktorer; duktilitet-reduksjonsfaktoren R_d , og restkapasitetsfaktor Ω_0 . Disse angis i tabell 12.2-1 i ASCE.

$$R = R_d \cdot \Omega_0 \quad (4.48)$$

Den maksimale reduksjonsfaktoren som kan oppnås etter IBC er 8,0 mens den minste tillatte verdien er 1,25. Det er ikke påkrevd at R reduseres for uregularitet i oppriss. Forstørrelsesfaktoren pga. forskyvning er gitt ved

$$C_d = \mu_s \Omega_0 \quad (4.49)$$

Hvor μ_s er duktilitetsfaktoren beskrevet i ligning (3.1) og Ω_0 gis i tabell 12.2-1 i ASCE. For det betraktede bygningen benyttes tabellverdiene i tabell 12.2-1 i ASCE for en ordinær prefabrikkert skjærvegg. C_d og R gis dermed verdien 4.

Fordeling av horisontale krefter over bygningens høyde

Fordeling av treghetskrefter over høyden av en bygning gjøres i henhold til punkt 12.8.3 i ASCE. Fordelingen avhenger av den fundamentale egenperioden.

$$F_i = F_b \frac{(z_i m_i)^k}{\sum (z_j m_j)^k} \quad (4.50)$$

Hvor

z_i, z_j er høydene av massene m_i og m_j over grunnivå

- k korrigerer kraftfordelingen etter konstruksjonens egenperiode. Faktoren bestemmes etter ligning (4.51) hvor det foretas lineær interpolasjon mellom verdiene.

$$k = \begin{cases} 1 & \text{for } T=0,5s \\ 2 & \text{for } T=2,5s \end{cases} \quad (4.51)$$

Fordeling av horisontale krefter i avstivningssystemet

Det er benyttet det samme oppsettet for fordeling av kreftene i horisontalplanet som forklart i delkapittel 4.3.1.

Kombinasjon av seismiske lastvirkninger

Kombinasjonsmetode for lastvirkninger bestemmes etter hvilken seismisk designklasse konstruksjonen tilhører. Den betraktete bygningen tilhører seismisk designklasse C, og skal dermed kombineres ved bruk av superponeringsmetoden eller SRSS- metoden. Dersom superponeringsmetoden benyttes, skal den mest konservative responsen som finnes fra kombinasjon av 100 % dimensjonerende lastvirkning i en retning og 30 % i den ortogonale retningen, anses som dimensjonerende lastvirkning.

Resultat

De empiriske egenperiodene for begge hovedretningene ligger i området for konstant spektralfart i responsspekteret. Ser at responsspekteret i dette området er sterkt hellende, og ulik egenperiode i de to retningene gir dermed utslag i ulik dimensjonerende seismisk lastvirkning i de to retningene. For den plane modellen i y-retning er den dimensjonerende seismiske lasten 887 kN, mens den i x-retning er 786 kN. Som forklart i delkapittel 4.3.1 påføres den seismiske lasten langs hovedretningene og ikke langs en vilkårlig retning i rommet pga. likhet for analysene. Ved å inkludere en utilsiktet eksentrisitet på 5 % fås skjærkreftene gitt i Tabell 4-15.

Tabell 4-15 Skjærkraft ved fundament for tverrkraftanalysen i IBC, inkludert utilsiktet eksentrisitet

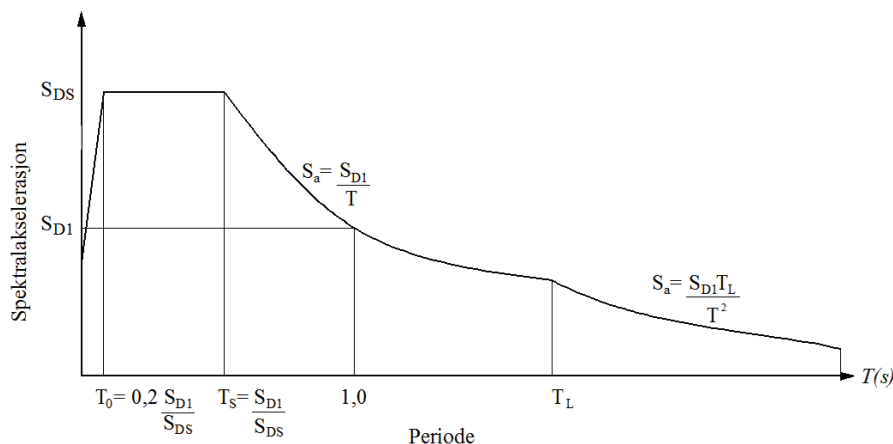
Analyseverktøy	Kombinasjon av lastvirkninger		Skjærkrefter ved opplegg for skive nr. [kN]				
	x	y	1	2	3	4	5
Regneark	100 %	30 %	47	587	865	478	225
Regneark	30 %	100 %	65	1050	640	373	681
Regneark	SRSS		64	1005	889	474	582

4.3.3 Sammenligning av tverrkraftmetoden i EC8 og IBC

Det er flere ulikheter mellom tverrkraftmetodene i EC8 og IBC. En av ulikhetene gjelder det grunnleggende kravet til sikkerhet. EC8 krever at en konstruksjon skal ha motstand mot sammenbrudd for et jordskjelv med en returperiode på 475 år, mens IBC har samme krav for en returperiode på 2500 år. Denne forskjellen er en direkte konsekvens av forventet grunnbevegelse. I Europa gir det en tilstrekkelig sikkerhet å dimensjonere konstruksjoner mot jordskjelv med en forventet returperiode på 475 år. Langs vestkysten av USA vil dette kravet ikke være tilstrekkelig. I California, på vestkysten av USA, tilsvarer MCE-verdien av spektral respons- akselerasjonen det største jordskjelvet som kan oppstå for kjente seismiske mekanismer (20). Det er derfor valgt å dimensjonere for et jordskjelv med en forventet returperiode på 2500 år.

Forsterkningsfaktoren pga. grunnforhold, S , er i EC8 uavhengig av vibrasjonsperiode. Den tar dermed ikke hensyn til at høyfrekvent bevegelse i myk grunn gir en økning i den viskøse dempingen og en reduksjon av grunnforholdenes stivhet på grunn av hysteres. (8) Mykere grunnforhold demper ut bakkebevegelser med høy frekvens og forsterker grunnbevegelser med lav frekvens. Dette forholdet tas hensyn til i IBC ved å definere to MCE spektral respons- akselerasjoner, S_{MS} og S_{M1} . Disse bestemmes av spektral respons- akselerasjonene S_S og S_1 , og grunntype- parametrene F_v og F_a . F_v er grunntype- parameteren for en periode på 1 sekund. Denne parameteren gir en større forsterkning av grunnbevegelsen i myke grunnforhold enn grunntype- parameteren for korte perioder, F_a .

Det dimensjonerende responsspekteret i IBC er gitt i Figur 4-25.



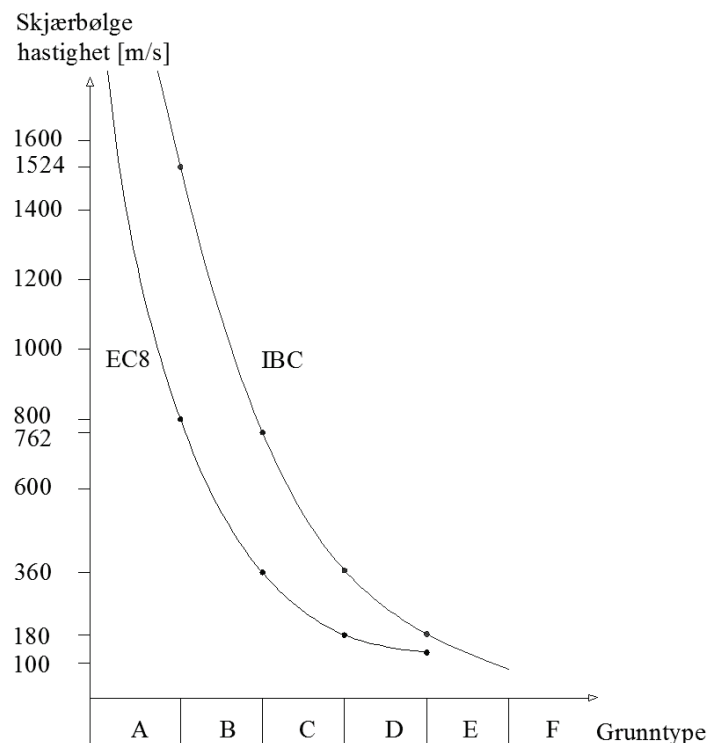
Figur 4-25 Dimensjonerende responspekter for IBC

Ser av Figur 4-25 at perioden T_L definerer overgangen mellom området for konstant spektralfart og konstant spektralforskyving i responsspekteret. Perioden T_L er gitt i egne soneinndelingskart i IBC og tar hensyn til den forventede magnituden av det dimensjonerende jordskjelvet i de ulike geografiske områdene. Den største perioden av T_L finnes på vestkysten av USA hvor den er satt lik 16 sekunder, mens den korteste perioden er 4 sekunder i Nordstatene. Til sammenligning er denne perioden satt til 2 sekunder for type 1 responspektret i EC8 og 1,5 sekunder i det norske tillegget til EC8. Dette vil si at responspektret i IBC i motsetning til EC8 er tilpasset store jordskjelv som gir lavfrekvente seismiske energibølger.

Responspektret i EC8 bestemmes ved en eksplisitt tilpassning etter det forventede jordskjelvets størrelse slik det er forklart i delkapittel 4.3.1. Jordskjelv med en forventet

magnitude $M_s > 5,5$ krever dimensjonering etter responspekter type 1, mens type 2 responspektret benyttes for mindre men hyppigere jordskjelv. IBC definerer ikke egne responspekter for forventet magnitudo siden dette blir tatt hensyn til ved at S_S og S_1 er tilpasset den forventede magnitudo og hyppighet. Begge standardene oppgir grunnakselerasjonene med en viskøs demping på 5 % og en grunntype av fast fjell.

Grunntypeklassifiseringen er ulik for de to standardene. Figur 4-26 viser et plott av hvordan grunntypene er klassifisert i de to standardene. Den ulike inndelingen gir kun utslag for konstruksjoner fundamentert på veldig fast fjell. For slike tilfeller godtar IBC en reduksjon av den seismiske lastvirkningen på 20 %. Den tilsvarende fastheten av geologisk materiale er ikke gitt en egen grunntype- kategori i EC8. Den seismiske lastvirkningen vil derfor ikke reduseres pga. fundamentering på veldig fast fjell.



Figur 4-26 Klassifisering av grunntype etter EC8 og IBC

Sikkerhetsklassifiseringen i de to standardene er like, men gir forskjellige seismiske faktorer/ sikkerhetsfaktorer. Her er IBC mer konservativ enn anbefalingene i EC8, men mindre konservativ enn det norske nasjonale tillegget. I EC8 skalerer den seismiske faktoren referansespissverdien for grunnbevegelsene mens sikkerhetsfaktoren i IBC reduserer modifikasjonsfaktoren. Denne forskjellen gir ingen utslag for konstruksjonens dimensjonerende lastvirkning.

Det er for den betraktede bygningen valgt reduksjonsfaktorer på grunn av konstruksjonens duktile oppførsel på; $R = 4$ i IBC og $q = 3$ i EC8. Disse faktorene reduserer den dimensjonerende seismiske lastvirkningen. Treghtetskreftene blir dermed redusert mer ved bruk av IBC enn EC8. Siden IBC dimensjonerer for et langt sjeldnere jordskjelv enn EC8, (2 % innen 50 år, mot 10 % innen 50 i EC8) kan det tillates større deformasjoner/ ødeleggelser og dermed også en høyere duktilitetsfaktor.

Modifikasjonsfaktoren R i IBC er i motsetning til i EC8 ikke periodeavhengig. Det faktum at uendelig stive konstruksjoner i praksis ikke vil få redusert treghtetskraft pga.

energiabsorpsjon i duktile deler, blir likevel ivaretatt ved å føre området for konstant spektralakselerasjon til perioden $T=0$. Dette fører til en betydelig restkapasitet for konstruksjoner med korte perioder, noe som kompenserer for at duktilitetsfaktoren ikke reduseres i dette området.

Duktilitetsfaktoren tar i begge standardene hensyn til konstruksjonens restkapasitet. Ved å utnytte restkapasiteten tas det hensyn til omfordeling av krefter dersom enkelte deler av konstruksjonen får flytning. Dette muliggjør en bredere energiabsorpsjon, og dermed en økning av totalt absorbert energi i konstruksjonen. I IBC er restkapasiteten gitt som en tabellverdi, mens det i EC8 gis mulighet til å bestemme denne restkapasiteten eksplisitt. EC8 gir dermed en mindre konservativ faktor for reduksjon av treghetskrefter pga duktilitet enn IBC.

Begge standardene gir reduksjonsfaktorer på grunn av duktil oppførsel for mange type bæresystemer og materialer. Det er ikke sett nærmere på duktilitetsfaktorer for andre bæresystemer enn hva som er tilfelle for den betraktede bygningen.

EC8 krever en reduksjon av duktilitetsfaktoren på 20 % dersom bygningen er sterkt irregulær i oppriss. Det er ikke satt noe tilsvarende krav i IBC. Bygninger med lav duktilitet er for begge standardene kun tillatt i lavseismisitetsoner.

I EC8 er det tatt hensyn til at fleretasjes bygninger ikke vil ha 100 % effektiv modal masse i første svingeform. For fleretasjes bygninger er det derfor gitt tillatelse til å redusere treghetskraften med 15 % i EC8. IBC har ingen tilsvarende reduksjon og dimensjonerer derfor alle bygg for 100 % effektiv modal masse i første svingeform. Dette vil for fleretasjes bygninger overestimere den seismiske lastvirkningen i forhold til hva som er fysisk mulig å oppnå for en gitt grunnakselerasjon.

EC8 er den gjeldende standarden for mange europeiske land. Alle landene har egne bestemmelser i det nasjonale tillegget. Dette kan føre til inkonsistente forhold over landegrensene selv om begge sider er underlagte EC8s bestemmelser. Eksempel på slike utslagsgivende faktorer er valg av responspektrumstype og seismisk faktor.

Regularitetskravene i IBC og EC8 er av prinsipp de samme, men gir noen ulikheter. Disse ulikhetene vil ikke være av stor betydning for bygningens respons. Nevner forskjellen i krav til areal av tilbaketrunkne deler. I EC8 defineres planet som irregulært dersom tilbaketrunkne areal er større enn 5 % av horisontalplanetens totale areal (inkludert areal av tilbaketrunket del). Tilsvarende regularitetskrav i IBC krever at lengden av tilbaketrunkne areal ikke skal overskride 15 % av bygningens utstrekning i samme retning. For rektangulære bygninger tilsvarer dette et forhold mellom tilbaketrunket areal og totalt areal på 2,5 %, og for bygninger med lengde/ bredde forhold på 4:1 tilsvarer dette 3,75 %. Denne forskjellen vil være av liten betydning for en bygningens totale respons.

Begge standardene tillater å bestemme egenperioden empirisk. I EC8 tas det kun hensyn til hovedbæresystem og bygningens høyde når den empiriske perioden bestemmes. I IBC tas det i tillegg hensyn til ikke-bærende komponenter, f. eks fasader. Dette vil vanligvis gi en stivere bygning med kortere egenperiode og større dimensjonerende seismisk last enn en mindre stiv bygning. Den betraktede bygningens egenperiode blir ikke påvirket av disse forskjellene siden det kun tas hensyn til bygningens bærende komponenter.

Tabell 4-16 Empiriske egenperioder i hovedretningene

EC8		IBC	
x	y	x	y
0,434s	0,452s	0,541s	0,480s

Ser av Tabell 4-16 at den empiriske bestemmelsen av egenperioden for IBC gir en høyere egenperiode enn den faktiske. I Figur 4-20 kan det observeres at responspektrumskurven i området rundt den betraktede bygningens lengste egenperiode, er sterkt hellende. En for lang egenperiode vil dermed underestimere responsen betraktelig, mens en for kort egenperiode vil gi en konservativ respons. Begge standardene definerer dermed en tverrkraftanalyse hvor responsen er følsom med tanke på valg av egenperiode.

I IBC er det definert seismiske designklasser hvor konstruksjoner deles in klasser etter forventet bakkeakselerasjon og sikkerhetsklasse. Denne inndelingen av konstruksjoner er gitt for å kunne tildele konstruksjoner krav som ikke er skalerbare. Et eksempel på slike krav er kravene til regularitet.

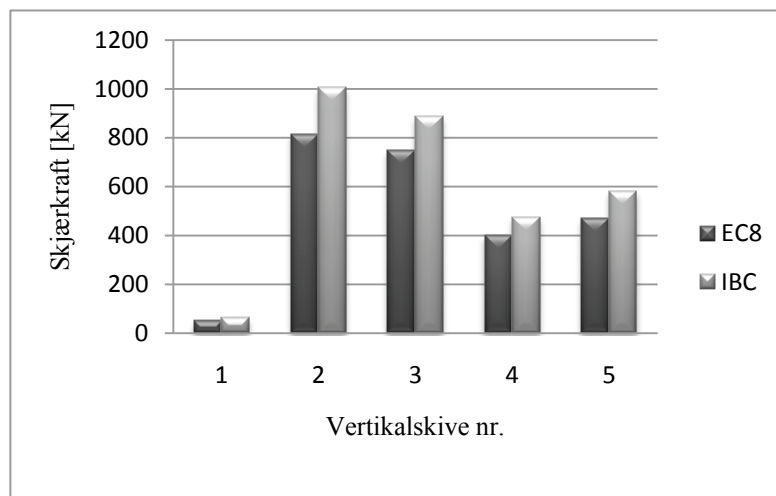
Det er i EC8 ikke gitt noen bestemmelse på hvordan redundans skal inkluderes slik det er gitt i IBC.

I IBC fordeles de horisontale kreftene over bygningens høyde med hensyn til egenperioden. Dette gjøres for å ta hensyn til innvirkning av høyere svingformer. I EC8 fordeles treghetskreftene lineært over bygningens høyde. For den betraktede bygningen utgjorde ikke dette noen forskjell da egenperioden ikke tilsa at svingformen hadde innvirkning av høyere svingformer.

Ser av Figur 4-27, at tverrkraftmetoden gir ca 20 % større krefter etter IBC enn EC8. Dette resultatet diskuteres i kapittel 5.

Tabell 4-17 Skjærkrefter ved fundament for tverrkraftanalysen i EC8 og IBC

Standard	Kombinasjon av lastvirkninger	Skjærkrefter ved fundament for skive nr. [kN]				
		1	2	3	4	5
EC8	SRSS	51	804	743	400	462
IBC	SRSS	64	1005	889	474	582



Figur 4-27 Forhold mellom skjærkraften ved fundament for de vertikale avstivende komponentene.

4.4 Modal responspektrumanalyse

Den modale responspektrumanalysen er en lineær, dynamisk analyse som benyttes i tilfeller hvor tværrkraftanalysen ikke gir tilstrekkelig dokumentasjon av konstruksjonens sikkerhet. De modale responsene for hver svingeform kombineres uten fortegn. Analysen gir dermed kun opplysninger om maksimal forskyvning, kraft og spenning og ingen informasjon om når de maksimale responsene inntreffer og samtidige responser. Denne analysemetoden kan benyttes på alle typer bygninger uavhengig av modellens kompleksitet. Både IBC og EC8 tillater å benytte en statisk lineær-elastisk analyse for en romlig modell av den betraktete bygningen. Det vil likevel bli gjennomført en modal responspektrumanalyse og en lineær-elastisk tidsserieanalyse for å kunne sammenligne de forskjellige metodene. Responspektrumanalysen gjennomføres både i elementprogrammet SAP2000 og ved manuell beregning.

4.4.1 Modal responspektrumanalyse i SAP 2000

SAP2000 gir flere alternativer til hvordan de modale responsene kan kombineres. De mest sentrale kombinasjonsmetodene er beskrevet i delkapittel 3.1.2. De modale responsene kombineres både ved CQC- kombinasjon og SRSS- kombinasjon, og resultatene fra de ulike kombinasjonsmetodene sammenlignes.

Analysen gjennomføres for en romlig modell av bygningen påført treghetskrefter i begge hovedretningene. Lastvirkningene kombineres både med SRSS- metoden og ved superponeringsmetoden gitt i standarden. For å ha full kontroll over resultatet er alle lastvirkningskombinasjoner utført manuelt.

De påførte akselerasjonene i SAP2000 påføres ved fundament, og er lik for alle definerte opplagerpunkter.

4.4.2 Manuell modal responspektrumanalyse

Den modale responspektrumanalysen bygger videre på de modale beregninger for den romlige modellen forklart i delkapittel 4.2.2. Beregningene er utført i henhold til kapittel 13.3 i Anil K Chopras bok ”*Dynamics of structures*” (10), korrigert for usymmetri om begge horisontalaksene. Ligningssystemet er vist for udeмпet bevegelse av en etasje i bygningen utsatt for grunnakselerasjon i begge horisontalretningene

$$\begin{bmatrix} m_t & 0 & 0 \\ 0 & m_t & 0 \\ 0 & 0 & I_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{u}_y \\ \ddot{u}_\varphi \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_x & 0 & -e_y k_x \\ 0 & k_y & -e_x k_y \\ -e_y k_x & -e_x k_y & k_\varphi + e_x^2 k_y + e_y^2 k_x \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_\varphi \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & I_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) \\ \ddot{u}_{gy}(t) \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.52)$$

Hvor de effektive jordskjelvkreftene $p_{eff}(t)$ er gitt på høyre side i ligning (4.52)

$$p_{eff}(t) = - \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & I_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) \\ \ddot{u}_{gy}(t) \\ 0 \end{Bmatrix} \equiv s_n \begin{Bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) \\ \ddot{u}_{gy}(t) \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.53)$$

Den romlige fordelingen \mathbf{s} av de effektive jordskjelvkraftene kan utvides til en sum av modal treghetskraft

$$\mathbf{s}_n = \begin{Bmatrix} s_{xn} \\ s_{yn} \\ s_{\varphi n} \end{Bmatrix} = \Gamma_n \begin{Bmatrix} m\phi_{xn} \\ m\phi_{yn} \\ I_0\phi_{\varphi n} \end{Bmatrix} \quad (4.54)$$

Γ_n er tidligere definert i ligning (3.25) og gjengitt her for den faktiske situasjonen

$$\Gamma_n = \frac{\mathbf{L}_n}{\mathbf{M}_n} = \frac{\phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{I}}{\phi_n^T \mathbf{M} \phi_n} \quad (4.55)$$

Hvor \mathbf{I} er en vektor som setter translasjonsfrihetsgraden i den translasjonsretningen kraften virker lik 1, resterende 0. Kraftene blir dermed gitt ved

$$\begin{aligned} f_{xn} &= \Gamma_n m\phi_{xn} A_n \\ f_{yn} &= \Gamma_n m\phi_{yn} A_n \\ f_{\varphi n} &= \Gamma_n I_0 \phi_{\varphi n} \end{aligned} \quad (4.56)$$

Hvor A_n er spektralakselerasjon.

I dette systemet defineres 3 frihetsgrader i hver av de 6 horisontalskivene. Dette gir totalt 18 frihetsgrader som også er antall egenperioder systemet kan gi. Utregningene er vist i vedlegg 10. Det er i denne analysen påført akselerasjon ved fundament i hver retning separat.

4.4.3 Modal responspektrumanalyse i EC8

Bestemmelser for faktorer og lastvirkningskombinasjoner som inngikk i tverrkraftanalysen er også gjeldende for den modale responspektrumanalysen. Her blir nye forhold forklart.

Antall svingeformer

Det skal i følge punkt 4.3.3.3.1 i EC8 tas hensyn til alle svingeformer som bidrar betydelig til konstruksjonens totale respons. Dette sikres ved å inkludere det antall svingeformer som gir minst 90 % effektiv modal masse og alle svingeformer med > 5 % effektiv masse. I tillegg er det for konstruksjoner med betydelige bidrag fra svingeformer med torsjon, krav om minste antall betraktete svingeformer;

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (4.57)$$

Og

$$T_k \leq 0,2s \quad (4.58)$$

Hvor

- k er antallet svingeformer
- n er antall etasjer over fundament eller fra toppen av en stiv kjeller.
- T_k er egenperioden av svingeform n .

Kombinasjon av modale responser

I punkt 4.3.3.3.2 i EC8 settes det krav til kombinasjon av de modale responsene. Her tillates bruk av SRSS- metoden dersom egenperiodene er godt spredte og uavhengig av hverandre. Er ikke dette oppfylt, må CQC- metoden benyttes. Dette avgjøres ved kravet

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \tag{4.59}$$

Hvor T_i og T_j hhv. er egenperiodene til svingeform nummer i og j . Tabellen i vedlegg 2 gir resultatene av den modale analysen utført med 25 svingeformer i SAP2000. I denne tabellen omfatter kolonnen til høyre forholdet gitt i ligning (4.59). Det observeres av tabellen i vedlegg 2 at svingeformene 1 til 6 er godt separerte, og at flere av de øvrige svingeformene er koblede. Betydningen av svingeformenes kobling vurderes ved å sammenligne skjærkrefter ved fundament, funnet for de ulike modale responskombinasjonene. Se Tabell 4-18.

Tabell 4-18 Skjærkrefter ved fundament for ulike kombinasjoner av modale responser.

Kombinasjon av modale responser	Skjærkrefter ved fundament for skive nr. [kN]				
	1	2	3	4	5
SRSS	76	640	526	387	519
CQC	76	632	537	382	520

Ser av Tabell 4-18 at valg av modal kombineringsmetode ikke er av stor betydning for den betraktete bygningen. Dette forklares med at svingeform 1-6 er godt spredte og inneholder til sammen en effektiv modal masse i x-retning på 84 % og i y-retning 79 %. De koblede svingeformene inneholder kun mindre bidrag til den effektive modale massen. Kombinasjon av modale responser uten effektiv modal masse, vil ikke gi betydelig bidrag til konstruksjonens totale respons. Selv om de koblede svingeformene ikke gir store bidrag til den totale effektive modale massen, gir valg av kombineringsmetode utslag på fordelingen av krefter. Dette viser at valg av kombinasjonsmetode kan være kritisk for bygninger hvor de første svingeformene er koblede. Videre velges å benytte SRSS- kombinasjon av de modale responsene for å gi likt sammenligningsgrunnlag mellom den manuelle beregningen og analysene utført i SAP2000. Dette er valgt siden CQC metoden er en mer komplisert kombinasjonsmetode å gjøre manuelt. Dette kan forsvares siden valget av kombinasjonsmetode ikke gav store utslag i responsen.

Tabell 4-19 Skjærkrefter ved fundament for ulike kombinasjoner av lastvirkningene

Analyseverktøy	Kombinasjon av lastvirkninger		Skjærkrefter ved opplegg for skive nr. [kN]				
	x	y	1	2	3	4	5
SAP2000	100 %	30 %	70	597	484	347	498
SAP2000	30 %	100 %	71	577	471	390	422
SAP2000	SRSS		76	640	526	387	519

Ser av Tabell 4-19 at de ulike kombinasjonsmetodene gir forskjellige skjærkrefter ved fundament for de vertikale avstivende skivene. Benyttes superponeringsmetoden skal den dimensjonerende seismiske lasten settes lik den største av ligning (4.36) og (4.37).

Resultater

Tabell 4-20 gir skjærkrefter ved fundament for ulike modale responskombinasjoner. Alle responsene er beregnet med SRSS- kombinasjon både for lastvirkningene og de modale responsene. I Tabell 4-20 er skjærkreftene ved fundament listet opp for den manuelle beregningen og elementanalysen. Resultatene er også vist grafisk i Figur 4-28 for å gi inntrykk av størrelsesforhold på kreftene.

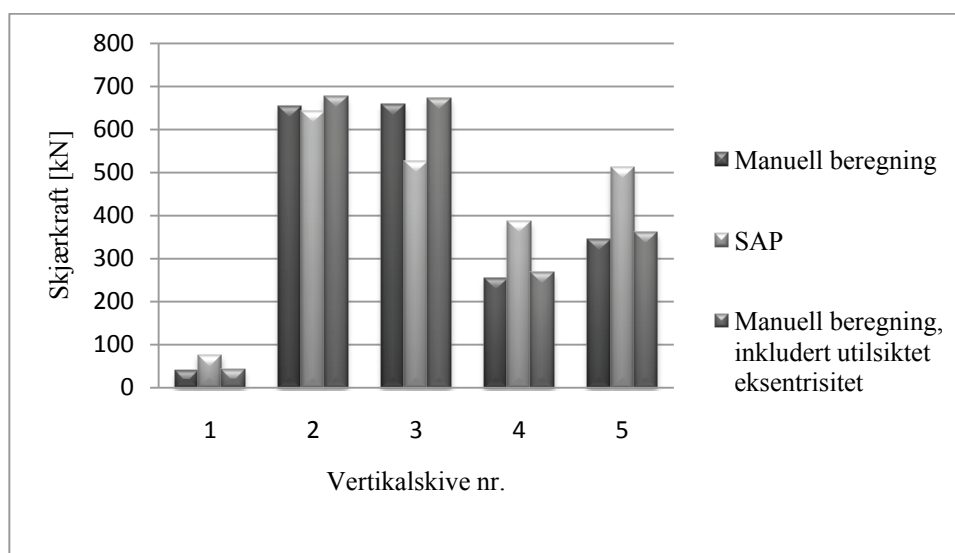
Tabell 4-20 Skjærkrefter ved fundament for den modale responspektrumanalysen

Analyseverktøy	Kombinasjon av lastvirkninger	Skjærkrefter ved opplegg for skive nr. [kN]				
		1	2	3	4	5
SAP2000	SRSS	76	640	526	387	519
Manuell	SRSS	40	655	657	255	345
Manuell*	SRSS	42	676	673	268	360

* Inkludert utilsiktet torsjon etter punkt 4.2.3. i EC8.

Ser av Tabell 4-20 og Figur 4-28 at de manuelle beregningene gir et godt estimat for skjærkreftene ved fundamentet for skive 2 i forhold til elementanalysen. Skive nr. 3 får derimot et for stort opptak av krefter. Dette kan tyde på at skive 3 feilaktig er tildelt for stor stivhet i de manuelle beregningene. Dette vil gi skiven et for stort kraftopptak, noe som går ut over krafttildelingen til de mindre stive skivene. En annen feilkilde er plasseringen av stivhetssenter. Er stivhetssenter definert med for stor avstand til massesenter vil dette medføre at skive 4 og 5, som får et negativt bidrag fra momentet i forhold til skjærkraften, får tildelt for lite krefter, mens skive 2 og 3, som får positivt bidrag av momentet, tar opp for mye krefter. Siden de største avvikene fås for skivene med minst kraftopptak og det for den mest dominerende skiven stemmer godt, anses de manuelle beregningene å gi en grei estimering av skjærkreftene.

Dersom anbefalingene i punkt 4.3.2 i EC8 angående utilsiktet eksentrisitetsmoment følges, øker kreftene med opp til 12 %.



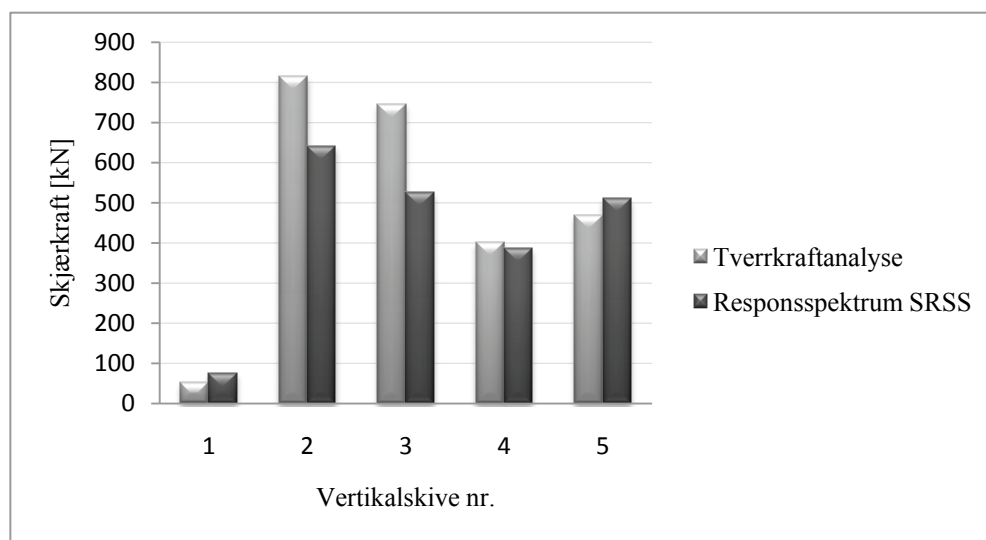
Figur 4-28 Grafisk fremstilling av forhold mellom manuell beregning og elementanalyse

Det forventes at tverrkraftanalysen er mere konservativ enn den modale responspektrumanalysen siden den modale responspektrumanalysen skal gi en mer korrekt

respons av bygningen. Ser av Tabell 4-21 og Figur 4-29 at samme forhold som forklart ovenfor, angående forholdet mellom manuelle beregninger og elementanalyse, også er gjeldende mellom tverrkraftanalysen og den modale responspektrumanalysen. Tverrkraftanalysen gir en mye større tildeling av skjærkrefter til vertikalskive 2 og 3 enn responspektrumanalysen, mens 4 og 5 får omtrent like mye eller mindre krefter enn ved beregning av den modale responspektrumanalysen.

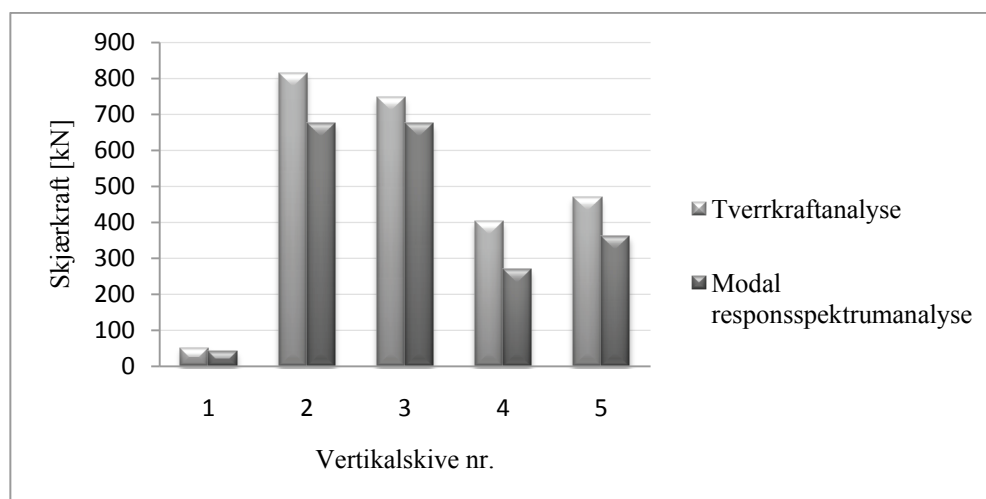
Tabell 4-21 Skjærkrefter ved fundament for den modale responspektrumanalysen og tverrkraftanalysen

Analyseverktøy	Kombinasjon av lastvirkninger	Skjærkrefter ved opplegg for skive nr. [kN]				
		1	2	3	4	5
Tverrkraftanalyse	SRSS	51	804	743	400	462
Modal Responspektrumanalyse	SRSS	76	640	526	387	519



Figur 4-29 Grafisk fremstilling av forhold mellom den modale responspektrumanalysen og tverrkraftanalysen

Dette forsterker mistanken til feilkildene beskrevet ovenfor. Velger å sammenligne resultatene fra tverrkraftanalysen med resultatene fra den manuelle beregningen av den modale responspektrumanalysen. Kraftene ses i forhold til hverandre i Figur 4-30.



Figur 4-30 Grafisk fremstilling av forhold mellom tverrkraftanalyse og manuelt beregnet modal responspektrumanalyse

Ser av Figur 4-30 at det er et veldig godt samsvar mellom fordelingene av kreftene etter tverrkraftmetoden og manuelt utført modal responspektrumanalyse. Disse analysene gjøres på bakgrunn av to separate manuelle beregninger, hvor begge har de samme skivestivhetene. Samsvaret mellom disse beregningene viser at de manuelle beregningene gir krefter som står i fornuftig forhold til hverandre.

4.4.4 Modal responspektrumanalysen i IBC

Faktorer og lastvirkningskombinasjoner som inngikk i tverrkraftanalysen er også gjeldende for den modale responspektrumanalysen. Det vil her bli avklart nye forhold.

Modal kombinasjon

Punkt 12.9.3 i ASCE setter krav til hvordan de modale responsene skal kombineres. For konstruksjoner med godt spredte egenperioder kan de modale responsene kombineres med SRSS- metoden. Er svingeformene koblede er det krav til å benytte CQC- metoden.

Antall svingeformer

I følge punkt 12.9.2 i ASCE skal en modal analyse gjennomføres med det antall svingeformer som totalt gir en effektiv modal masse $> 90\%$ i begge de to ortogonale horisontale retningene.

Skalering av dimensjonerende verdier

Punkt 12.9.4 i ASCE krever at skjærkreftene ved fundament ikke skal være mindre enn 85% av skjærkreftene fra tverrkraftanalysen i samme retning. (Dette gjelder kun skjærkraften og ikke forskyvningen.) Dersom skjærkraften beregnet ved den modale responspektrumanalysen ikke oppfyller dette kravet, skal skjærkreftene multipliseres med faktoren

$$0,85 \cdot \frac{V}{V_t} \tag{4.60}$$

Hvor

- V er skjærkraften ved fundament beregnet vha. tverrkraftanalysen
- V_t er skjærkraften ved fundament fra den modale kombinasjonen

Resultater

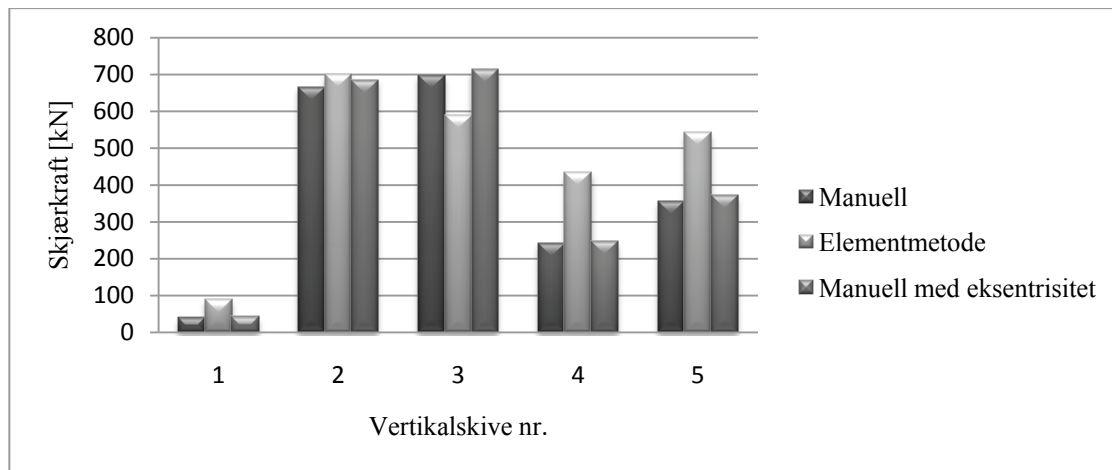
I Tabell 4-22 er skjærkreftene ved fundament for de ulike vertikalskivene og for ulike analyser vist. Figur 4-31 viser størrelsesforholdet mellom skjærkreftene utregnet ved ulike analyseverktøy.

Tabell 4-22 Skjærkrefter ved fundament for kombinasjoner av lastvirkningene og analyseverktøy

Analyseverktøy	Kombinasjon av lastvirkninger		Skjærkrefter ved opplegg for skive nr. [kN]				
	x	y	1	2	3	4	5
SAP2000	100 %	30 %	81	650	546	385	522
SAP2000	30 %	100 %	82	638	538	413	470
SAP2000	SRSS		88	701	589	435	542
Manuell	SRSS		40	665	698	241	356
Manuell*	SRSS		42	686	713	248	373

* Inkludert utilsiktet torsjon

Forholdet mellom manuelle beregninger og elementanalyser er det samme for analyser utført i takt med IBCs krav som for EC8.



Figur 4-31 Grafisk fremstilling av forhold mellom manuell beregning og elementanalyse for den modale responspektrumanalysen i IBC

Tabell 4-23 Forhold mellom tverrkraftanalysen og modal responspektrumanalyse i IBC

Analysemetode	Kombinasjon av lastvirkninger	Skjærkrefter ved opplegg for skive nr. [kN]				
		1	2	3	4	5
Tverrkraftmetoden	SRSS	63	1004	889	475	581
Modal responspektrumanalyse	SRSS	88	701	589	435	542
Forholdstall: modal responspektrum/ tverrkraftanalyse		1,40	0,70	0,66	0,92	0,93

Ser av Tabell 4-23 at skjærkraften regnet ved den modale responspektrumanalysen ikke oppfyller kravet i punkt 12.9.4 i ASCE. Dette betyr at skjærkreftene i skive 2 og 3 må skaleres opp med faktoren gitt i ligning (4.60). De skalerte kreftene er gitt i Tabell 4-24.

Tabell 4-24 Resultat av modal responspektrumanalyse i IBC

Analysemetode	Kombinasjon av lastvirkninger	Skjærkrefter ved opplegg for skive nr. [kN]				
		1	2	3	4	5
Modal responspektrumanalyse	SRSS	88	853	756	435	542

4.4.5 Sammenligning av responspektrumanalyse i EC8 og IBC

Det er i IBC krav til at lastvirkningene fra responspektrumanalysen ikke skal være mindre enn 85 % av lastvirkningene fra tverrkraftanalysen. Dette vil si at lastvirkninger funnet fra responspektrumanalysen i IBC skal være mer konservative enn lastvirkningene funnet fra tverrkraftanalysen i EC8, hvor kreftene blir redusert 15 % med tanke på maksimal oppnåelig effektiv masse i første svingeform.

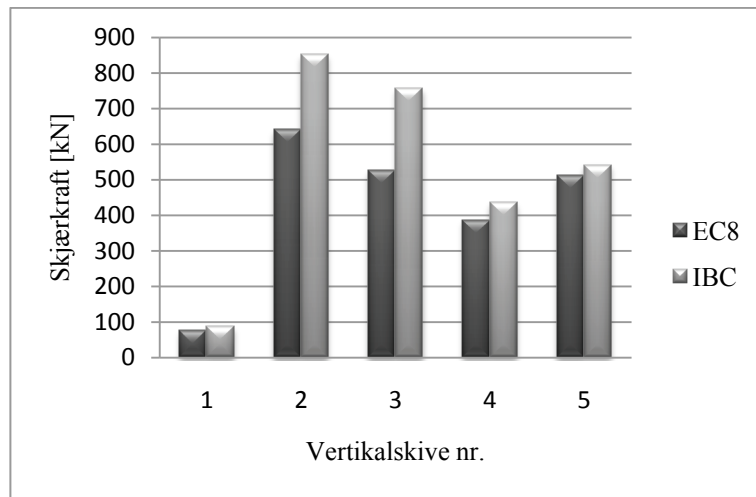
I både i EC8 og IBC er det satt krav til en total effektiv modal masse over 90 %. I tillegg til dette kravet er det i EC8 satt et krav om at alle svingeformer med en effektiv modal masse over 5 % skal inkluderes og et krav om minste antall svingeformer for bygninger med torsjons- svingeformer.

IBC krever i likhet med EC8 bruk av CQC metoden for kombinasjon av de modale responsene for konstruksjoner med koblede svingeformer. Det gis imidlertid ikke krav til forholdet mellom to svingeformer i IBC slik det er gitt i ligning (4.59) for EC8.

Ser av Tabell 4-25 at skjærkreftene regnet ved den modale responspektrumanalysen i IBC er 44 % større iht. EC8 for skive nr 3, og 33 % større for skive 2.

Tabell 4-25 Skjærkrefter ved fundament beregnet ved modal responspektrumanalyse

Standard	Kombinasjon av lastvirkninger	Skjærkrefter ved opplegg for skive nr. [kN]				
		1	2	3	4	5
IBC	SRSS	88	853	756	435	542
EC8	SRSS	76	640	526	387	519



Figur 4-32 Skjærkrefter ved fundament beregnet ved modal responspektrumanalyse i EC8 og IBC

4.5 Forskyvning

4.5.1 Forskyvning i EC8

Det er i EC8 punkt 4.3.4 krav til maksimal forskyvning. Dersom en lineær analyse benyttes, skal forskyvningene som fremkalles av den dimensjonerende seismiske påvirkningen beregnes på grunnlag av de elastiske deformasjonene ved bruk av

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (4.61)$$

Hvor

d_s	er forskyvningen av et punkt i bæresystemet som er fremkalt av den dimensjonerende seismiske påvirkningen
q_d	er konstruksjonsfaktoren for forskyvning, her satt lik q
d_e	er forskyvningen i samme punkt. Bestemmes ved lineærelastisk analyse basert på det dimensjonerende responspekteret.

Torsjonsvirkninger skal inkluderes ved beregning av d_e . Siden forskyvningen for den betraktede bygningen beregnes ved å benytte to plane modeller, må torsjonen tas hensyn til ved å benytte formelen (4.33). Beregning av forskyvningene er utført i vedlegg 11. Den største forskyvningen mellom to etasjer er 0,161mm og inntreffer i takplanet.

Punkt 4.4.3.2 i EC8 stiller krav til begrensning av relativ forskyvning mellom etasjene. Siden denne bygningen er modellert uten ikkebærende elementer, vil forskyvningen bli kontrollert opp mot punkt 4.4.3.2(1)c) i EC8.

$$d_r v \leq 0,010h \quad (4.62)$$

Hvor

d_r	er den dimensjonerende forskyvningen mellom etasjene
h	er etasjehøyden
v	er reduksjonsfaktoren som tar hensyn til den laveste returperioden for den seismiske påvirkningen knyttet til kravet om begrensning av skade.

I Norge er det ikke krav til kontroll av skadebegrensning, det er derfor ikke noe krav om tillat etasjeforskyvning i det nasjonale tillegget punkt NA.4.4.3.2 i EC8. Av den grunn benyttes den anbefalte verdien $v = 0,5$ i EC8 til å kontrollere om kravet til begrensning av relativ forskyvning er overholdt. Innsetting i ligning (4.62) gir:

$$0,161\text{mm} \cdot 0,5 \leq 0,010 \cdot 2850\text{mm}$$

$$0,805 \leq 28,5$$

Dette viser at forskyvningene er langt innenfor kravet. Den totale forskyvningen av takplanet er 0,566 mm relativt til fundament. Dette er svært små forskyvninger.

Tabell 4-26 Relativ forskyvning mellom etasjer ved påført tverrkraft fra tverrkraftanalysen

Etasje	1	2	3	4	5	6
x-retning [mm]	0,025	0,051	0,076	0,101	0,127	0,152
y-retning [mm]	0,024	0,049	0,073	0,097	0,122	0,146

4.5.2 Forskyvning i IBC

Forskyvningen av en etasje, δ , er differansen i forskyvning av massesenter i det betraktede dekket og dekket over. Forskyvningen av massesenteret i etasje i skal bestemmes i henhold til følgende

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \quad (4.63)$$

Hvor

- C_d er forstørrelsesfaktoren pga. forskyvning fra ligning (4.49) eller tabell 12.2-1 i ASCE.
- δ_{xe} er forskyvningen beregnet ut fra en lineærelastisk analyse.
- I er sikkerhetsfaktoren

I punkt 12.12.1 i ASCE er det et krav om at torsjonsmomentet skal inkluderes ved beregning av forskyvningene. For den betraktede bygningen fås den største forskyvningen av en etasje i y-retning. Den største forskyvningen opptrer i den øverste etasjen hvor forskyvningen relativt etasjen under er 0,212mm. Total forskyvning av toppetasjen relativt fundament er 0,841. Krav til maksimal forskyvning er gitt i tabell 12.12-1 i ASCE. For den betraktede bygningen er forskyvningen begrenset til 0,02 ganger etasjehøyden.

$$\delta_x = 0,02 \cdot h$$

$$0,212mm \ll 57mm$$

Den beregnede forskyvningen er langt innenfor kravet.

Tabell 4-27 Relativ forskyvning mellom etasjer ved påført tverrkraft fra tverrkraftanalysen

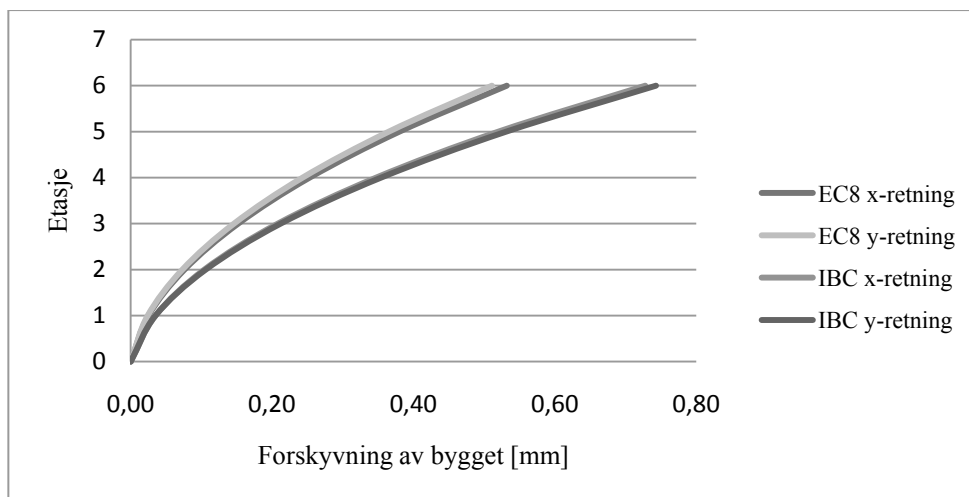
Etasje	1	2	3	4	5	6
x-retning [mm]	0,034	0,068	0,102	0,136	0,170	0,204
y-retning [mm]	0,035	0,071	0,106	0,142	0,177	0,212

4.5.3 Sammenligning av krav til forskyvning i EC8 og IBC

Begge standardene beregner forskyvningene fra den elastiske responsen av bygningen. Forskyvningen blir i IBC korrigert med hensyn til sikkerhetsfaktoren og responsmodifikasjonsfaktoren som inngår i beregningen av den dimensjonerende seismiske lasten. I EC8 er den seismiske faktoren som tar hensyn til sikkerhet inkludert i akselerasjonsverdien som bestemmer den dimensjonerende seismiske lastvirkningen. Denne lastvirkningen benyttes deretter til å beregne forskyvningen. Forskyvningen korrigeres med tanke på konstruksjonsfaktoren, men ikke den seismiske faktoren. Forskyvningene blir dermed i EC8 skalert opp med sikkerhetsfaktoren i forhold til den nominelle forskyvningen. Dette vil være konservativt for bygninger i de høye sikkerhetsklassene og ikke konservativt for bygg i den laveste sikkerhetsklassen.

Karvene til maksimal tillat forskyvning er mer konservative i IBC enn EC8. I IBC er det til forskjell fra EC8 forskjellige krav til maksimal forskyvning for de ulike sikkerhetsklassene.

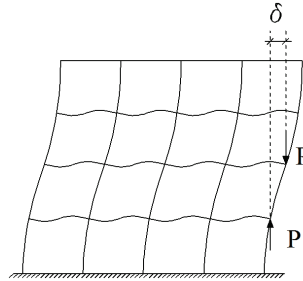
Figur 4-33 viser forholdet mellom forskyvningene i de to ortogonale retningene både for EC8 og IBC.



Figur 4-33 Grafen viser forholdet mellom forskyvningene for de ulike retningene og for de ulike standardene

4.6 P- δ effekten

Sideveis forskyvning gir gravitasjonsinduserte veltemomenter. Disse momentene er vanligvis veldig små, men må tas hensyn til i tilfeller hvor de gir store bidrag til veltemomentene.



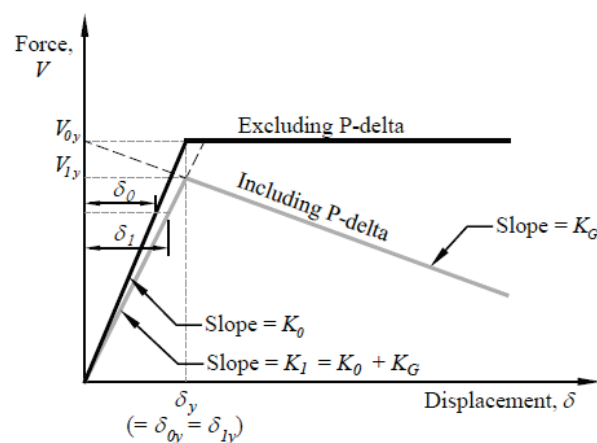
Figur 4-34 P- δ effekten

P- δ effekten påvirker konstruksjonens stivhet og styrke. Figur 4-35 viser et idealisert statisk forhold mellom forskyvning og påført kraft for et SDOF system. Dersom det ikke tas hensyn til påvirkning av P- δ effekten, representeres konstruksjonens stivhet ved K_0 og V_0 i figuren. Tas det hensyn til P- δ effekten, er konstruksjonens stivhet og kraftpåkjenning representert ved K_1 og V_1 i samme figur. Disse kurvene representerer det samme SDOF systemet og får følgelig den samme flyttøyningen. Konstruksjonens geometriske stivhet K_G er lik P/h , hvor P er den totale tyngdekraften som virker på konstruksjonen og h er høyden av massene i SDOF-systemet. Fra Figur 4-35 kan det sees at K_0 defineres som V_{0y}/δ_{0y} . Stabilitetsfaktoren defineres som forholdet mellom absoluttverdien av den geometriske stivheten dividert på den elastiske stivheten til systemet.

$$\theta = \frac{|K_G|}{K_0} = \frac{P_x \delta_{0y}}{V_{0y} h} \quad (4.64)$$

Ved å benytte sammenhengen nevnt ovenfor og definisjoner i Figur 4-35 kan det vises at kraften som gir flytning når P- δ -effekten er ivaretatt, kan settes lik

$$V_{1y} = V_{0y} (1 - \theta) \quad (4.65)$$



Figur 4-35 P- δ effektens innflytelse på forholdet mellom påført kraft og deformasjon (21)

4.6.1 P- δ effekten i EC8

EC8 stiller krav til at P- δ effekten skal ivaretas dersom kravet i ligning(4.66) ikke er tilfredsstillt. Kravet er gitt i punkt 4.4.2.2(2) i EC8.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.66)$$

Hvor

θ	er sensitivitetsfaktoren for forskyvninger mellom etasjer
P_{tot}	er den totale gravitasjonen ved og over etasjen som vurderes i den dimensjonerende seismiske situasjonen
d_r	er den dimensjonerende forskyvningen mellom etasjene, vurdert som differansen mellom de gjennomsnittlige horisontale forskyvningene d_s (delkapittel 4.5.1) øverst og nederst i den aktuelle etasjen
V_{tot}	er den totale seismiske skjærkraften i etasjen
h	er etasjehøyden

Dersom sensitivitetsfaktorene er mindre enn 0,2 og større enn 0,1, kan 2.ordens virkningene tas hensyn til ved å multiplisere de relevante seismiske lastvirkningene med $1/(1 - \theta)$. Verdien av faktoren θ skal ikke overstige 0,3.

Beregningen av sensitivitetsfaktoren er vist i vedlegg 11. Det finnes her en største sensitivitetsfaktor på $0,0039 < 0,1$. Det er derfor ikke nødvendig å gjennomføre en P- δ analyse for den aktuelle bygningen i forhold til EC8.

4.6.2 P- δ effekten i IBC

Punkt 12.8.7 i ASCE krever at P- δ effekten inkluderes dersom stabilitetsfaktoren θ fra ligning (4.67) er mindre eller lik 0,1.

$$\theta = \frac{P_x \delta}{V_x h_{sx} C_d} \quad (4.67)$$

Hvor

θ	er stabilitetsfaktoren for forskyvninger mellom etasjer
P_x	er den totale vertikale lasten som virker over høyde x . Beregnes med lastfaktor 1,0
δ	er den dimensjonerende forskyvningen av etasjen som oppstår pga. V_x , betegnet som δ_{xe} i delkapittel 4.5
V_x	er den seismiske lasten som virker i den betraktede etasjen
h_{sx}	er høyden av etasjen under høyde x
C_d	er forstørrelsesfaktoren pga. forskyvning fra ligning (4.49) eller tabell 12.2-1 i ASCE.

Utregning gir en største sensitivitetsfaktor på $0,0011 < 0,1$. Trenger derfor ikke gjennomføre en P- δ -analyse for denne bygningen i forhold til IBC.

4.6.3 Sammenligning av krav til P- δ effekten i EC8 og IBC

I EC8 er uttrykket for sensitivitetsfaktoren

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} = \frac{P_{tot} \cdot q \cdot d_e}{\frac{V_{elastisk}}{q} \cdot h} \quad (4.68)$$

Ser av ligning (4.68) at sensitivitetsfaktoren i EC8 er multiplisert med kvadratet av konstruksjonsfaktoren, forutsatt av V_{tot} er den totale dimensjonerende seismiske skjærkraften i etasjen. Dette gir en veldig konservativ betraktning av sensitivitetsfaktoren i forhold til IBC hvor stabilitetskoeffisienten er dividert på forsterkningsfaktoren for forskyvning, $C_d = 4$. Dette gir for den betraktede en sensitivitetsfaktor fra EC8 som er 3 ganger større enn stabilitetsfaktoren i IBC.

Det er ikke påkrevd P- δ analyse for den betraktede bygningen verken etter EC8 eller IBC.

4.7 Interaksjon mellom struktur og konstruksjon, SSI

4.7.1 SSI i EC8

NS-EN 1998-5:2004+NA:2008(22) delkapittel 6 krever at de dynamiske effektene av interaksjon mellom byggegrunn og konstruksjon skal tas hensyn til i tilfeller

- hvor 2.ordens effekter har en signifikant betydning for dimensjoneringen.
- med massive eller dype fundamenter, f. eks bro Pilarer, siloer eller offshore senkekasser
- med høye, slanke bygninger
- hvor konstruksjonen er fundamentert på grunn med veldig lav skjærbølgehastighet, mindre enn 100 m/s.

Effekten av interaksjon mellom byggegrunn og konstruksjon på pilarer skal tas hensyn til ved prosjektering av alle konstruksjoner.

Standarden beskriver ikke hvordan interaksjonen mellom konstruksjon og grunnforholdene skal tas hensyn til. Den betraktede bygningen er fundamentert med gulv på grunn av grunntype B. Interaksjon mellom underlaget og konstruksjonen trengs derfor ikke tas hensyn til.

4.7.2 SSI i IBC

ASCE gir i kapittel 19 krav til reduksjon av skjærkraft ved opplegg for konstruksjoner hvor effekten av interaksjon mellom grunn og konstruksjon må ivaretas. Dette gjelder kun for lineære analyser.

$$\tilde{V} = V - \Delta V \quad (4.69)$$

Ligningen tar hensyn til interaksjonseffekten pga. treghet ved å redusere den elastiske skjærkraften ved innspenning. Reduksjonen beregnes ved

$$\Delta V = \left[C_s - \tilde{C}_s \left(\frac{0,05}{\tilde{\beta}} \right)^{0,4} \right] \bar{W} \leq 0,3V \quad (4.70)$$

Hvor

C_s	er den seismiske responsfaktoren gitt i ligning (4.43)
\tilde{C}_s	bestemmes likt som C_s men med en effektiv periode av det totale systemet bestående av grunnforhold og konstruksjon
W	er den effektive seismiske vekten av konstruksjonen
$\tilde{\beta}$	er dempingsforholdet i det totale systemet

Spektralakselerasjonen knyttet til den forlengede perioden reduseres videre med $(0,5/\tilde{\beta})^{0,4}$, en faktor som tar hensyn til systemets økede demping i forhold til den vanlig benyttede dempingsfaktoren på 5 % på fast grunnlag.

Den effektive forlengede perioden av systemet bestemmes ved

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{K_y} \left(1 + \frac{K_y \bar{h}^2}{K_\theta} \right)} \quad (4.71)$$

Hvor

T	er den fundamentale egenperioden av konstruksjonen. Enten funnet vha. en analyse eller ved en antatt egenperiode T_a . Denne perioden er omtalt i delkapittel 3.3
K_y	den sideveise stivheten av fundamentet
K_θ	stivhet mot den vuggende bevegelsen
\bar{h}	er den effektive høyden av konstruksjonen, 0,7 ganger den totale høyden

$$\bar{k} = 4\pi^2 \left(\frac{\bar{W}}{gT^2} \right) \quad (4.72)$$

\bar{h}	er stivheten av konstruksjonen ved innspenning til fundament
g	er gravitasjonsakselerasjonen

Veltemomentet i fundamentet kan i følge punkt 12.13.4 i ASCE reduseres med 25 % for systemer hvor konstruksjonen er analysert vha tverrkraftmetoden og ikke er en invertert pendel.

Det er i IBC ikke påkrevd å ta hensyn til denne interaksjonseffekten dersom det totale systemet kan betraktes som fast innspent. Det er derfor ikke foretatt noen reduksjon av skjærkreftene pga. interaksjon mellom konstruksjon og grunnforhold.

4.7.3 Sammenligning av SSI i EC8 og IBC

Det er i EC8 ikke angitt hvordan denne effekten skal implementeres i dimensjoneringen an en konstruksjon. Det er derfor vanskelig å vurdere forskjeller mellom standardene for denne interaksjonseffekten.

4.8 Lineær modal tidshistorieanalyse

En lineær tidshistorieanalyse gjennomføres ved å benytte akselerogrammer fra målte jordskjelv eller kunstig genererte akselerogrammer. Romlige modeller skal påføres to samtidig virkende, forskjellige akselerogrammer, og det skal gjennomføres minst tre analyser med forskjellig kombinerings av akselerogrammene. Den mest konservative responsen fra disse kombinasjonene skal dermed benyttes til dimensjonering. Gjennomføres 7 tidshistorier eller mer skal gjennomsnittet av de genererte responsene benyttes for dimensjonering.

Akselerogrammene skal passe til det aktuelle geografiske området med tanke på avstand til episenter, type bruddmekanisme og forventet magnitudo. Områder uten tilstrekkelig mange målte akselerasjonshistorier, kan analyseres ved å benytte kunstig genererte, passende akselerasjonshistorier.

I NORSARs rapport "Seismic zonation for Norway", (18) er det gitt tre sett med tidsserier, hvor hvert sett inneholder målinger fra tre retningskomponenter. De tre settene med jordskjelvmålinger er hentet fra Nahanni i Canada, Imperial Valley i USA og Friuli i Italia. De seismiske grunnforholdene i Canada er sammenlignbare med Norske grunnforhold med tanke på demping og bølgeprogresjonshastighet (18). Tidsserien fra Nahanni- jordskjelvet antas derfor å være representativt for de seismogenetiske forholdene vi har i Norge. Under punkt 8.4 i "Zeismic zonation for Norway" er det anbefalt at det for norske forhold bør benyttes en tidsserie med varighet mellom 10 og 25 sekunder. Tidsserien fra Nahanni- jordskjelvet tilfredsstiller denne anbefalingen, og vil derfor bli brukt videre.

Det er i denne rapporten kun gjennomført én tidshistorieanalyse med to horisontale retningskomponenter fra Nahanni- jordskjelvet. Dette er i følge begge standardene ikke et tilstrekkelig antall tidshistorier. Resultatene fra denne rapporten er ikke ment å benytte videre til å dimensjonere bygningen, men til å sammenligne responsenes størrelsesorden i forhold til de andre analysene og på tvers av standardene. Med tanke på tidsaspektet i denne oppgaven er det derfor valgt å ikke generere kunstige akselerogrammer for å oppnå det ønskede antall tidshistorier.

4.8.1 Lineær tidshistorieanalyse i EC8

Det er i EC8 ikke gitt noen krav til utførelse av den lineære tidshistorieanalysen. Ser dermed på kravene som stilles til den ikke- lineære utførelsen av analysen for krav om antall tidsserier og krav til tidsseriene.

Nahanni- jordskjelvet ble målt med tre retningskomponenter, og har derfor nord- sør komponent, øst- vest komponent og en vertikal komponent. Standarden krever i punkt 3.2.3.1.1(2) i EC8 at en romlig modell av konstruksjonen skal benytte tre forskjellige, samtidig virkende akselerogrammer. Det er i denne rapporten valgt kun å ta hensyn til de horisontale komponentene til Nahanni- jordskjelvet siden dette forenkler tolkningen av resultatene tidsserien gir i forhold til de andre analysene.

Nord- sør målingene for dette jordskjelvet har en PGA- verdi på $1,53\text{m/s}^2$, og Øst- vest komponenten har PGA- verdi på $1,61\text{m/s}^2$. Tidsseriene må derfor skaleres ned til å kunne

gjelde forholde i det aktuelle området. Dette gjøres ved å korrigere for grunnforhold og PGA- verdi. Dette gir nord- sør komponenten en skaleringsfaktor på

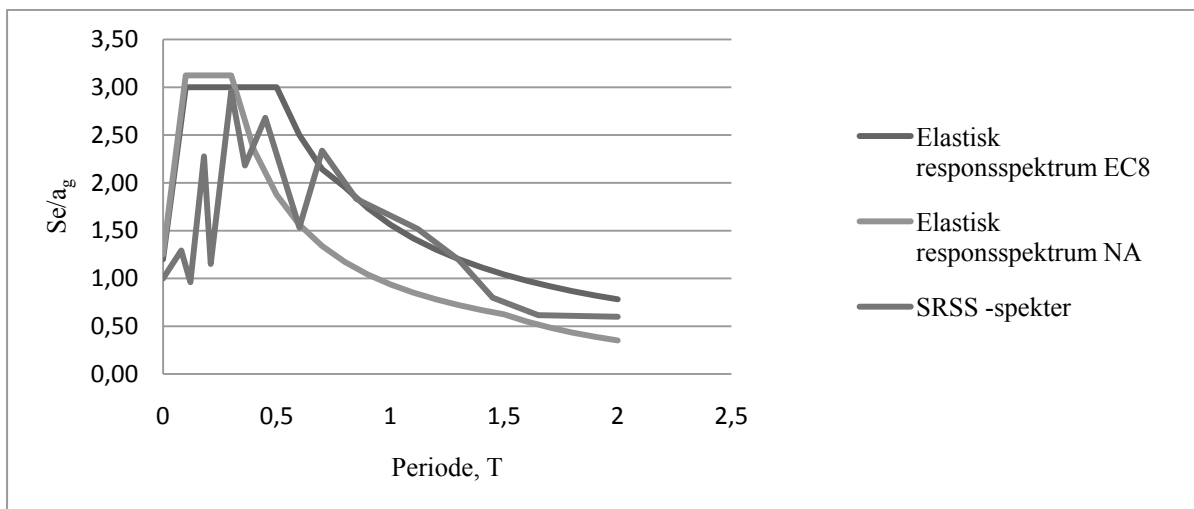
$$a_g S / 1,53 = 0,84 \cdot 1,25 / 1,53 = 0,686$$

mens øst- vest komponenten skaleres med

$$a_g S / 1,61 = 0,84 \cdot 1,25 / 1,61 = 0,652$$

Det er valgt å hente ut responser fra tidsserieanalysen for hvert tiendedels sekund, et intervall som er i tråd med det anbefalte intervallet på $\frac{1}{4}$ av lengste egenperiode(8). Skjærkreftene som opptrer i en node for et gitt tidssteg kombineres med skjærkreftene i samme node for samme tidssteg funnet for den andre komponenten. Det blir i denne kombinasjonen tatt hensyn til fortegn. Skaleringen av tidsseriene gir et SRSS- spekter for de to horisontale komponentene som vist i Figur 4-36. Ser av grafene at Nahanni- jordskjelvets målinger gir et SRSS- spektrum som er godt tilpasset responspektret gitt i det nasjonale tillegget i EC8 for perioder mellom 0,3s og 0,6s. For høyere perioder gir SRSS- spektret en for høy respons i forhold til det norske responspektret. I dette området er SRSS- spektret derimot en god tilnærming til det elastiske type 1- responspektret i EC8. For korte perioder gir SRSS- spektret en for lav respons i forhold til begge de elastiske responspektrene gitt i EC8.

SRSS- spektret er funnet ved manuell kombinasjon av responspektrene til de to horisontale retningskomponentene gitt for Nahanni- jordskjelvet. Disse responspektrene genereres i SAP2000.



Figur 4-36 SRSS- kombinasjons responspekter plottet mot elastiske responspekter

Resultater

Responskombinasjoner av Nahanni- jordskjelvets retningskomponenter er gitt i Tabell 4-28. Responsene er her regnet ut for det elastiske systemet siden denne analysen ikke er et punkt i standarden og det dermed ikke er gitt tillatelse til å redusere responsen med tanke på duktilitet. Der må derfor vurderes hvorvidt denne analysemetoden må korrigeres for duktil oppførsel eller ikke. Fås veldig små krefter i forhold til den modale responspektrumanalysen ved å redusere responsen med tanke på den duktile oppførselen, må effekten av duktilitetsfaktoren vurderes.

Tabell 4-28 Skjærkrefter ved opplegg for tidshistorieanalysen utført etter EC8

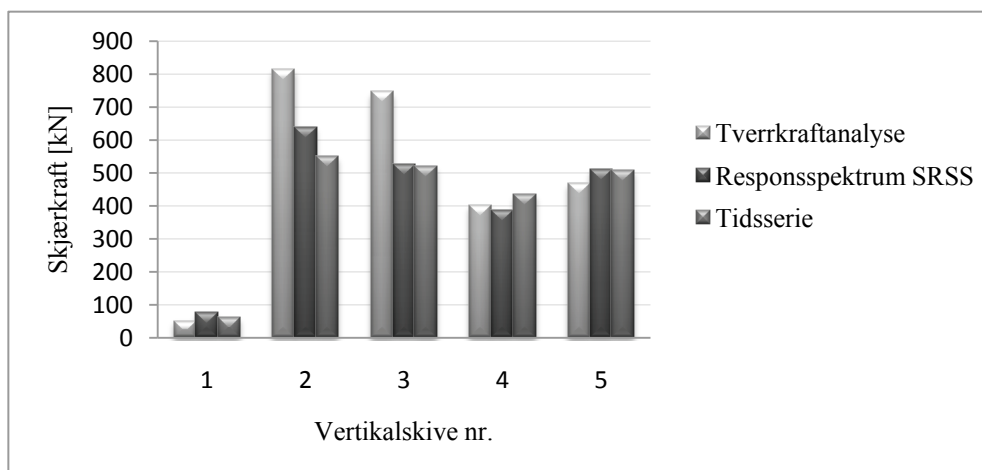
Kombinasjon av Lastvirkninger	Kombinasjon av lastvirkninger		Skjærkrefter ved innspenning for skive [kN]				
	x	y	1	2	3	4	5
Superponering	100 *	30 **	56	428	521	434	508
Superponering	30 *	100 **	60	549	307	265	465
Superponering	100 **	30 *	51	549	408	297	338
Superponering	30 **	100 *	42	495	363	388	380
SRSS	100 *	100 **	61	551	429	434	422

* Retningskomponenten i nord-sør retning
 ** Retningskomponenten i øst-vest retning

Den største responsen i hver vertikalskive, uavhengig av kombinasjon, representerer responsen fra tidsserien. I Tabell 4-29 er de maksimale skjærkreftene ved fundament listet opp sammen med responsen av de andre gjennomførte analysene.

Tabell 4-29 Skjærkrefter ved opplegg for ulike analysemetoder

Analysemetode	Skjærkrefter ved innspenning for skive [kN]				
	1	2	3	4	5
Tverrkraftmetode	52	814	746	401	469
Modal responspektrumanalyse	88	701	589	435	542
Tidsserieanalyse	61	551	521	434	508



Figur 4-37 Grafisk fremstilling av resulterende skjærkrefter ved fundament for de ulike analysemetodene

Den forventede sammenhengen mellom de tre analysemetodene er at tverrkraftanalysen skal gi den mest konservative kraften, litt mer konservativ enn den modale responspektrumanalysen og at tidshistorien gav den minst konservative kraften. Ser av Tabell 4-28 og Figur 4-37 at tidshistorieanalysen forholder seg til de andre analysemetodene omtrent som forventet. Dette er imidlertid en tilfeldighet. En god tidshistorie skal kunne representere avstanden, magnituden og frekvensinnholdet i de seismiske bølgene som det forventede dimensjonerende jordskjelvet vil gi i det aktuelle området. Ser av Figur 4-36 at den benyttede tidsserien har et betydelig lavere energi innhold for lave perioder enn det benyttede responspekteret. Alle egenperiodene foruten den første egenperioden ligger i dette området. Dette fører til at responsen blir kraftig redusert i forhold til den modale responspektrumanalysen. I Tabell 4-28 og Figur 4-37 er lastvirkningene fra den modale

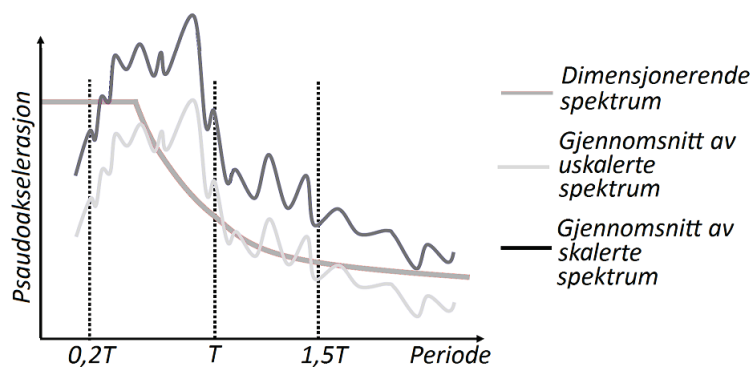
responspektrumanalysen redusert med tanke på konstruksjonens duktile oppførsel, mens tidshistorien gir den elastiske responsen.

En annen vesentlig feilkilde er at intervallet mellom de plottede responsene er for stort. Responsen i hver node ble hentet ut for hvert tiendedels sekund siden et mindre intervall ville gitt så store mengder data at manuell kombinasjon av resultatene ville vært uoverkommelig. Det observeres en stor variasjon av responsen mellom to tidspunkt. Ved et tidspunkt kan responsen i form av skjærkrefter ved fundament for en skive være 700 kN og et tidels sekund senere være -200 kN. Det er dermed ikke gitt at de plottede responsene er de maksimale opprettede responsene innenfor tidsintervallet mellom to tidspunkt. Dette kan også bidra til kraftig underestimering av responsen fra tidsserien.

4.8.2 Lineær tidshistorieanalyse i IBC

Det er ikke påkrevd å utføre en lineær tidshistorieanalyse i IBC. Analysen er likevel beskrevet i kapittel 16 i ASCE og det gis retningslinjer for hvordan en seismisk analyse i tidsplanet kan gjennomføres for å verifisere resultatene fra tverrkraftanalysen og den modale responspektrumanalysen. Minst tre sett aktuelle horisontale tidshistorier med bakkeakselerasjon skal benyttes, hvor hver tidshistorie består av to ortogonale komponenter. Dersom minst syv tidsserier benyttes for å finne den maksimale responsen, skal gjennomsnittet av de syv tidshistoriene definere den dimensjonerende seismiske påvirkningen. Dersom mindre enn syv tidshistorier benyttes, skal den maksimale responsen benyttes. Dersom det ikke er målt et tilstrekkelig antall tidsserier for den aktuelle geografiske plasseringen, skal det genereres kunstige tidshistorier tilpasset de lokale forhold med tanke på grunntype, forventet magnitudo, avstand til bruddlinje og type bruddmekanisme i jordskorpen. (4)

Ved romlig analyse skal SRSS- spektrum med 5 % demping genereres for hvert ortogonale par med tidshistorier. Gjennomsnittet av SRSS- spektrene skal i følge punkt 16.1.3.2 i ASCE skaleres slik at ingen verdi i tidsintervallet $0,2 T < T < 1,5 T$ er mindre enn 1,3 ganger verdien av det dimensjonerende spektret. Det tillates her et avvik på 10 %. (4) Dette kravet er satt for å kompensere for at to tidsserier kan opptre ut av fase i forhold til hverandre. En maksimal respons i en retning kan dermed dempes ut av en lav respons fra den ortogonale retningen. (21)



Figur 4-38 Skalering av SRSS- spekter i IBC (23)

Responsene fra tidshistorieanalysen skal i følge punkt 16.1.4 i ASCE reduseres for duktil oppførsel. Responsen multipliseres dermed med faktoren I/R , hvor I er sikkerhetsfaktoren og R er modifikasjonsfaktoren.

Dersom den maksimale responsen fra tidsserieanalysen er mindre enn minimumskravene i punkt 12.8.1.1 i ASCE, gjengitt i ligning (4.74), skal responsen økes med verdien av V/V_i , hvor V er den minste tillatte totale skjærkraften ved fundament gitt i ligning (4.73) og V_i er skjærkraften gitt av analysen.

$$V = C_s \cdot W \tag{4.73}$$

$$C_s = 0,01m / s^2 \quad \text{for } S_1 < 0,6g$$

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad \text{for } S_1 \geq 0,6g \tag{4.74}$$

Hvor W bygningens totale masse, inkludert egenlast, permanent nyttelast, 25 % av øvrig nyttelast og 20 % snølast. I denne rapporten er det som forklart tidligere kun tatt hensyn til egenvekt.

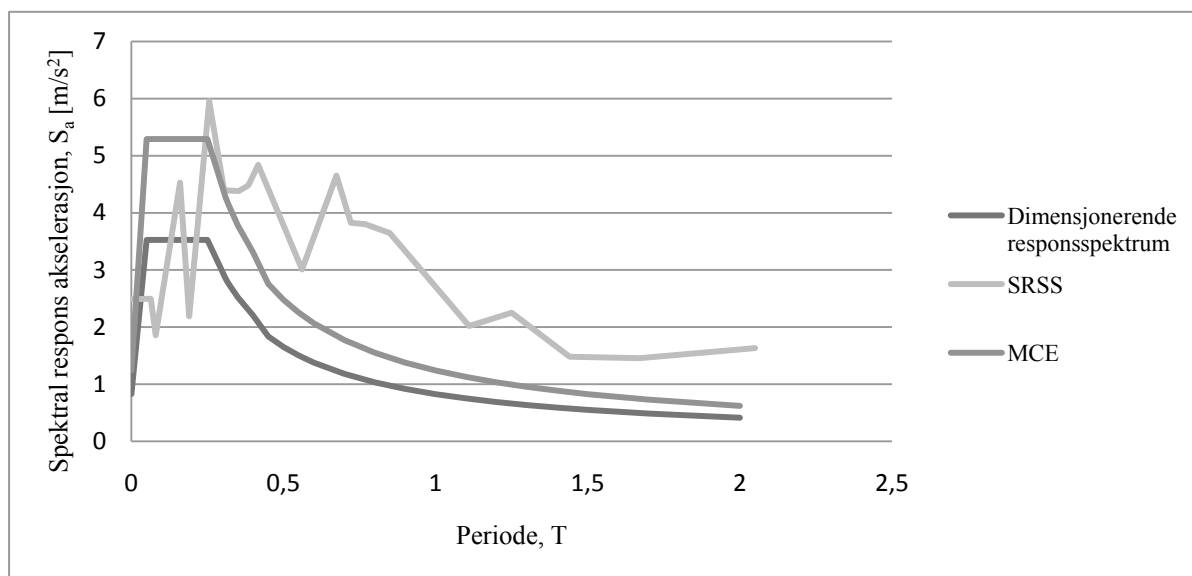
Tidsseriene skaleres i forhold til grunntype, PGA- verdi og kravet i punkt 16.1.3.2 i ASCE. Nord-sør komponenten av Nahanni tidsserien skaleres med

$$a_g S / 1,53 = 1,05 \cdot 0,8 \cdot 2,1 \cdot 1,2 \cdot 1,3 / 1,53 = 1,799$$

Tilsvarende skaleres øst-vest komponenten med faktoren

$$a_g S / 1,63 = 1,05 \cdot 0,8 \cdot 2,1 \cdot 1,2 / 1,61 = 1,709$$

Resultater



Figur 4-39 SRSS- spektrum plottet mot dimensjonerende og maksimalt betraktet jordskjelv

Ser av Figur 4-39 at det skalerte SRSS- spektrum inneholder svært mye energi i forhold til det dimensjonerende spektrale akselerasjonsspektret for høye perioder. For de korte periodene er derimot SRSS- spektret bedre tilpasset enn tilsvarende spekter for EC8. Dette kommer av oppskaleringen av grunnakselerasjonene i henhold til punkt 16.1.3.2 i ASCE. Siden bygningen ikke har egenperioder i området hvor spektret genererer for mye energi ($T=0,6$ til $T=1,2$), benyttes skaleringsfaktoren på 1,3 videre. De vertikale skivenes skjærkrefter ved fundament for denne tidshistorieanalysen listets opp i Tabell 4-30.

Tabell 4-30 Skjærkrefter ved opplegg for tidshistorieanalysen utført etter IBC

Kombinasjon av Lastvirkninger	Kombinasjon av lastvirkninger		Skjærkrefter ved innspenning for skive [kN]				
	x	y	1	2	3	4	5
Superponering	100 *	30 **	141	1122	922	908	1137
Superponering	30 *	100 **	153	1283	734	707	1095
Superponering	100 **	30 *	132	1213	1098	744	1104
Superponering	30 **	100 *	111	1297	952	1018	895
SRSS	100 *	100 **	128	1444	1125	1138	1007

* Retningskomponenten i nord-sør retning
 ** Retningskomponenten i øst-vest retning

Disse kreftene skal etter punkt 16.1.4 i ASCE reduseres for duktil oppførsel og oppskaleres med sikkerhetsfaktoren. Skjærkraften divideres dermed på 4. I Tabell 4-29 er de maksimale skjærkreftene ved fundament for den skalerte tidsserien listet opp sammen resultatene fra de andre analysene.

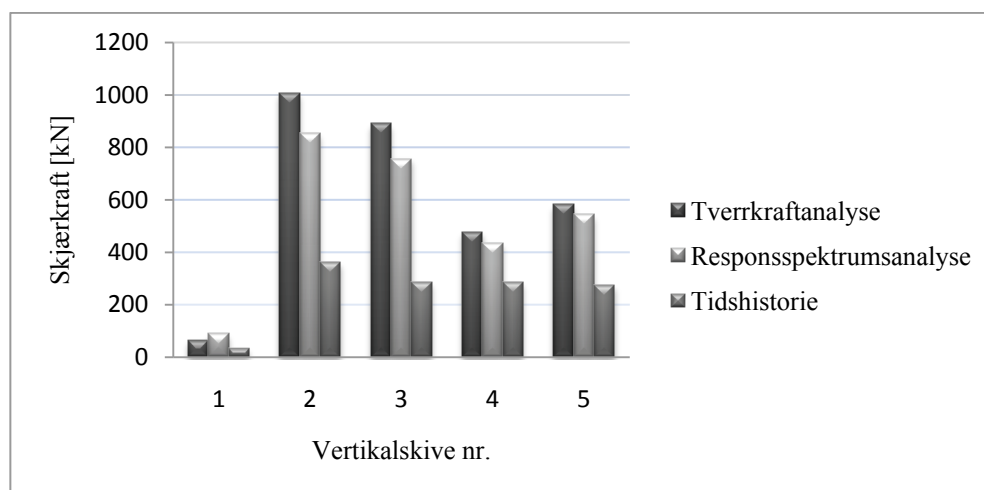
For den betraktede bygningen er den minste tillatte totale skjærkraften ved fundament i én retning;

$$V = C_s \cdot W = 0,01 \cdot 1,37 \cdot 10^6 \text{ kg} = 137 \text{ kN}$$

Reaksjonskreftene trenger dermed ikke skaleres for å oppfylle dette kravet.

Tabell 4-31 Skjærkrefter ved opplegg for de ulike analysene

Analysemetode	Skjærkrefter ved innspenning for skive [kN]				
	1	2	3	4	5
Tverrkraftmetode	52	814	746	401	469
Modal responspektrumanalyse	88	701	589	435	542
Tidsserieanalyse	32	361	284	285	273



Figur 4-40 Forhold mellom de ulike analysemetodene

Ser av Tabell 4-31 og Figur 4-40 at tidsserieanalysen gir mye mindre respons enn tverrkraftanalysen og den modale responspektrumanalysen. Når disse resultatene tolkes må det tas hensyn til at tverrkraftanalysen gir en skjærkraft som tilsvarende at alle deler av konstruksjonen har maksimal respons i samtidig. Dette er en meget konservativ betraktning. Resultatet av den modale responspektrumanalysen ble også berørt av denne konservative betraktningen siden resultatet av analysen ikke skulle gi mindre enn 85 % av de dimensjonerende kreftene fra tverrkraftanalysen. Skjærkreftene ved fundament for de vertikale skivene ble for tverrkraftanalysen funnet ved å fordele kreftene vha. regnearket i vedlegg 6. Det har vist seg å være en forskjell mellom de manuelle beregningene og elementanalysen som gir utslag i for stor tildeling av krefter til skive 2 og skive 3. Den store forskjellen mellom analysemetodene kan derfor være en reel forskjell. Det skalerte SRSS-spektrret i IBC gav en bedre tilpassning til de lavere periodene i responspektret enn for EC8. Det vil si at flere av den betraktede bygningens svingeformer ble gjort gjeldende under jordskjelvet, noe som gir en større effektiv masse og total respons. Uansett hvor godt én tidsserieanalyse virker å estimere den dimensjonerende seismiske lasten, skal det uansett for dimensjoneringsformål utføres minst tre slike analyser.

4.8.3 Sammenligning av lineær tidshistorieanalyse i EC8 og IBC

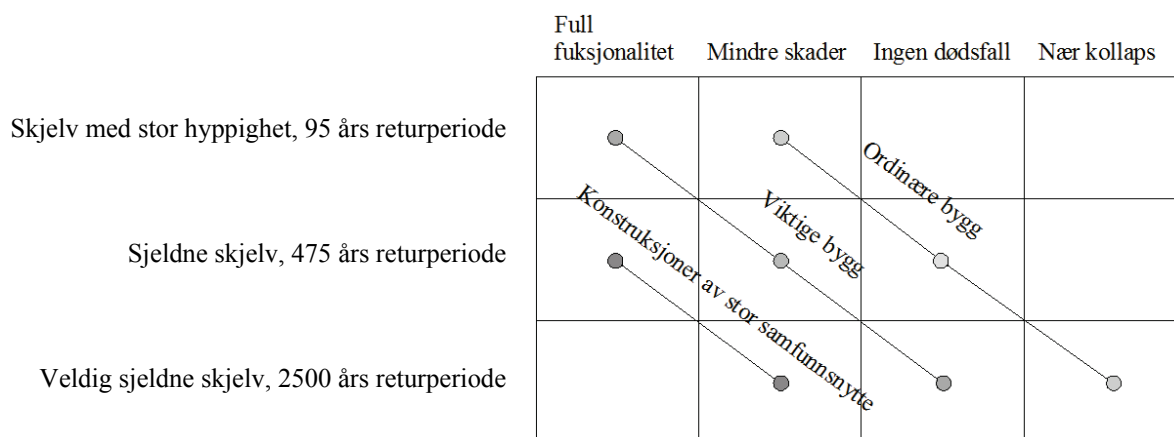
Det er i IBC gitt bestemmelser for hvordan en lineær tidsserie skal gjennomføres. Det settes krav til en minste gjennomsnittlig verdi av SRSS-spektrret av tidshistorien i forhold til det dimensjonerende responspektret og det gis tillatelse til å redusere responsen pga. duktil oppførsel av konstruksjonen.

I EC8 er det ikke angitt hvordan en lineær tidshistorieanalyse skal gjennomføres. Det blir derfor en vurderingssak hvilke resultater som er akseptable å dimensjonere for i denne analysen. Utføres analysen med 3 eller flere tidsserier som er tilpasset det aktuelle geografiske området og de maksimale lastvirkningene fra disse tidsseriene reduseres med hensyn på duktilitetsfaktoren, vil denne analysen være en god dokumentasjon på konstruksjonens sikkerhet mot seismisk påvirkning.

4.9 Krav til påvisning av sikkerhet mot seismiske lastvirkninger

Dette delkapittelet omhandler de overordnede krav standardene setter til konstruksjoner, og hvilke konstruksjoner som fritas for seismisk kapasitetskontroll.

Ulike seismiske dimensjoneringsstandarder setter ulike krav til konstruksjoners sikkerhet og hvor store jordskjelv det skal dimensjoneres mot. Grensetilstandene for de ulike returperiodene og tolerert utfall er gitt i Figur 4-41.



Figur 4-41 Grensetilstander

4.9.1 Påvisning av sikkerhet i EC8

Det er i EC8 satt krav til motstand mot sammenbrudd for et skjelv med returperiode på 475 år og krav til skadebegrensning for et skjelv med returperiode på 95 år. Det norske tillegget til EC8 stiller ikke krav til skadebegrensning.

I EC8 kan bygninger tilhørende seismisk klasse I-III forutsettes sikre mot seismiske påkjenninger dersom de betraktes som lite energiabsorberende og den dimensjonerende seismiske lastsituasjonen gir mindre krefter enn andre relevante lastkombinasjoner. Dette gjelder kun dersom konstruksjonen er regulær og er modellert på en hensiktsmessig måte med hensyn til interaksjon mellom konstruksjon\ grunnforhold og tilstøtende bygninger. Alle bærende konstruksjonsdeler, knutepunkt og relevante ikkebærende konstruksjonsdeler skal ved lineær-elastisk analyse tilfredsstille kravet i punkt 4.4.2.2 i EC8;

$$E_d \leq R_d \quad (4.75)$$

Hvor

E_d er den dimensjonerende lastvirkningen

R_d er den tilhørende dimensjonerende kapasiteten til konstruksjonsdelen

2.ordens effekter må tas hensyn til ved å gjennomføre en P- Δ analyse dersom følgende ikke er oppfylt

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.76)$$

Hvor

θ	er sensitivitetsfaktoren for forskyvninger mellom etasjer
P_{tot}	er den totale gravitasjonen ved og over etasjen som vurderes i den dimensjonerende seismiske situasjonen
d_r	er den dimensjonerende forskyvningen mellom etasjene
V_{tot}	er den totale seismiske skjærkraften i etasjen
h	er etasjehøyden

Dersom sensitivitetsfaktorene er mindre enn 0,2 og større enn 0,1 kan 2.ordens virkningene tas hensyn til ved å multiplisere de relevante seismiske lastvirkningene med faktoren $1/(1 - \theta)$, hvor den maksimale verdien av θ er 0,3.

Det er ikke påkrevd å påvise kapasitet mot utmatting for den dimensjonerende seismiske situasjonen.

Dersom de dimensjonerende lastvirkningene E_d oppnås vha ikke-lineære analysemetoder, bør ligning (4.75) kun anvendes for krefter i sprø konstruksjonsdeler. For energiabsorberende soner som dimensjoneres og detaljeres for duktilitet, bør betingelsen for kapasitet i ligning (4.75) tilfredsstilles med hensyn til konstruksjonsdelers deformasjoner.

Krav til påvisning av tilstrekkelig kapasitet etter NS-EN 1998

EC8 gir anbefalinger til hvilke krav som skal stilles med tanke på påvisning av sikkerhet mot seismiske lastvirkninger, men åpner også for at hvert land kan definere egne krav.

Punkt NA.3.2.1(5) i EC8 gis det tillatelse til å neglisjere seismisk påvirkning i konstruksjoner;

- tilhørende seismisk klasse 1
- med lett bæresystem i tre
- dersom $a_g S < 0,05 g = 0,49 \text{ m/s}^2$, eller dersom $S_d < 0,05 g = 0,49 \text{ m/s}^2$ (beregnet med $q = 1,5$).
- Eller dersom $a_g S < 0,39 \text{ m/s}^2$ for grunntype A.

De to siste punktene er anbefalinger fra EC8. I Norsk tillegg er det nest siste kravet fremmet fremfor det siste kravet.

For alle andre konstruksjoner skal seismisk påvirkning vurderes med en passende analysemetode. For den betraktede bygningen er

$$a_g S = 0,84 \cdot 1,25 = 1,05 \text{ m/s}^2$$

Og påvisning av tilstrekkelig sikkerhet mot seismisk lastvirkning er dermed påkrevd.

4.9.2 Kapasitetskrav i IBC

I følge ASCE punkt 12.1 skal konstruksjoner inneholde et komplett horisontalt og vertikalt bæresystem som er dimensjonert for å gi en tilstrekkelig styrke, stivhet og energiabsorpsjonskapasitet til å motstå grunnbevegelser innenfor de dimensjonerende seismiske lastvirkningene. Deformasjoner og interne krefter pga. denne seismiske påkjenningen skal ikke overstige maksimale deformasjonskrav.

Krav til påvisning av tilstrekkelig kapasitet etter IBC2009

Punkt 1613.1 i IBC gir fritak for påvisning av sikkerhet mot seismiske lastvirkninger for:

- Eneboliger eller tomannsboliger tilhørende seismisk designkategori A, B eller C, eller lokalisert et sted med en maksimal spektral respons- akselerasjon $< 0,4g$
- Landbruksanlegg med sporadisk tilsyn av mennesker
- Konstruksjoner med bæresystem av tre

Forenklet analyse

En forenklet analyse kan gjennomføres for å bestemme konstruksjonens motstand mot seismisk påkjenning. Denne analysen kan gjennomføres dersom konstruksjonen tilfredsstillende kravene i punkt 12.14.1.1 i ASCE. Disse kravene omhandler sikkerhetsklasse, grunnforhold, antall etasjer, type bæresystem og regularitet. Dersom konstruksjonen oppfyller alle kravene kan den horisontale kraften bestemmes ved

$$V = \frac{FS_{DS}}{R} W \quad (4.77)$$

Hvor

F	er en faktor som tar hensyn til antall etasjer.
S_{DS}	er dimensjonerende spektral respons- akselerasjon
R	er modifikasjonsfaktor pga. type bæresystem
W	er effektiv seismisk vekt som inkluderer nyttelast

Den forenklete analysen kan ikke gjennomføres for den betraktede bygningen da metoden er begrenset til bygninger med mindre enn 4 etasjer.

4.9.3 Sammenligning av krav til seismisk dimensjonering i EC8 og IBC

Det er i EC8 anbefalt at krav til påvisning av seismisk sikkerhet frafaller for konstruksjoner fundamentert på fast fjell hvor PGA- verdien ikke overstiger $0,4m/s^2$. IBC krever tilsvarende at spektral respons- akselerasjonens verdi for korte perioder i det aktuelle området ikke overstiger $0,4g$, uavhengig av grunnforhold. Denne verdien skaleres for å kunne sammenlignes med den Norske PGA- verdien.

$$0,4g \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2,5} = 1,067m / s^2$$

Hvor verdien $2/3$ tilsvarer skaleringsfaktoren mellom MCE spektral respons- akselerasjon parameteren (S_{MS} , S_{M1}) og dimensjonerende spektral respons- akselerasjon (S_{DS} , S_{D1}). Faktoren $1/2,5$ representerer spektralverdien i responspektret gitt i EC8 i området med konstant spektralakselerasjon. Dette gir ikke en eksakt skalering siden spektralverdiene i Norge og USA ikke er identiske. I forhold til kravet som er i Norge på $0,4m/s^2$ er det stor forskjell. Dette kommer av forskjellige returperioder for de dimensjonerende jordskjelvene. Ved å skalere denne akselerasjonen til å gjelde 475 år etter Figur 4-19 fås

$$\frac{1,067m / s^2}{2,1} = 0,5m / s^2$$

Denne akselerasjonen tilsvarer kravet i det norske tillegget. Dette vil dermed si at standardene er samsvarte i dette kravet til påvisning av sikkerhet mot seismisk påvisning.

Det nasjonale tillegget til EC8 gir fritak for dimensjonering mot seismiske laster for alle konstruksjoner i seismisk klasse I. IBC er her mer restriktive. En slik tillatelse, uansett dimensjonerende grunnakselerasjonsrespons og grunntype gjelder her kun for landbruksbygninger med sporadisk er besøkt av mennesker. Forskjellen i dette kravet kommer av forskjellene i maksimal betraktet bakkebevegelse mellom USA og Europa. I EC8 benyttes seismiske soneinndelingskart som gir den maksimale grunnakselerasjonen i de ulike områdene, mens IBC gir konturplott av spektral respons- akselerasjonen for perioder på 0,2 sekunder og 1,0 sekund. Den maksimale spektralakselerasjonsresponsen for korte perioder (0,2 s) i USA er på $3g \approx 30m/s^2$. For norske forhold er spektralverdien 2,5 for en periode på 0,2 sekunder. En spektralakselerasjon på 3 g tilsvarer dermed

$$\frac{3g}{2,5} \cdot \frac{2}{3} = \frac{30m / s^2}{2,5} \cdot \frac{2}{3} = 8m / s^2$$

Dette er 10 ganger høyere enn den største PGA- verdien i Norge. Presiserer at dette ikke er en eksakt omregning da spektralverdiene i Norge og USA ikke er identiske.

IBC tillater å finne den dimensjonerende seismiske lastvirkningen ved en enklere metode enn tverrkraftmetoden. Også denne metoden er en statisk lineær- elastisk metode. Dette er ikke et alternativ i EC8.

Det er verken IBC eller EC8 krever påvisning av seismisk sikkerhet for konstruksjoner med bæresystem i tre.

5 Diskusjon/ Konklusjon

Når standardene skal sammenlignes må det tas hensyn til at de representerer to jordskjelv med ulik magnitudo. For å finne den forventede forskjellen mellom de to standardene må det tas hensyn til de skaleringer som er utført. Den norske PGA- verdien ble skalert med en faktor på 2,1 for å representere en returperiode på 2500 år. Videre ble denne grunnakselerasjonen ble etter krav i IBC redusert med en faktor på 2/3 for å gi den dimensjonerende grunnakselerasjonen. Med en lineær sammenheng mellom responsene for jordskjelv med returperiode på 475 år og 2500, år ville lastvirkningene bestemt i IBC vært større enn lastvirkningen bestemt med bakgrunn i EC8 med en faktor:

$$2,1 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{0,8} = 1,75$$

De to standardene opererer imidlertid med faktorer som reduserer treghetskraftene pga. konstruksjonens energiabsorpsjonsevne. Denne reduksjonsfaktoren for duktil oppførsel er for den betraktede bygningen satt til å være 4,0 i IBC og 3,0 i EC8. Forskjellen i reduksjonsfaktorene gjenspeiler at det for et jordskjelv med forventet returperiode på 2500 år vil tåles en større deformasjon enn ved et jordskjelv med forventet returperiode på 475 år. Dersom den duktile egenskapen til bygningen inkluderes, fås et forventet forhold mellom lastvirkningene gitt av EC8 og IBC på:

$$2,1 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{0,8} \approx 1,3$$

Denne faktoren forteller at lastvirkningene fra IBC kan forventes å være 30 % høyere enn lastvirkningene i EC8. Ser av resultatene og sammenligningen av de to standardene i tidligere delkapittel at IBC gir omtrent 30 % større lastvirkninger for tverrkraftanalysen og den modale responspektrumanalysen. Kravet til tverrkraftanalysen i IBC om 100 % effektiv modal masse i første svingeform er i utgangspunktet veldig konservativt siden dette aldri vil være tilfellet for bygninger med flere etasjer. Dersom IBC på lik linje med EC8 hadde gitt mulighet for å redusere den effektive modale massen 15 %, ville IBC kun gitt 6 % større lastvirkning enn EC8. Denne prosentvise differansen er utregnet skjærkraftene ved opplegg gitt i Tabell 4-17. Kravet til 100 % effektiv modal masse vil dermed være nødvendig i IBC for å gi den tilstrekkelige sikkerheten mot det forventede dimensjonerende jordskjelvet.

Den betraktede bygningen er antatt plassert på vestlandet i Norge, og den forventede grunnakselerasjonen må derfor skaleres for å kunne gjelde for dimensjonering etter IBC. Denne skaleringen er utført på en tilnærmet måte, og alle analyser foretatt etter IBC er baserte på denne skalerte verdien. Det er derfor en liten usikkerhet knyttet til de responser som IBC gir. Skaleringen er noenlunde korrekt, men det er en usikkerhetsmargin på om lag ± 10 %.

Det er i IBC krav til at lastvirkningene fra den modale responspektrumanalysen ikke skal være mindre enn 85 % av lastvirkningene fra tverrkraftanalysen. Dette vil si at lastvirkningene funnet fra den modale responspektrumanalysen i IBC skal være mer konservative enn lastvirkningene funnet fra tverrkraftanalysen i EC8, hvor kreftene blir redusert 15 % med tanke på maksimal oppnåelig effektiv masse i første svingeform. Denne konservative betraktningen er som for tverrkraftanalysen, nødvendig for å gi den tilstrekkelige sikkerheten mot det dimensjonerende jordskjelvet.

I en modal responspektrumsanalyse forsvinner fortegn og samtidighet. De modale responsene kan dermed ikke kombineres eksakt. Kombinasjon av de modale responsene produserer imidlertid rimelig nøyaktige estimater av forskyvninger og krefter. Den modale responspektrumanalysen er enkel å gjennomføre både i avansert elementprogram og ved manuelle beregninger og begge standardene gir klare retningslinjer for hvordan analysene skal gjennomføres.

Det er stor forskjell på hvordan responspektrene er definerte i de to standardene. En av forskjellene er definisjon av overgangene mellom områdene for konstant spektralakselerasjon og konstant spektralfart. Denne overgangen er i IBC definert av forholdet mellom spektral respons- akselerasjonen for 1 sekund og for korte perioder, mens overgangene i EC8 er gitt av PGA verdien og en konstant for det valgte responspektrum. Responspektret i IBC er bedre tilpasset grunnforholdene enn EC8. Ved å definere de to MCE spektral respons- akselerasjonene S_{MS} og S_{M1} tas det hensyn til at mykere grunnforhold demper ut bakkebevegelser med høy frekvens og forsterker grunnbevegelser med lav frekvens.

Perioden T_L er i IBC gitt i egne soneinndelingskart som tar hensyn til den forventede magnituden av det dimensjonerende jordskjelvet. Den største perioden av T_L finnes på vestkysten av USA hvor den er satt lik 16 sekunder, mens den korteste perioden er 4 sekunder i Nordstatene. Til sammenligning er denne perioden satt til 2 sekunder for type 1 responspektret i EC8 og 1,5 sekunder i det norske tillegget til EC8. Dette vil si at responspektret i IBC i motsetning til EC8 er tilpasset store jordskjelv og lavfrekvente seismiske energibølger.

Parametrene for spektral respons- akselerasjon er i IBC bestemt i soneinndelingskart etter forventet jordskjelvmagnitude, bruddmekanisme, og avstand til episenter (24). I EC8 er dette tatt hensyn til ved å definere to responspekter, et for jordskjelv med stor magnitude, og et for mindre men hyppigere jordskjelv. Disse to responspektrene gir ikke den samme tilpassningen for alle lokale forhold som IBC gir.

Forskjellene i responspektrene tolkes til at IBC er bedre tilpasset lavfrekvente seismiske bølger og grunnforhold og gir en bedre lokal tilpassning enn EC8.

Begge standardene tillater å bestemme den lengste egenperioden av konstruksjonen empirisk. For bygninger med lengste egenperiode i området for konstant spektralfart i responspektret, vil en liten forskjell mellom empirisk egenperiode og faktisk egenperiode ha stort utslag på den dimensjonerende seismiske lastvirkningen. Det bør derfor bestemmes en egenperiode som ligger på konservativ side av den faktiske egenperioden, altså ha en kortere egenperiode.

Den dimensjonerende responsen som fås av en tidshistorieanalyse er følsom for valg av tidshistorie. Benyttes en tidsserie som ikke er tilpasset de seismogenetiske forholdene for den aktuelle geografiske plasseringen, kan responsen bli underestimert. Kunstig genererte tidshistorier gir et akselerasjonsspekter som er tilpasset det dimensjonerende responspektret. Det vil si at disse tidsseriene inneholder mer energi for de korte periodene enn hva det benyttede Nahanni- jordskjelvet gir. Siden grunnbevegelser av høy frekvens blir dempet ut når de seismiske bølgene forplanter seg i geologiske materialene, vil konstruksjoner lokalisert med en avstand til et jordskjelv episenter, ikke oppleve høy energi for de lave periodene, og de kunstige akselerogrammene vil derfor overestimere konstruksjonens respons.

Resultatene fra de ulike analysemetodene viser en tendens til å gi større krafttildeling til skive 2 og 3 ved manuell beregning enn ved elementanalyse. Denne tendensen kan være et produkt av flere faktorer. En av faktorene kan være forskjell i stivhetsbetraktningen av de vertikale skivene og dermed en feilplassering av stivhetssenter. Dette er en sannsynlig feilkilde siden skive 2 og 3 (som får positivt bidrag av torsjonsmomentet i forhold til skjærkraften), opptar mer krefter i de manuelle beregningene enn i elementanalysen, mens skive 4 og 5 (som får negativt bidrag fra torsjonsmomentet i forhold til skjærkraften) opptar mindre krefter i de manuelle beregningene enn i elementanalysen. En annen faktor som bidrar til å gi ulikt resultat er forskjell i definert stivhet av horisontalskivene. De manuelle beregningene er utført med en antagelse om en uendelig stiv horisontalskive. Siden det i realiteten er umulig å oppnå en uendelig stiv skive, ble stivheten i elementberegningene satt til å være 1000 ganger den opprinnelige stivheten. En fleksibel horisontalskive kan gi mindre forskyvning av vertikale komponenter med stor avstand til stivhetssenter og dermed gi et større opptak av krefter enn ved å betrakte horisontalskiven som uendelig stiv. Forskjeller i de definerte stivhetene vil dermed være opphav til differanser mellom de ulike beregningsmetodene.

Det er også forskjell i den definerte dempingen for elementmodellen og modellen i de manuelle beregningene. Elementanalysen tar hensyn til 5 % viskøs demping mens håndberegningene betrakter bygningen som fri for demping. Dette kan også være opphav til differanser mellom de manuelle beregningene og elementanalysen. Det er imidlertid umulig å unngå differanse i større eller mindre grad mellom manuelle beregninger og en avansert elementanalyse. Den betraktede bygningen har en geometri som gir stor eksentrisitet mellom massesenter og stivhetssenter, et forhold som gir rotasjoner i horisontalplanet. Svingeformer med betydelig innvirkning av rotasjon om den vertikale akse kompliserer responsen og vil dermed også være et opphav til forskjell mellom de manuelle beregningene og elementanalysen. De manuelle beregningene vurderes ut ifra disse feilkildene til å gi et godt estimat av de seismiske kreftene for den aktuelle bygningen.

Selv om de manuelle beregningene ikke gir eksakt samsvar med en avansert elementmodell vil det generelt være en fordel å gjennomføre manuelle beregninger for å kontrollere troverdigheten av utfallet av elementanalysen. Utføres beregningene manuelt har ingeniøren full kontroll over alle regneoperasjonene som inngår i analysen og det vil dermed være enkelt å vurdere resultatene.

Under sammenligning av kravene i EC8 og IBC ble det oppdaget en veldig konservativ betraktning av sensitivitetsfaktoren i EC8. Dette gjorde ikke utslag for den betraktede bygningen i denne rapporten, men kan for andre konstruksjoner være utslagsgivende for at en P- δ analyse må gjennomføres og at de seismiske lastvirkningene må økes.

Det ble også oppdaget en konservativ utregning av forskyvningene i EC8. Konstruksjoner i høyere sikkerhetsklasser får en økt forskyvning i forhold til den nominelle forskyvningen. Overstiger dette kravene til forskyvning, må konstruksjonen gjøres stivere, noe som fører til en større seismisk lastvirkning.

5.1 Forslag til videre arbeid

Ved videre arbeid med å sammenligne de to seismiske standardene, ville det vært interessant å se på hvordan et tilstrekkelig antall målte tidsserier for et område ville vært tilpasset et responspekter for samme område. I tillegg kunne kunstig genererte tidshistorier blitt målt opp mot disse resultatene, og en ikke- lineær tidshistorieanalyse kunne blitt gjennomført.

Det ville også vært interessant å se nærmere på bygningens virkelige duktilitetsfaktor ved å utføre en ikke- lineær analyse og bestemme konstruksjonsfaktor eksplisitt. De ulike tabellverdiene for modifikasjonsfaktoren R kunne blitt sammenlignet med eksplisitt utregnede duktilitetsfaktorer for EC8.

Begge standardene gir egne krav for seismisk vibrasjonsisolering. Sammenligning av krav med hensyn til dette kunne vært et interessant tema.

Virkingen av de topografiske effekter, gjerne kombinert med grunnforhold (kvikkleire) i den marine grensen i Norge hadde også vært interessant å studere.

6 Bibliografi

1. **Standard Norge.** *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning-Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.* s.l. : Standard Norge, 2004. NS-EN 1998-1:2004+NA:2008.
2. **International Code Council.** *International Building Code.* s.l. : International Code Council, 2009.
3. **U.S. Geological Survey.** USGS. [Internett] 02 10 2009. <http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/Vigil.html>.
4. **American Society of Civil Engineers.** *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.* American Society of Civil Engineers : American Society of Civil Engineers, 2005. ASCE/SEI 7-05.
5. **NORSAR.** Jordskjelv.no. [Internett] NORSAR, 2007. [Sitert: 05 03 2010.] <http://jordskjelv.no/>.
6. Norsk Nasjonalt seismisk nettverk. [Internett] NORSAR, Institutt for Geovitenskap ved universitetet i Bergen. <http://www.skjelv.no>.
7. **Kramer, Steven Lawrence.** *Geotechnical earthquake engineering / Steven L. Kramer.* s.l. : Prentice Hall, 1996.
8. **Booth, Edmond and Kay, David.** *Earthquake design practice for buildings.* s.l. : Thomas Telford books, 2006.
9. **Hart, Gary C. Wong, Kevin.** *Structural Dynamics for Structural.* s.l. : John Wiley & Sons, Inc., New York, 1999.
10. **Chopra, Anil K.** *Dynamics of structures : theory and applications to earthquake engineering.* s.l. : Upper Saddle River, N.J. : Pearson Prentice Hall, 2007.
11. **SEA, Structural Engineers Assosiation.** *SEAOC Blue book, Seismic Design Recomendations.* s.l. : ICC, International code council, 2009.
12. **Clough, Ray W. Penzien, Joseph.** *Dynamics of structure.* s.l. : New York : McGraw-Hill, 1993.
13. **Naeim, Farzad.** *The seismic design handbook.* International Conference of Building Officials, Structural Engineers Association National Council : Kluwer Academic Publishers Group, 2001.
14. **Stevenson, J.D.** Structural damping values as a function of dynamic response stress and deformation levels. [Internett] [Sitert: 31 05 2010.] http://cobweb.ecn.purdue.edu/~ce573/Documents/Structural%20damping%20values_JDStevenson.
15. **Anil K. Chopra, Rakesh K.Goel.** Universitetet i Catania. *A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings.* [Internett] University of California, 2005. [Sitert: 05 03 2010.] <http://www.dica.unict.it/users/icalio/chopra/articoli/1.pdf>.

16. **Betongelementforeningen.** *Betongelementboken bind B, Avstivning og kraftoverføring.* s.l. : Betongelementforeningen, 2005.
17. **Larsen, Per Kr.** *Dimensjonering av stålkonstruksjoner.* Trondheim : Tapir, 2004.
18. **NORSAR, Noeges Geotekniske Institutt.** *Seismic zonation for Norway.* Kjeller : s.n., 2007.
19. **National Institute of Building Sciences.** *An Authoritative Source of Innovative Solutions for the Built Environment.* [Internett] [Sisert: 16 05 2010.] <http://www.nibs.org/client/assets/files/bssc/Topic09-SeismicLoadAnalysisHandouts.pdf>.
20. **Dowty, Susan and Ghosh, S. K.** buildingstandards. *IBC Structural Provisions: A Better Alternative.* [Internett] May-June 2002. http://www.skghoshassociates.com/sk_publication/Bldg_stds_IBC_Str_Prov_Alterna.PDF.
21. **NEHRP- National Earthquake Hazards Reduction Program.** National Institute of building sciences. *2009 NEHRP RECOMMENDED SEISMIC PROVISIONS FOR NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES: PART 2, COMMENTARY TO ASCE/SEI 7-05.* [Internett] 2009. [Sisert: 04 06 2010.] http://www.nibs.org/client/assets/files/bssc/2009/Part-2_P-750_2009_NEHRP_RecommendedSeismicProvisions.pdf.
22. **Standard Norge.** *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold.* s.l. : Standard Norge, 2008. NS-EN 1998-5:2004+NA:2008.
23. **Federal Emergency Management Agency.** FEMA. [Internett] <http://www.FEMA.gov>.
24. **NEHRP- National Earthquake Hazards Reduction Program.** NEHRP. *Commentary Appendix A, DEVELOPMENT OF MAXIMUM CONSIDERED EARTHQUAKE GROUND MOTION MAPS FIGURES 3.3-1 THROUGH 3.3-14.* [Internett] http://www.nibs.org/client/assets/files/bssc/nehrrp2003_CommAppendixA.pdf.
25. **Paz, Mario & Leigh, William.** *Structural dynamics : theory and computation.* Paz, Mario Leigh, William : Boston: Kluwer, 2004.
26. **Zhang Cui-ran, Chen Hou-qun and Li Min.** springerlink. *Earthquake accelerogram simulation with statistical law of evolutionary power spectrum.* [Internett] 7 Feb 2007. [Sisert: 26 01 2010.] <http://www.springerlink.com/content/vu82563w877561n4/>.
27. **Universitetet i Iowa.** www.engineering.uiowa.edu/. [Internett] [Sisert: 26 01 2010.] <http://www.engineering.uiowa.edu/~sxiao/class/058-153/lecture-18.pdf>.
28. **Elnashai, Amir S. Sarno, Luigi Di.** *Fundamental of earthquake engineering.* s.l. : John Wiley & Sons, Ltd, 2008.
29. **Wilson, Edward L.** *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering.* s.l. : Computers and Structures, Inc, 2002.
30. **Kunnskapsforlaget.** *Det store Norske leksikon.*

31. **Kiureghian, Armen Der og Menun, Charles.** Earthquake spectra. *A Replacement for the 30%, 40%, and SRSS Rules for Multicomponent Seismic Analysis.* [Internett] 1998. [Sisert: 08 05 2010.] <http://scitation.aip.org/getabs/servlet/GetabsServlet?prog=normal&id=EASPEF000014000001000153000001&idtype=cvips&gifs=yes&ref=no>.
32. **CSI Berkeley.** Computers & Structures, INC. *Dynamic analysis using response spectrum seismic loading.* [Internett] [Sisert: 08 05 2010.] http://www.csiberkeley.com/Tech_Info/15.pdf.
33. **White, Sang-Cheol Kim og Donald W.** Science Direct. *Linear static analysis of low-rise buildings with flexible diaphragms using the structural separation method .* [Internett] 01 2004. [Sisert: 16 05 2010.] http://www.sciencedirect.com/science?_ob=ArticleURL&_udi=B6V2Y-49TRMCN-3&_user=586462&_coverDate=01%2F31%2F2004&_rdoc=1&_fmt=high&_orig=search&_sort=d&_docanchor=&view=c&_searchStrId=1336788870&_rerunOrigin=scholar.google&_acct=C000030078&_version=1&_urlV.

