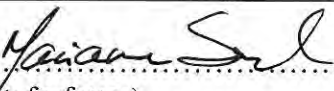




Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Konstruksjoner og materialer, bygg.	Vårsemesteret, 2009. Åpen
Forfatter: Marianne Sørdal	 (signatur forfatter)
Faglig ansvarlig: Terje Leenhardt Andersen Veileder(e): Terje Leenhardt Andersen	
Tittel på masteroppgaven: Jordskjelvbelastning på bærende betongkonstruksjon.	
Studiepoeng: 30	
Emneord: jordskjelv, egenperiode, NS-EN1998-1, forkastning, dunkerleys metode, responspektrum.	Sidetall: <u>88</u> + vedlegg/annet: <u>19</u> Stavanger, <u>25.08.09</u> dato/år

Sammendrag

Dette er en masteroppgave som er skrevet som en avsluttende del av utdannelsen ved Universitetet i Stavanger, våren 2009. Oppgaven er en ren utdanningsoppgave.

Jordskjelv er en relativt ny last å ta med ved prosjektering av nye bygg på fastlandet i Norge. Det er foreløpig lite kunnskap om hvordan dette skal gjøres på en god måte i praksis. Jeg vil i denne oppgaven undersøke hvordan jordskjelv virker på enkle bygg, både ved bruk av forenklete formler og modeller, og ved bruk av et program for beregning av konstruksjoner etter elementmetoden.

Beregningene utført i denne oppgaven viser at beregning av første egensvingeperiode har stor betydning. Dette kommer svært tydelig frem ved beregning av skjærkrefter og utbøyninger ved hjelp av tverrkraftmetoden sammen med de forenklete formlene for å finne første egensvingeperiode som er gitt i standarden. Eksemplene her viser at slike beregninger ikke nødvendigvis er til sikker side. Ved å bruke analyseprogram for å beregne egensvingeperiodene oppnås det god overensstemmelse på skjærkrefter sammenlignet med programmets egen beregning etter denne metoden. Beregninger av skjærkrefter ved bruk av modalanalyse gir noe lavere verdier enn det tverrkraftmetoden gir, for de tilfellene hvor medsvingende masse tilfredsstillende krav som gitt i standarden for jordskjelvberegninger. Det er vanskelig å få med nok modal masse i detaljert modell, hvor alle deler av konstruksjonen (som bjelker og plater) er modellert. For den detaljerte modeller som er analysert i denne oppgaven var det ikke mulig å få tilstrekkelig medsvingende masse med i analysene, fordi programmet har en begrensning på 100 moder som kan være med i analysene. De fleste av disse modene hadde svært liten medsvingende masse, slik at skjærkraften ble for lav i beregningene. Konklusjonen fra disse undersøkelsene er at man må være sikker på at moder som betyr noe for responsen av bygget er tatt hensyn til i beregningen.

En god arbeidsprosedyre ved bruk av analyseverktøy bør omfatte sammenligninger mellom håndberegninger og beregninger med anvendt program. Før man anvender analyseprogrammet bør en verifisere det gjennom eksempler slik at en får kontroll på hvordan programmet fungerer.

Innholdsfortegnelse

MASTEROPPGAVE.....	1
Sammendrag	2
Forkortelser.....	5
1 Innledning	6
1.1 Bakgrunn.....	6
1.2 Arbeidsomfang.....	8
2. Jordskjelv som fenomen	10
2.1 Innledning	10
2.2 Platetektonikk og jordens oppbygning.....	11
2.3 Forkastninger	13
2.4 Ulike elastiske bølger.....	17
2.5 Grunnforhold.....	19
2.6 Størrelsen av et jordskjelv og målemetoder.....	20
2.6.1 Intensitetsskala.....	20
2.6.3 Seismisk moment.....	24
2.7 Varsling av jordskjelv	25
3 Jordskjelvlaster på konstruksjoner.....	26
3.1 Krefter fra jordskjelv.....	26
3.2 Kollapsformer av bygg	27
3.3 Egenskaper ved jordskjelvsikre bygg	30
4 Teori.....	33
4.1 Innledning	33
4.2 Udempet system med en frihetsgrad.....	33
4.3 Dempet system med en frihetsgrad.....	35
4.4 Respons av underdempet system utsatt for en impulseksitasjon	39

4.6	Pseudoresponsspektrum	45
4.7	Beregning av egensvingefrekvenser	47
5	Prosjekteringsstandard	49
5.1	Bakgrunn	49
5.2	Forenklet beregning av egensvingefrekvenser	50
5.3	Beregning av jordskjelvlaster	52
5.3	Terskelverdi for videre prosjektering	55
5.4	Tverrkraftmetoden	56
5.5	Lastkombinasjoner mellom jordskjelv og andre laster	58
5.5	Modalanalyse	58
6	Analyse av elementært bygg	60
6.1	Verifisering av analyseverktøy	60
6.2	Elementært bygg	60
6.2.1	Forenklede beregninger for hånd	61
6.2.2	Beregning i FEMdesign	65
7.	P-hus	73
7.1	Beskrivelse av bygget	73
7.2	Håndberegning, overslag	75
7.3	Forenklet/tilnærmet modell i FEMdesign	77
7.4	Full modell i FEMdesign	80
7.5	Sammenligning av forenklet og full modell i FEMdesign	81
8	Diskusjon og konklusjon	83
8.1	Elementær modell, viktigste punkter	83
8.2	P-hus, viktigste punkter	83
8.3	Forenklede modeller for egenperioder og bygg	84
8.4	Generelt for analyser	85
	Referanser	87

Vedlegg.....89

Forkortelser

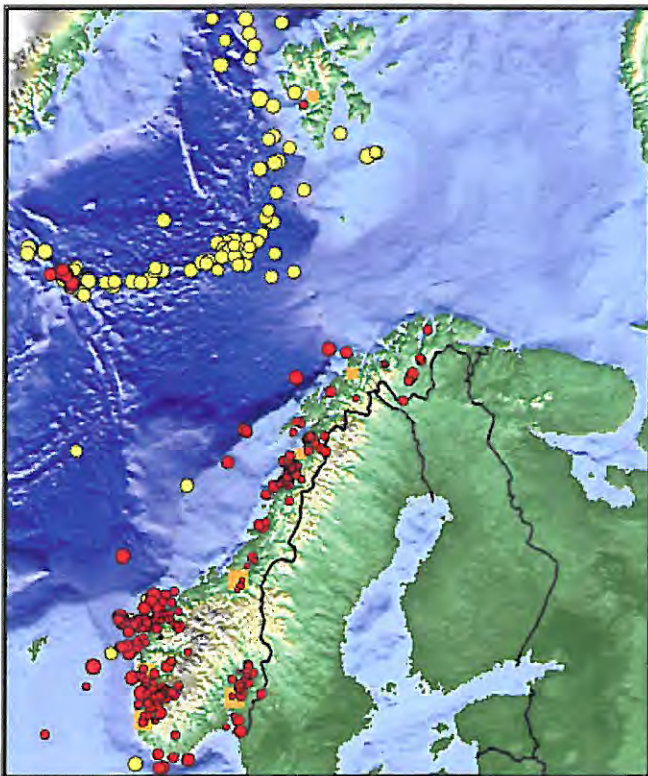
I rapporten er NS-EN 1998-1:2004+NA:2008, "Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger", oftest forkortet til NS-EN 1998, EC8 eller "jordskjelvstandarden".

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Det har ikke vært vanlig å vurdere belastninger fra jordskjelv på konstruksjoner i fastlandsnorge før 2004, da ny standard ble gjeldende. Dette var beskrevet i NS 3490 (utg.1) om pålitelighet av konstruksjoner; ”*Det er normalt ikke nødvendig å undersøke bygninger for seismiske påkjenninger.*”[15]

Historien for jordskjelv i Norge viser imidlertid at relativt store skjelv har forekommet. Det største som er registrert er skjelvet i Rana i 1819. Seismologer har i ettertid anslått at det hadde en styrke på 5,8 på Richters skala. Et annet, og kanskje det mest kjente i Norge er jordskjelvet som rammet områdene rundt Oslofjorden den 23. oktober i 1904. Dette hadde en styrke på 5,4 på Richters skala. På figur 1 er jordskjelv i Norge fra 1979 til 2008 merket av. Gul prikk viser skjelv over 4 på Richters skala, de røde er mindre enn styrke 4, men store nok til at de ble følt av mennesker (> ca 2,5).



Figur 1 Kart som viser seismisk aktivitet i Norge fra 1979 til 2006. [6]

Tabell 1 viser jordskjelv i Norge større enn 5 på Richters skala fra 1600-tallet frem til 2005.

Tabell 1 og figur 1 viser at det jevnlige forekommer jordskjelv av en betydelig størrelse i Norge.

Tabell 1, Jordskjelv i Norge større enn 5 på Richters skala fra 1600-tallet frem til 2005 [2]

År	Dato	Sted	Styrke	Merknad
1657	24. april	Sør-Norge		Beskrevet i <i>Geologia Norvegica</i> av Mickel Pedersen Escholt (ca. 1600–1669), prest ved Akershus Slott, som «merket over hele det sønnenfjellske Norge».
1759	22. des.	Kattegat	5,6	Merket over 600 km avstand i Danmark, Sverige, Tyskland og Norge. Skader i Jylland, spesielt i Ålborg-regionen. Skapte stor frykt da det kom bare fire år etter jordskjelvet som la Lisboa i grus.
1819	5. aug.	Lurøy i Nordland	5,8	Meget sterke rystelser, problemer med å stå oppreist, utrasninger av jord og stein, bølger på havet. Følt over det meste av Skandinavia.
1834	3. sep.	Agder-Telemark	5,0	
1866	9. mars	Haltenbanken	5,7	Følt meget sterkt over hele Midt-Norge, og i Trondheim ringte kirkeklokkene av seg selv. Noen skader på bygninger.
1892	15. mai.	Sunnfjord	5,2	Følt over hele Sør-Norge.
1894	23. juli	Nordland	5,4	Følt over 600 km avstand, og spesielt sterkt i Lofoten. Noen skader. En 200 tonn skonnert som befant seg rett over episentret sprang lekk og sank, og det kan ikke utelukkes at jordskjelvet var årsaken.
1904	23. okt.	Oslofjorden	5,4	Følt over hele Sør-Skandinavia og marginalt i Baltikum. Inntraff under søndagens høymesse og skapte panikk, med påståtte personskader, i flere kirker i Oslo og Østfold (Moss-Fredrikstad). En god del skader på murvegger, piper o.l.
1907	27. jan.	Nordland	5,2	
1913	19. juli	Trøndelag	5,0	
1927	24. jan.	Nordsjøen	5,3	Følt i Storbritannia, Danmark og Norge.
1931	7. juni	Doggerbanken	5,5	Følt i Storbritannia, kystområdene fra Frankrike til Danmark, og i Sørvest-Norge.
1935	17. juli	Haltenbanken	5,0	
1955	3. juni	Nordfjord	5,2	Følt over hele Sør-Norge (men svakt i Oslo og Trondheim).
1958	23. jan.	Haltenbanken	5,0	
1969	29. sep.	Haltenbanken	5,0	
1988	8. aug.	Nordvestlandet	5,3	Følt bare fra Hardanger til Trøndelag på grunn av at episentret lå ca. 120 km fra kysten.
1989	23. jan.	Nordfjord	5,1	Følt over hele Sør-Norge, inkludert deler av Oslo og Romerike der bløt jordbunn (leire) forsterket rystelsene.

Jordskjelvene som har forekommet i Norge er relativt små sammenliknet med jordskjelvene som kan oppleves andre deler i verden. For eksempel ble verdens største registrerte jordskjelv (Chile 1960) målt til 9,5 magnitudo. Seismologer antar at dette er nær det maksimale jordskjelv som bevegelsene av jordskorpene kan forårsake.

Forskere ved NORSAR¹ påpeker at alle områder i Norge som har opplevd større jordskjelv, også er aktive i dag. NORSAR mener også at Oslofjordområdene har potensial for jordskjelv opp mot 6,4 på Richters skala kan utløses [4]. Det er imidlertid svært liten sannsynlighet for at et skjelv med denne styrken skal forekomme i Norge.

I desember 2004 kom kravet om å kontrollere nye konstruksjoner med hensyn til jordskjelvbelastning. NS3490 ble oppdatert (Utg. 2), og en ny prosjekteringsstandard i NS3491-serien (*Prosjektering av konstruksjoner, Dimensjonerende laster*) ble gitt ut; NS3491-12:2004 (*Del 12: Laster fra seismiske påvirkninger*). Tilstrekkelig kunnskap om temaet manglet i Norge. RIF og Betongelementforeningen tok etter hvert initiativet til å utgi en veileder² til den nye laststandarden. Formålet med denne var å forklare prinsipper i standarden slik at kravene kunne oppfylles på en god måte. Som det står i innledningen til veilederen: *"Norge er et område med lav seismisk aktivitet, men utilstrekkelig forståelse av konseptet med jordskjelvprosjektering kan lett føre til at bygninger blir overdimensjonert som følge av jordskjelv. (...) Det er også intensjonen å bidra til at bygninger blir dimensjonert riktig i henhold til standardens krav og samtidig minimalisere tillegg i materialbruk, konstruksjonselementer og kostnader på grunn av jordskjelv."* [21].

Fra 1. januar 2010 går NS-serien ut og blir erstattet av EN (European Norm). I NS3491-12, som fremdeles er i bruk, defineres det kun fremgangsmåter for å finne størrelse av jordskjelvlaster. Utgangspunktet er en antatt årlig sannsynlighet for overskridelse av skjelv over en viss størrelse. Eurokoden vil i tillegg til dette også stille krav til materialene som blir brukt for å bygge jordskjelvsikre konstruksjoner.

1.2 Arbeidsomfang

Jordskjelv er altså en relativt ny last å ta med ved prosjektering av nye bygg. Det er foreløpig lite kunnskap om hvordan dette skal gjøres på en god måte i praksis. Jeg vil i denne oppgaven

¹NORSAR er et uavhengig forskningsinstitutt med spesialfelt innen forskning, tjenester og programvareutvikling relatert til seismologi og anvendt geofysikk. NORSAR har ansvar for noen av verdens største jordskjelvestasjoner, og har mer enn 35 års erfaring i metodeutvikling for avansert seismologisk dataprosessering og analyse av data fra jordskjelvinstrumenter. (fra: www.jordskjelv.no/NORSAR.html)

² Tittel: *Realistisk dimensjonering for jordskjelv*. Veileder til NS3491-12, Laster fra seismiske påvirkninger.

undersøke hvordan jordskjelv beregnes på noen enkle bygg, både ved bruk av forenklete modeller og ved bruk av et program for beregning av konstruksjoner etter elementmetoden.

1.3 Begrensninger

Denne rapporten begrenser seg til elastiske beregninger, og det er ikke brukt tidshistorieanalyser selv om dette er en godkjent metode i henhold til gjeldende jordskjelvstandard i Norge. Videre er informasjon om grunn og grunnundersøkelser basert på informasjon fra geolog, og er kun tatt som input til beregninger uten å bli vurdert i denne oppgaven. I tillegg kan det nevnes at rapporten omhandler kun bygg som har ett fundament..

Det blir ikke utført kapasitetsberegninger av enkeltstaver, bjelker og plater i eksempelbyggene. Det fokuseres kun på hvordan dimensjonerende parametre, skjærkrefter og forskyvninger, fra jordskjelvlaster kan estimeres på en god måte.

1.4 Organisering av arbeidet

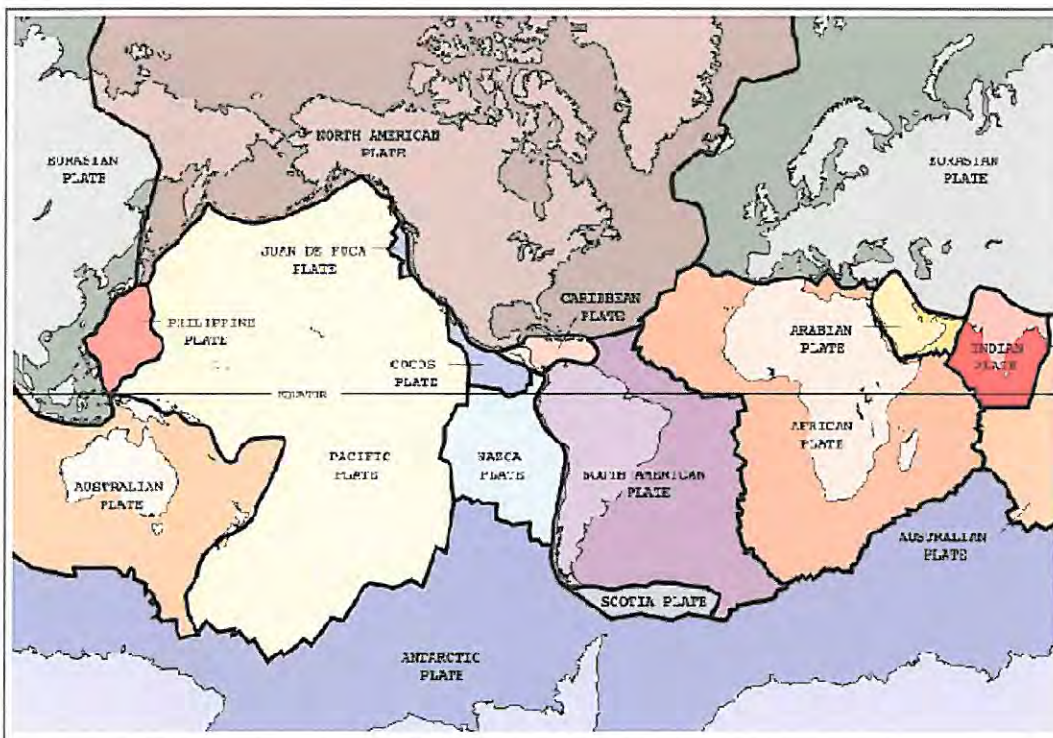
Kapittel 2 inneholder bakgrunnsstoff og grunnleggende begreper som gir forståelse for hva et jordskjelv er og hvorfor det oppstår. Videre i kapittel 3, Jordskjelvlaster på konstruksjoner, beskrives det hvordan et jordskjelv virker på en konstruksjon. Det vil si hvilke krefter som oppstår. Kapittel 4 tar for seg dynamisk teori for en-frihetsgradsystemer og forklarer bakgrunnen for responspekterne som ligger til grunn for jordskjelvdimensjonering i standarden. I kapittel 5 er viktige punkter i standarden omtalt. Det er i hovedsak diskutert parametre som gir grunnlag for dimensjonering for jordskjelv. I kapittel 6 evalueres et elementært bygg hentet fra relevant litteratur for å verifisere analyseprogrammet og bruken av analyseprogrammet FEMdesign, og for å se på hvordan et stort bygg kan idealiseres. Kapittel 7 inneholder analyser av et parkeringshus i betong, der håndberegninger og en forenklet, idealisert modell av bygget blir sammenlignet med en mer detaljert modell av samme bygg. Kapittel 8 inneholder diskusjon og konklusjon, hovedsakelig av erfaringer fra analysene.

2. Jordskjelv som fenomen

2.1 Innledning

Den stive jordoverflaten er delt opp i flere plater. Disse kalles "lithosfæreplater" eller "kontinentalplater" og er vist i figur 2. De fleste store jordskjelv oppstår i grensene av lithosfæreplatene. Platene er i konstant bevegelse i forhold til hverandre, og friksjon mellom platene vil føre til at det bygges opp spenninger i grensene mellom dem. Når forskyvningene fører til en så stor belastning at kapasiteten til grunnen blir overskredet, utløses et jordskjelv.

I tillegg til kontinentalplatedriften foregår også mindre forskyvninger i sprekker inne på kontinentalplatene. Her kan det løses ut jordskjelv med relativt små mengder energi, og størrelsen på disse skjelvne er i mindre skala enn skjelvne som forekommer i grensene av lithosfæreplatene. Denne type jordskjelv kan forekomme nesten overalt, og er sammen med den fremdeles pågående landhevingen etter istiden³ årsaken til jordskjelvne som forekommer i Norge.



Figur 2, Jordens kontinentalplater [11].

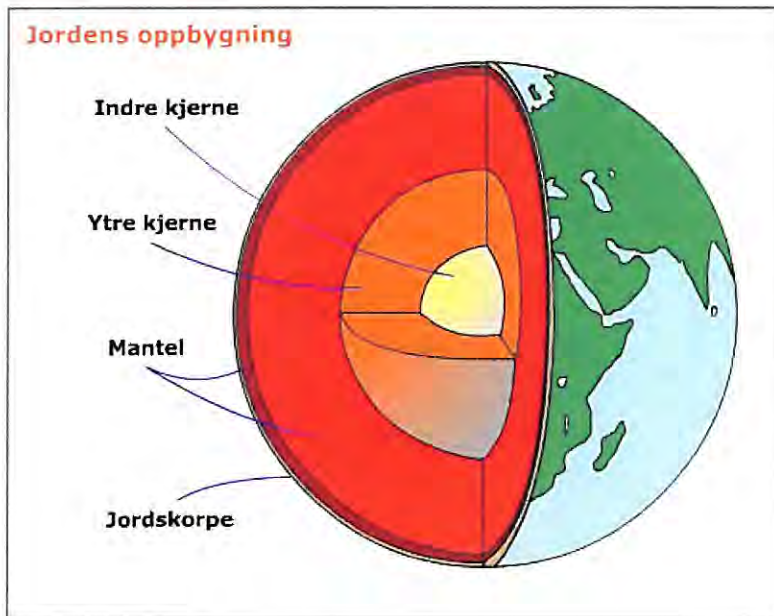
³ Jordskorpen ble tynget ned i mantelen av den tykke isen. Når isen smeltet bort, hever landet seg svært sakte opp igjen. Det tar så lang tid å få likevekt igjen fordi de dypere massene under lithosfæren har svært høy viskositet. Forskere mener at landhevingen vil fortsette i minst 10.000 år til, stadig i avtakende grad [12], [13].

2.2 Platetektonikk og jordens oppbygning⁴

Fra overflaten på jorden og inn til kjernen er det 6371 km. Mennesker har ikke boret seg lenger ned enn 15 km, men likevel finnes det kunnskap hva jordens indre består av og hvilke prosesser som foregår der. Ved hjelp av seismikk⁵ kan ulike lag i grunnen undersøkes. Dess mer seismiske data som blir anvendt, dess mer informasjon kan en få om lagene i området en undersøker. Spesielt ved oljeleting blir store mengder seismiske data analysert.

Når jordens indre skal bli kartlagt ved hjelp av seismikk, trengs en stor energimengde, slik at bølgene blir transportert så dypt som ønskelig. Ofte blir de seismiske bølgene fra jordskjelv brukt i slike analyser, men også seismiske bølger fra prøvesprengninger av atombomber har blitt brukt.

Jorden er bygd opp av ulike lag som er skissert på figur 3. Jordskorpen er det ytterste laget og er i gjennomsnitt mellom 30 og 40 km tykk. Tykkelsen varierer fra rundt 10 km under de dypeste havene, til opp mot 70 km under de største fjellkjedene. Jordskorpen er ikke et sammenhengende lag, men er delt opp i flere store plater i tillegg til en rekke småplater. Platene ligger helt inntil hverandre og "flyter" på mantelen under.

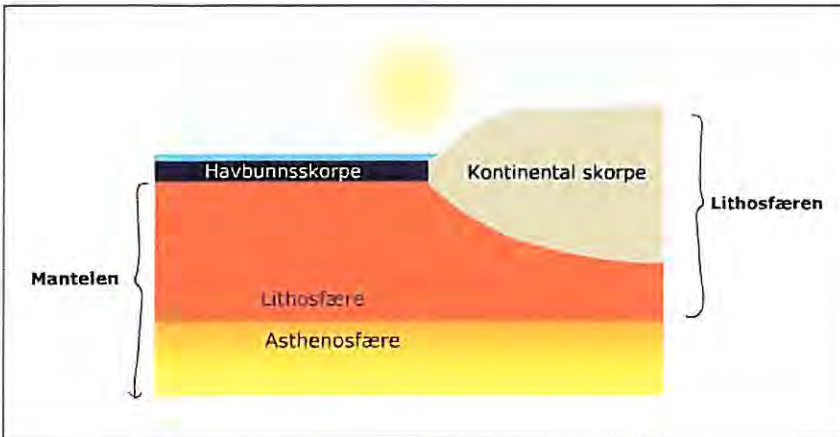


Figur 3, Jordens oppbygning [12].

⁴ Kapittel er basert på [12] og [10].

⁵ Metoden går i korte trekk ut på at energirike bølger, for eksempel fra en eksplosjon eller lydbølger fra en høytaler, blir sendt ut mot massene og en mikrofon tar imot bølgene igjen. Alt etter hvor lang tid det tar før energien blir tatt opp i mikrofonen kan man si noe om massene som bølgene har blitt reflektert tilbake fra [12].

Under jordskorpen finnes mantelen som består i hovedsak av silikatmineraler i ulike faser (Mantelen ble for øvrig oppdaget av en seismolog som studerte bølgene fra et jordskjelv i 1909). Den øverste delen av mantelen er like mekanisk sterk som jordskorpen. Den kalles "lithosfæren" eller "den stive mantelen" og den henger sammen med jordskorpen, som vist på figur 4.



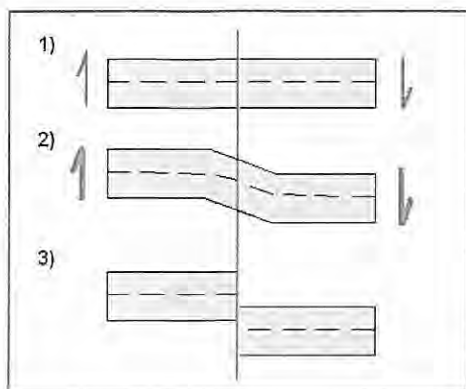
Figur 4, Lithosfæren betegner noen ganger *både* jordskorpen og den øverste delen av mantelen som vist her. Da betegnes de gjerne som lithosfæreplatene [12].

Den dypest liggende delen av mantelen kalles "asthenosfæren" (av asthenos som betyr svak). Relativt høyt trykk og temperatur under lithosfæren gjør at det i dette sjiktet i asthenosfæren vil finnes noe smeltede bergarter (slik forklares den svakere mekaniske styrken i denne delen av mantelen). Asthenosfæren er dermed plastisk, slik at når den blir utsatt for krefter endrer den form uten å sprekke opp.

Innenfor mantelen ligger kjernen som også kan deles inn i en fast og en flytende del. Innerst ved jordens sentrum ligger den faste kjernen som er omgitt av den plastiske delen av kjernen. Kjernen består stort sett av jern og har en estimert temperatur på 4000 til 6000 °C.

Kontinentalplatene beveger seg altså fordi de hviler på en plastisk mantel. Varme fra jordens kjerne gjør at mantelen blir varmet opp innerst mot kjernen og stiger utover mot skorpen. Kaldere, tyngre deler av mantelen synker ned mot kjernen. Dette skaper en langsom, roterende bevegelse slik at jordskorpen sammen med den øverste delen av mantelen glir sakte på asthenosfæren. Bergartene som kontinentalplatene består av, kan deformere seg elastisk opp til et visst punkt. På grunn av bevegelsene og friksjon bygges det opp spenninger mellom dem. Når spenningene blir større enn den elastiske kapasiteten, vil jordskorpen gi etter og

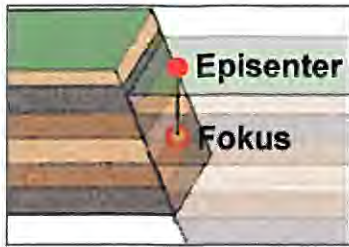
store mengder energi blir frigitt (se fremstilling på figur 5). Dess større spenninger som har blitt bygd opp mellom platene, dess mer energi vil løses ut. Det er denne energien, i form av vibrasjoner i grunnen, som oppleves som et jordskjelv. Så snart energien har blitt utløst begynner nye spenninger å bygge seg opp til et nytt fremtidig jordskjelv.



Figur 5, Teoretisk fremstilling; gradvis oppbygning av spenning 1) og 2), fører til plutselig bevegelse over en forkastning. Resultatet i 3), jordskorpen har forflyttet seg [10].

2.3 Forkastninger

Området hvor man har bevegelse i jordskorpen kalles en forkastning, og i jordskorpen finnes forkastninger nærmest overalt. En forkastning kan være en sprekk inne på en kontinentalplate, eller i grensene mellom kontinentalplatene og varierer i lengder fra noen få meter til mange hundre kilometer. Lengden og dybden (størrelsen på bruddflaten) på forkastningen bestemmer i stor grad hvor mye spenninger som kan bygges opp før brudd, og dermed størrelsen på det resulterende skjelvet. Når bruddet oppstår, beveger det seg langs forkastningen med flere km per sekund. Forskyvningen i bruddet varierer i størrelse, og kan være fra noen få millimeter til titalls meter. Punktet der bruddet startet blir omtalt som hyposenteret. Punktet rett ovenfor hyposenteret på jordoverflaten kalles episenteret, som vist i figur 6. Hyposenteret kan oppstå ved alle dybder i jordskorpen. Mennesker føler stort sett ikke små til moderate jordskjelv som oppstår på dybder over 10 km. Ved slike skjelv kommer oftest ikke bruddlinjen til syne på jordoverflaten, og skjelv som dette blir oftest kun registrert av instrumenter.

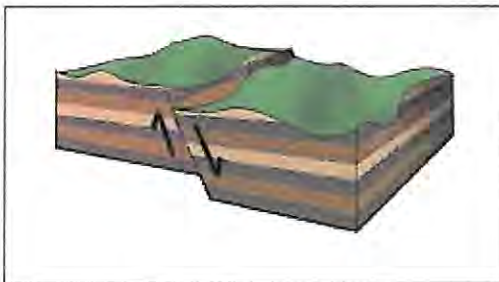


Figur 6, Fokus-/hyposenter og episenter, definisjon [10].

Selv om en forkastning er til stede, vil ikke denne alltid være opphav til jordskjelv. Dette er på grunn av at plater kan gli forbi hverandre uten at det bygges opp spenninger mellom dem.

Når kontinentalplatene eller sprekke i jordskorpen beveger seg, skilles det mellom 3 ulike typer forkastninger⁶; sidelengs-, normal- og reversforkastning. Hvilken type forkastning som førte til jordskjelvet kan tolkes fra registreringen av jordskjelvet.

Normalforkastning (også kalt konstruktiv eller divergerende grenser) er en forkastning der ny jordskorpe blir dannet. Et eksempel på denne type forkastningen har vi på Island, der den nordamerikanske og den europeiske kontinentalplaten glir fra hverandre og danner den midtatlantiske rygg⁷. Denne type forkastning er relativt sjeldent opphav til større jordskjelv, men fører derimot ofte til vulkanutbrudd. Figur 7 viser en normalforkastning.



Figur 7, Normalforkastning. Jordskorpen er i strekk, og de to delene beveger seg fra hverandre [10].

Ved en reversforkastning, som vises på figur 8, går flatene mot hverandre og jordskorpen blir mindre. Som oftest vil den tyngste av de møtende platene tvinges under den andre, lettere platen. Dersom dette ikke skjer vil platene krølle seg mot hverandre, noe som er karakteristisk for fjellkjeden Himalaya. Resultatet av brudd i en reversforkastning er ofte kraftige jordskjelv

⁶ Noe ulike klassifiseringer i norsk og engelsk/amerikansk litteratur. Her brukes definisjoner fra NORSAR, [8].

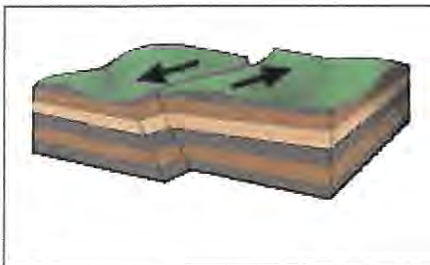
⁷ Den midtatlantiske rygg strekker seg tvers over kloden, helt fra Nordishavet til Sørishavet. Størstedelen ligger på havbunnen.[8]

i tillegg til vulkanutbrudd. Reversforkastninger blir også kalt destruktive eller konvergerende grenser.



Figur 8, Reversforkastning. Flatene er i trykk, og de to delene støter mot hverandre [10].

Sidelengsforkastninger foregår ved at flatene i forkastningen beveger seg forbi hverandre horisontalt som vist på figur 9. Dermed blir ikke ny jordskorpe dannet ved et slikt brudd. På figur 10, kan man se en skisse av verdens kanskje mest kjente forkastning, San Andreas forkastningen, som ligger på vestkysten av USA. Her møtes den nordamerikanske platen og stillehavsplaten i en sidelengsforkastning. Denne strekker seg ca 1300 km gjennom deler av California, og beveger seg i gjennomsnitt 56 mm i året [23]. Vestlige del av forkastningen beveger seg nordvest mens østlige del beveger seg sørvest som vist på figur 10. Denne type forkastning kan være opphav til kraftige jordskjelv på grunn av at store spenninger kan bygge seg opp ved friksjon mellom flatene. Sidelengsforkastningen kan være enten høyrelengs eller venstrelengs alt etter som hvilken veg den motsatte siden ser ut til å forflytte seg [10].



Figur 9, Sidelengsforkastning. Bruddflatene beveger seg horisontalt. Slike forkastninger kan føre til kraftige jordskjelv. For øvrig er dette en venstrelengs forkastning [10].



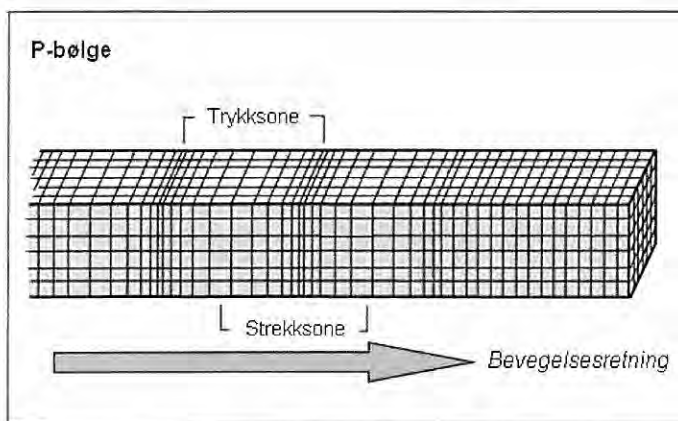
Figur 10, San Andreas forkastningen. På grunn av regelmessige, store jordskjelv ($M > 7$) og høy befolkningstetthet er dette den mest analyserte forkastningen på jorden [23].

De ulike forkastningstypene opptrer nesten alltid i en kombinasjon med hverandre. For eksempel ved en reversforkastning kan det i tillegg være noe sidelengs bevegelse. I Norge har man flest revers og sidelengsforkastninger eller en kombinasjon av disse. Noen få tilfeller av normalforkastninger finnes i Nordland, Rogaland og på Østlandet [10].

2.4 Ulike elastiske bølger

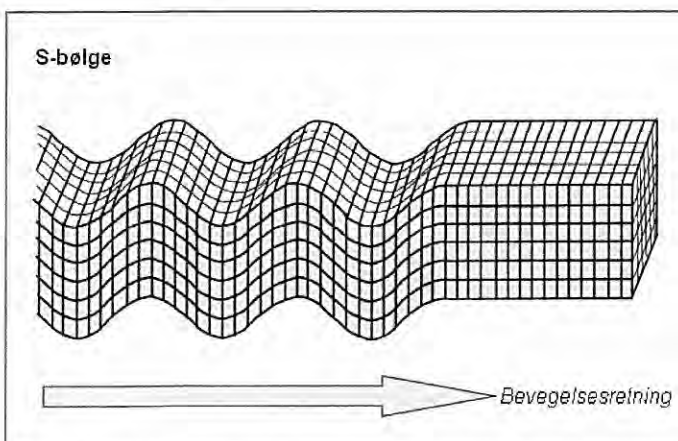
Når et jordskjelv utløses, vibrerer ulike elastiske bølger ut fra senteret til alle kanter. Disse kan deles inn i overflatebølger og rombølger. Rombølger beveger seg gjennom grunnfjellet, og består av P-bølger og S-bølger. Overflatebølgene er i hovedsak Love- og Rayleigh-bølger.

Den raskeste av bølgetypene som genereres kalles P-bølger (Primary wave). Denne bølgetypen beveger seg på samme måte som en lydbølge, se figur 11. P-bølgene kan vandre gjennom fast material, væske og gass. Gjennom granitt beveger de seg med rundt 6 km/s.



Figur 11, P-bølge. Partikkelbevegelse i bevegelsesretning [1].

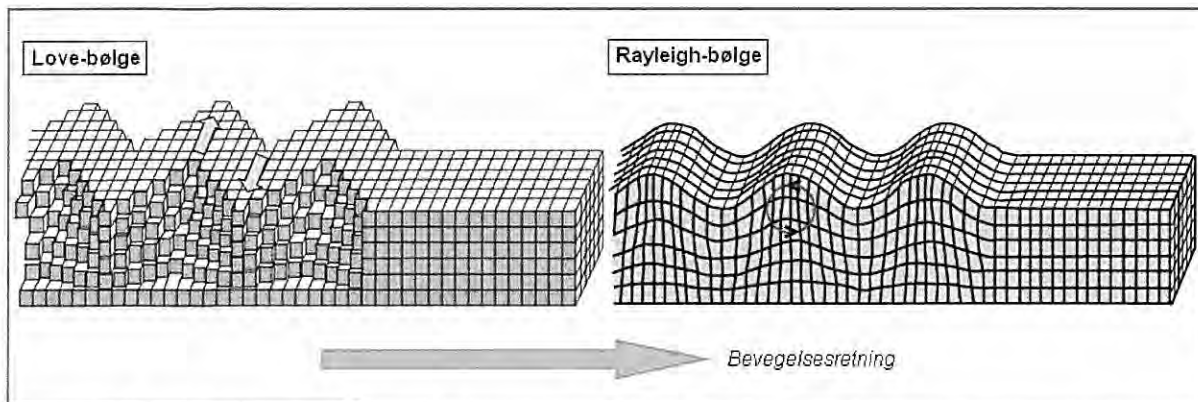
S-bølger (skjærbølger) kan bare bevege seg gjennom fast materiale. De kalles skjærbølger på grunn av bevegelsesmønsteret som vist på figur 12. Hastigheten gjennom granitt er på ca 3,6 km/s. [12]



Figur 12, S-bølge. Partikkelbevegelse vinkelrett på bevegelsesretning [1].

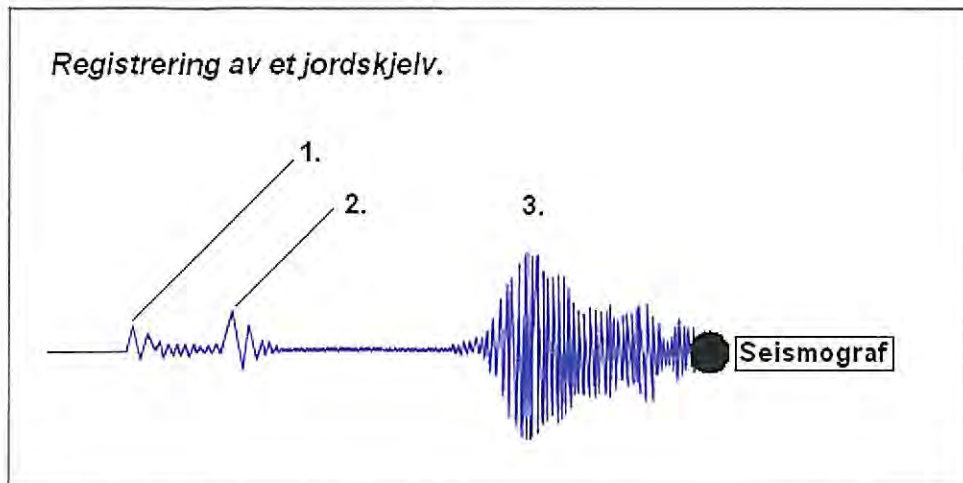
På grunn av at rombølgene har ulik hastighet kan de brukes til å estimere hvor jordskjelvet oppstod basert på tidsforskjellen fra når P- og S bølger når frem til målestasjonen.

Overflatebølgene beveger overflatemassen opp og ned og side til side. Det er disse bølger som er de kraftigste, og bevegelsene som forårsaker de store ødeleggelsene ved et jordskjelv.



Figur 13, Overflatebølger. Love-bølger beveger massen fra side til side. Rayleigh-bølger lager bevegelser opp og ned [1].

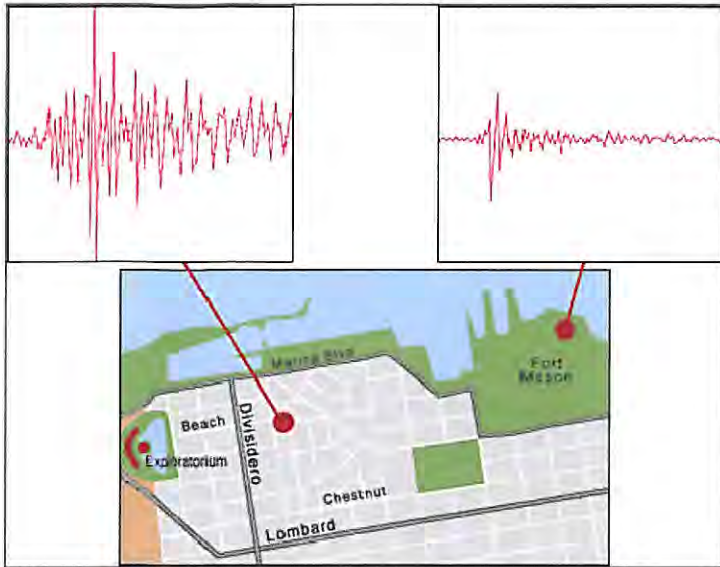
Når et jordskjelv blir registrert, vises de ulike bølger på et seismogram som vist på figur 14. De svake men raske P-bølgene når først frem til målestasjonen og er de første bølger som vises på seismogrammet. Rett etter P-bølgene kommer de litt kraftigere S-bølgene og blir registrert som vist på punkt 2. på figur 14. Rombølgene kommer først frem fordi de går den korteste vegen gjennom jorden. Til sist kommer overflatebølgene frem fordi disse beveger seg langs overflaten. Som det vises på figur 14, er disse mye kraftigere og vanligvis mer vedvarende enn rombølgene.



Figur 14, Et eksempel på et seismogram fra et jordskjelv. P-bølger registrert ved 1., S-bølger ved 2. og overflatebølger ved 3. Basert på [1], [12].

2.5 Grunnforhold

De elastiske bølgene som oppstår etter et jordskjelv påvirkes av hvilke type grunnmateriale de går gjennom. For vibrasjoner som går gjennom fjell vil vibrasjonene overføres mer direkte enn for vibrasjoner som går gjennom mykere grunnmaterialer, der vibrasjonene kan bli forsterket. Et illustrerende eksempel på dette er målinger, tatt av etterskjelvet fra jordskjelvet i Nord-California i 1989, som vist på figur 15. Hovedskjelvet målte 7.1 på magnitudeskalaen. I sonen til venstre på figuren består grunnmaterialet av sprengstein og pukk, mens til høyre er målestasjonen på fast fjell. Avstanden mellom målestasjonene er rundt 300 meter, men til tross for det kan man se at seismogrammene er helt ulike på de to målestasjonene og at rystelsene har vært sterkest der grunnen består av løsmasser [28].



Figur 15, Ulike grunnforhold gir ulike rystelser. Fast fjell til høyre, løsmasser til venstre [28].

2.6 Størrelsen av et jordskjelv og målemetoder

Størrelsen og styrken på et jordskjelv varierer svært mye. Fra de minste skjelvne som bare blir oppfattet av instrumenter, til store forflytninger av jordskorpen. Den mest allment kjente verdien som angir størrelsen av et jordskjelv er Richters skala (som er en magnitudo skala). Når media omtaler jordskjelv angis som regel størrelsen på jordskjelvet på denne skalaen. Andre metoder er å bruke en intensitetsskala, eller et seismisk moment (angi faktisk størrelse på forkastningen og hvor langt denne beveget seg).

2.6.1 Intensitetsskala

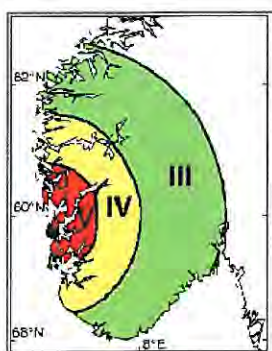
Denne metoden bygger på Robert Mallet sine observasjoner etter et stort jordskjelv i Italia i 1857. Etter at han fikk høre om skjelvet reiste han rundt og dokumenterte skader på bygg, synlige forflytninger av grunnen, og følelsesmessige reaksjoner menneskene hadde hatt under skjelvet. Ved å undersøke dette over store områder, kunne han til slutt kartlegge ulike soner av intensiteten på jordskjelvet. (Se eksempel på slike soner på figuren nederst i dette kapitlet.) På denne måten kunne Mallet finne jordskjelvets senter. I tillegg ved å studere hvor hurtig intensitetssonene avtok med avstanden fra sentrum, kunne han estimere en relativ størrelse på jordskjelvet.

Etter Mallets arbeid ble målemetoden akseptert av seismologer. Metoden ble utviklet og i Norge brukes en skala som heter EMS98 (Europeisk Makroseismisk skala 1998). Den har tolv punkt, der de laveste verdiene preges av menneskelige reaksjoner, og de sterkeste trinnene beskrives stort sett ved ødeleggelser av bygg og grunn. Intensiteten blir altså målt på grunnlag

av grad av ødeleggelse på byggverk, mengden forstyrrelser av overflaten av grunnen, og hvordan mennesker reagerer på skjelvingene. Se tabell 3 for skalaen i sin helhet. På figur 16 vises observasjoner av intensitetsgruppene III, IV og V etter jordskjelvet mellom Stord og Bømlo i august 2000 som hadde en styrke på 4,5 (magnitudeskalaen). Episentret vises som en sort prikk, men er plassert med en god del usikkerhet, i følge NORSAR, på grunn av en del variasjoner i grunnforholdene.

Denne målemetoden er fortsatt relevant, spesielt i jordskjelvutsatte områder der det ikke finnes seismografer som kan måle kraftige skjelv. Skalaen kan også brukes til å anslå størrelsen av historiske skjelv ved å undersøke hvilke ødeleggelse som oppstod, og hvordan menneskene reagerte. Dette er ofte nedtegnet i gamle tidsskrifter eller kirkebøker og liknende, og er nyttig informasjon som kan brukes dersom risikoen for store jordskjelv skal anslås.

Ulempen med denne metoden er at den er følsom for hvilke materialer grunnen er bygd opp av. Dersom et område består av et grunnmateriale som forsterker ristingene fra skjelvet vil selvsagt dette gi et kunstig høyt estimat på størrelsen av jordskjelvet.⁸ I tillegg kan intensiteten som blir rapportert variere mye fra sted til sted, selv på små områder. Som et eksempel kan det nevnes at ved jordskjelvet i San Francisco i 1906 ble rapportert intensitetsverdier fra VI til X+ innenfor en radius på ca 3 km [1, s 151]. Denne store variasjonen kommer fra at grunnforholdene kan være svært forskjellige. Fra tettsteder og små byer blir gjerne mange observasjoner sammenfattet til en verdi gjeldende for hele området, og denne verdien er som regel den høyeste intensiteten som ble observert. Dette kan føre til kunstig høye intensitetstall og gi et galt bilde av hvor stort jordskjelvet egentlig var.



Figur 16, Intensitetssoner etter et jordskjelv mellom Stord og Bømlo, aug. 2000 [10].

⁸ Det kan selvsagt diskuteres om dette er en ulempe eller ikke, siden en skala som beskriver hvordan virkningene jordskjelvet har på omgivelsene gjerne er vel så nyttig som å angi et tall på energimengden det utløser slik som ved magnitudeskalaer. Det er viktigste er å vite forskjellene på de to ulike formene for å beskrive jordskjelv på, spesielt dersom man skal sammenligne skjelv som er målt i ulike skalaer.

Tabell 2, Intensitetsskala EMS98 [5].

Intensitet	Navn	Beskrivelse av observasjoner (forkortet)
I	Ikke merket	Ikke merket
II	Så vidt merket	Merket kun av svært få mennesker i ro innendørs.
III	Svak	Merket av noen innendørs. Personer i ro merker svaiing eller lette rystelser.
IV	Stort sett merket	Merket av mange innendørs, utendørs av få. Noen personer vekkes. Vinduer, dører og porselen skrangler.
V	Sterk	Merket av de fleste innendørs, utendørs av få. Mange vekkes. Noen blir redde. Bygninger ryster gjennomgående. Hengende gjenstander svinger betydelig. Små gjenstander flyttes. Dører og vinduer svinger opp eller igjen.
VI	Litt skadelig	Mange blir redde og løper ut. Noen gjenstander faller. Mange hus får mindre, ikke-strukturelle skader som hårfine sprekker i mur og små skader på murpuss.
VII	Skadelig	De fleste blir redde og løper ut. Møbler flyttes og mange gjenstander faller fra hyller o.l. Mange vanlige, velbygde bygninger får moderate skader; Mindre sprekker i vegger, murpuss løsner, skader på piper. Eldre bygninger kan få større sprekker i mur.
VIII	Svært skadelig	Mange får problemer med å holde seg oppreist. Mange hus får store sprekker i veggene. Noen vanlige, velbygde bygninger kan få alvorlige brudd i vegger. Noen svakere, eldre bygninger kan kollapse.
IX	Destruktivt	Generell panikk. Mange svake konstruksjoner kollapser. Selv velbygde konstruksjoner får alvorlige skader.
X	Svært destruktivt	Mange vanlige, velbygde bygninger kollapser
XI	Ødeleggende	De fleste vanlige, velbygde bygninger kollapser, noen jordskjelvsikre konstruksjoner ødelegges.
XII	Totalt ødeleggende	Nesten alle bygninger ødelegges

2.6.2 Magnitude skala

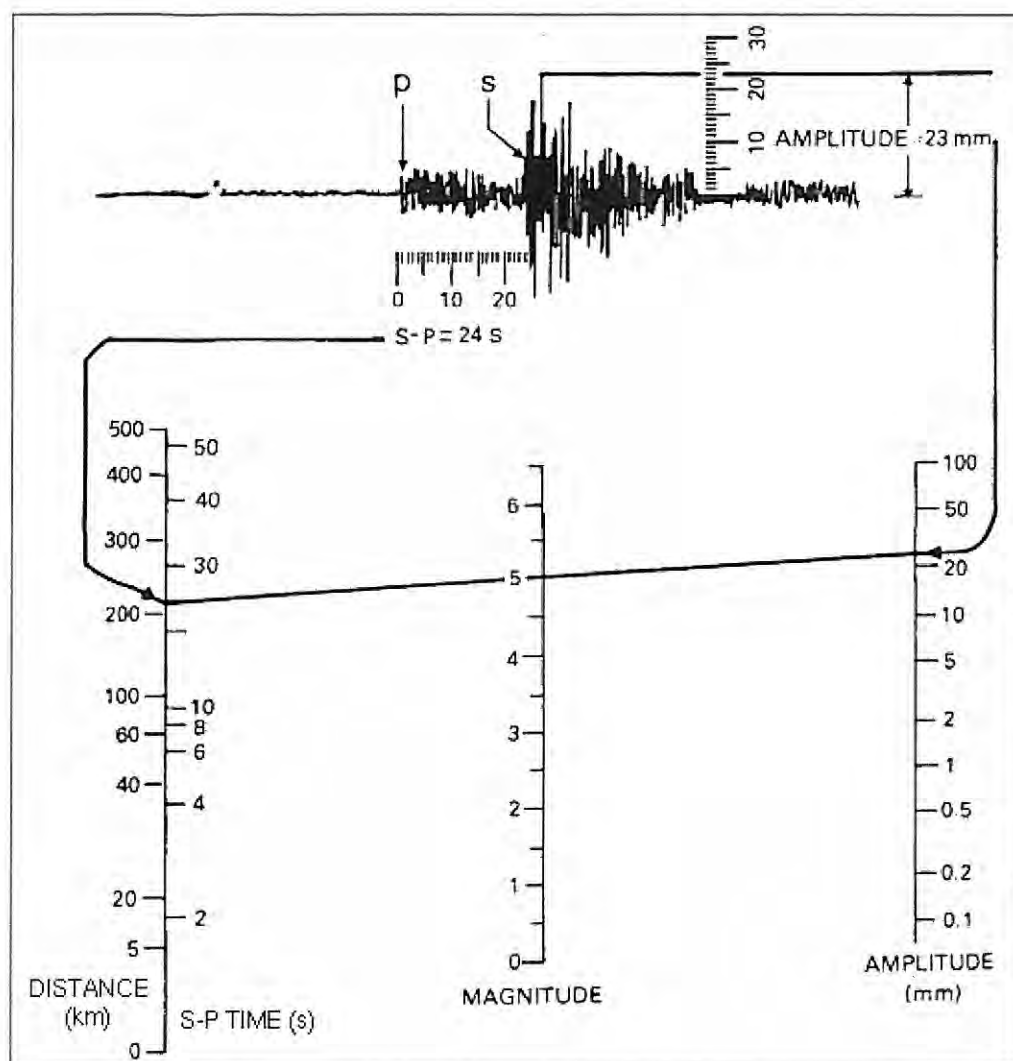
Dersom verdier på størrelsen av et jordskjelv skal kunne sammenlignes over hele verden, trengs et måleverktøy som ikke påvirkes av mennesker og bygningstyper slik som intensitetsskalaen. En slik kvantitativ skala ble først foreslått i 1931 av K. Wadati (Japan) [1], og senere videreutviklet av Charles Richter (California) i 1935. Richters skala er den mest kjente magnitude skalaen.

Magnitudeskalaen er et mål på hvor mye energi skjelvet utløser. Skalaen er logaritmisk fordi energimengden fra ulike jordskjelv har stor variasjon. Ett trinn på skalaen tilsvarer en økning i jordskjelvets styrke på 10 ganger, som svarer til ca. 30 ganger mer utløst energi. Skalaen har i teorien verken et nullpunkt eller en maksimal verdi, men likevel kan det nevnes at jordskorpen ikke kan være opphav til jordskjelv som har større styrke enn rundt 9,5.

”Magnitude” er et begrep som er innført for å slippe å operere med de store tallene som beskriver mengden energi som blir utløst ved et jordskjelv. Metoden baserer seg på å måle maksimal amplitude, som blir registrert av en seismograf⁹, i tillegg til avstanden fra episenter til seismografen for å gi en enkel tallverdi på størrelsen av jordskjelvet. En grafisk fremstilling av metoden er avbildet på figur 17, der det kommer klart frem hvordan Richter-magnituden blir estimert.

Richters skala har noen begrensninger. Den egner seg ikke til bruk dersom skjelvet er større enn rundt 7,5, eller når avstanden fra episenter til seismograf overskrider ca 1000 km.

⁹ Definisjon fra Caplex.no [25] ”Seismograf: seismometer, apparat som registrerer bølgebevegelser i jordskorpen som er forårsaket av jordskjelv eller kjernefysiske eksplosjoner.”



Figur 17, Grafisk fremstilling av hvordan Richter-magnituden kan fastsettes på grunnlag av største amplitude og tidsforskjell mellom P-bølgene og S-bølgene (som gir avstanden fra episenter til seismograf) [22].

2.6.3 Seismisk moment

Som nevnt tidligere er fokus det punktet i forkastningen hvor bruddet startet. Bruddet i forkastningen beveger seg fra fokuspunktet langs forkastningen med stor hastighet til spenningene er utløst. Seismisk moment er et mål på jordskjelvets styrke og peker da tilbake på størrelsen av bruddflaten, lengden på forskyvningen og stivheten til fjellet. Dette er et mål som blir for det meste brukt av seismologer.

2.7 Varsling av jordskjelv

Det er umulig å forutse og dermed varsle om jordskjelv, men det er mulig å angi en sannsynlighet for jordskjelvaktivitet av en viss størrelse innenfor et visst tidsrom. Dette gjøres ved å observere jordskjelv (registrere størrelse og hyppighet) og ved å overvåke platebevegelser og sprekker i jordskorpen. Med dette estimatet kan man si noe om jordskjelvfaren. I et område med ofte forekommende jordskjelv øker faren for jordskjelv dess lengre tid det går fra forrige jordskjelv.

I tillegg til sannsynlighet for jordskjelv er seismisk risiko kanskje enda viktigere å vurdere. Seismisk risiko sier noe om konsekvensene ved et jordskjelv der befolkningstetthet og kvalitet på bygg blir tatt hensyn til. Slik kan det settes et mål på risikoen i forhold til tap av menneskeliv og skader på konstruksjoner. Enkelt sagt så er det ikke noe problem med store jordskjelv i områder der det ikke bor mennesker eller i områder med lite infrastruktur.

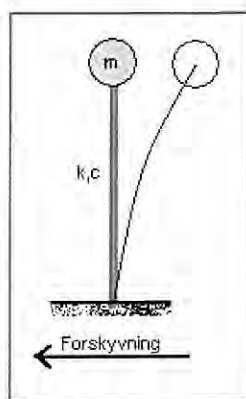
I San Andreas forkastningen i California foregår en konstant overvåkning av aktiviteten i jordskorpen. Historien viser regelmessige, store skjelv og på grunn av tett befolkning i området overvåkes forkastningen spesielt.

3 Jordskjelvlaster på konstruksjoner

3.1 Krefter fra jordskjelv

Når en konstruksjon påkjennes av en jordskjelvlast, oppstår det et komplisert lastbilde som påvirkes av mange parametre. Det som skjer under et skjelv, er at grunnen under konstruksjonen forskyves, slik at massen av konstruksjonen blir satt i bevegelse.

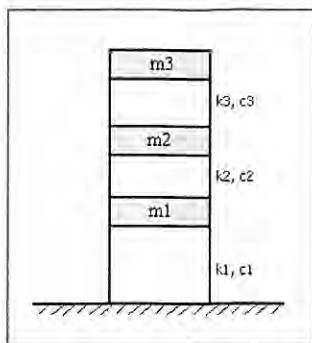
Jordskjelvlasten blir dermed en dynamisk last der skjelvingene rister gjennom bygget. Den vibrerende massen blir en indre treghetskraft i konstruksjonen. Et illustrerende eksempel på dette er en slank mast med en tung masse i toppen, som vist på figur 18. Plutselige forskyvninger i grunnen under masten vil få konstruksjonens masse til å vibrere slik at treghetskreftene oppstår.



Figur 18, Forskyvning i grunnen får konstruksjonen til å vibrere. Basert på [20].

Treghetskreftene som oppstår forstås ut fra Newtons lov, $F = m \times a$, der "m" er byggets masse og "a" er byggets akselerasjon på grunn av akselerasjon i bakken. For og lettere kunne regne på dynamiske problemer, konsentreres massene til hver etasje slik at vertikale konstruksjonsdeler kun har stivhets og dempingsegenskaper, som vist på figur 19. Figur 18 er også et eksempel på en slik forenkling av virkeligheten. I tillegg til treghetskreftene kommer de såkalte $p\Delta$ – kreftene, som virker på grunn av eksentrisiteten i konstruksjonen ved forskyvning i grunnen. $p\Delta$ – kreftene kan beregnes etter regler i standarden [17].

Byggets respons på grunnens bevegelser er altså vibrasjonsbevegelser. Vibrasjonene er tidsavhengige og ikke-periodiske (på grunn av at grunnens akselerasjon er tidsavhengig og ikke-periodisk).



Figur 19, Eksempel på en forenklet fremstilling av en konstruksjon med 3 etg. Basert på [20].

Det er viktig å understreke at det er egenskapene til bygget, fundamentet og grunnen under bygget som i stor grad bestemmer hvordan påkjenningen fra jordskjelvet blir, og ikke bare størrelsen av jordskjelvet alene. Når en konstruksjon skal analyseres for hvordan den vil oppføre seg under en jordskjelvpåkjenning er det altså mange faktorer å ta hensyn til. Situasjonen er dynamisk, der akselerasjonen til konstruksjonen (og dermed treghetskraftene) forandres kontinuerlig. Konstruksjonens akselerasjon avhenger i hovedsak av:

- grunnens akselerasjon (størrelsen, men også varigheten),
- konstruksjonens elastiske og duktile egenskaper,
- massen og fordelingen av massen (geometri) til konstruksjonen og
- fundament (hvordan overgangen mellom bygg og grunn er utført).

3.2 Kollapsformer av bygg

Bygg som utsettes for jordskjelv kan kollapse på mange måter dersom kapasiteten i hele eller deler av konstruksjonen overskrides. Noen hovedtyper for kollapsformer er vist her.

1) "Soft storey" kollaps

Det er viktig med hensyn til jordskjelv at kapasiteten i vertikale konstruksjonsdeler kontrolleres nøye, da kollaps av hele etasjer er et eksempel på en uakseptabel men vanlig jordskjelvskade på bygg. Se figur 20 fra jordskjelvet i Northridge i 1994 der bygget til venstre var tilsvarende like høyt som bygget til høyre. Første etasje hadde kollapset, og redningsmannskapet kjørte rett forbi leilighetskomplekset da de ikke la merke til skadene

[29]. Særlig førsteetasjer (og da bygg med såkalte "soft storey" eller også kalt "soft floors"¹⁰) kollapset under det kraftige skjelvet i Northridge som målte 6.7 magnitudo. På figur 21 er det også her tilfellet at første etasje har kollapset (bygget til venstre). På figur 22 er det også et eksempel på en "soft story" kollapsform.



Figur 20, Det store jordskjelvet i Northridge i 1994. I bygget til venstre i bildet har første etasjen kollapset [9].



Figur 21, Ødeleggelser fra jordskjelvet i Northridge i 1994. Kollaps av første etasje i bygget til venstre [29].



Figur 22, Kollapset førsteetasje i et bygg i Marina distriktet I San Francisco etter "Loma Prieta" jordskjelvet 1989. Jordskjelvet målte 7,1 magnitudo [26].

¹⁰ Typisk for større bygg med søylekonstruksjon i førsteetasje (parkeringsanlegg) og stivere veggkonstruksjon oppover i etasjene. Etasjene over den myke delen vil forbli udeformert, mens all utsving (og altså all belastning) vil foregå i søyleetasjen. To sjekkpunkter for å bestemme om det eksisterer en såkalt "soft storey" er gitt i [27]: 1) Stivhet, K_1 , i etasjen som undersøkes er mindre enn 70% av stivheten, K_2 , i etasjen over. 2) Stivhet, K_1 , i etasjen som undersøkes er mindre enn 80% av gjennomsnittet av stivhetene, K_2, K_3, K_4 , i etasjene over.

2) "Pancake" kollaps

Såkalt pancake kollaps av bygg er en betegnelse på fullstendig kollaps. Et illustrerende eksempel er vist på figur 23. Bygget var 4 etasjer høyt og en kan se tydelig de tre dekkene ligge oppå hverandre.



Figur 23, Kollaps av et 4 etasjers skolebygg under det store jordskjelvet i India, Ahmedabad, i 2001. Skjelvet målte 7.9 magnitudo [19].

3)Fundamentfeil

Denne type kollaps oppstår dersom fundamentet ikke har kapasitet til å stå imot de genererte skjærkreftene. Se eksempler på figurene 24 og 25 som er fra jordskjelvet i Kobe i 1995 som målte 7,2 magnitudo.



Figur 24, Kollaps av bygg på grunn av brudd i fundamentet [8].



Figur 25, Brudd i fundament av en boligblokk under jordskjelvet i Kobe, 1995 [8].

3.3 Egenskaper ved jordskjelvsikre bygg

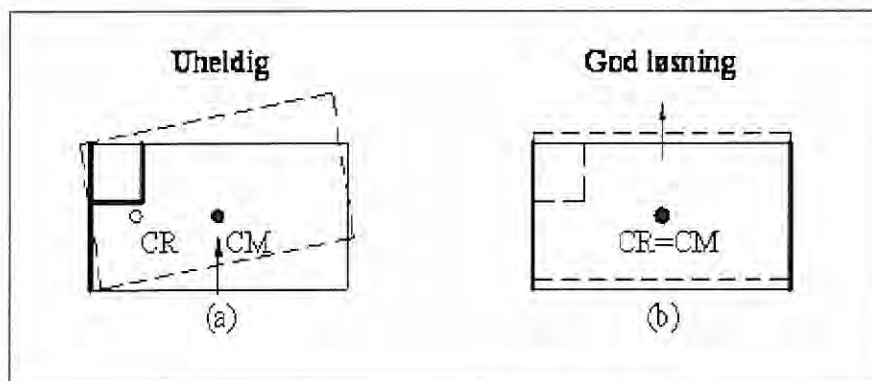
For å oppnå en gunstig bærende konstruksjon med hensyn til både økonomi og sikkerhet ved jordskjelv må det tas hensyn til følgende prinsipper i prosjekteringen [17]:

- ”konstruksjonsmessig enkelthet;
- regelmessighet, symmetri og redundans;
- motstand og stivhet i to retninger;
- torsjonsmotstand og – stivhet;
- skivevirkning ved etasjenivå;
- passende fundament.”

Det første prinsippet om enkelhet av konstruksjonen er gitt fordi enkle konstruksjoner gir mye mindre rom for feil ved prosjektering. Det blir mindre usikkerhet ved modellering og dimensjonering av bygget og en kan estimere mer eksakt hvordan konstruksjonen vil oppføre seg under et jordskjelv. I tillegg vil færre avvik oppstå ved selve oppføringen. Totalt sett vil dette gi et mer sikkert bygg ved et jordskjelv [21].

Videre er stivhetsegenskapene til konstruksjonen spesielt viktig å ha kontroll på. Duktile bærekonstruksjoner i for eksempel stål er tryggere enn sprø konstruksjoner som for eksempel mursteinsbygg uten armering.

I tillegg til stivheten i konstruksjonen vil også *beliggenheten* av de avstivende elementene påvirke kreftene i bygget under et jordskjelv. Konstruksjonen bør ha noenlunde sammenfallende stivhetssenter og massesenter for å unngå at torsjonskrefter skal oppstå som vist på figur 26. På figur 26 a) er avstivede vegger kun lagt til venstre side av bygget, mens på figur 26 b) er skivene lagt på begge sider av konstruksjonen. Som vist, gir løsning b) best oppførelse av bygget. For flere eksempler og detaljer vedrørende dette, se kapittel 4 i NS-EN 1998.



Figur 26, eksempel på ulike plasseringer av stive skiver i et bygg og hvordan dette påvirker stivhetssenteret. CR: stivhetssenter, CM: massesenter [17].

Standarden inneholder også geometriske krav og anbefalinger ved prosjektering av jordskjelvsikre bygg. Dette fremkommer blant annet ved krav om regularitet i plan og oppriss og får direkte konsekvens for valg av analysemetode. Se kapittel 4 i NS-EN 1998 for detaljer [17].

Punktet vedrørende prinsipp om skivevirkning ved etasjenivå er med for å understreke at gulvene (og taket) har en stor innvirkning på konstruksjonen, dersom den blir utsatt for

seismisk last. De horisontale skivene ”samlar og overfører treghetskrefter til de vertikale bæresystemene og sikrer at disse systemene sammen motstår den horisontale seismiske påvirkningen” [17].

Det kan også nevnes her, at i tillegg til at fundamentet må kunne overføre krefter fra grunnen til bygget, skal et godt fundament også sikre at hele konstruksjonen utsettes for en jevn, seismisk last. Dersom dette ikke oppfylles vil de ulike delene av bygget respondere ulikt på bevegelsene, og andreordens effekter vil bli fremtredene. For eksempel kan ulike deler av bygget begynne å slå imot hverandre i stedet for å oppføre seg som en samlet enhet.

Forenklingen med konsentrerte masser på masseløse staver (med gitt stivhet og demping) vil da ikke lenger være en akseptabel tilnærning.

4 Teori

4.1 Innledning

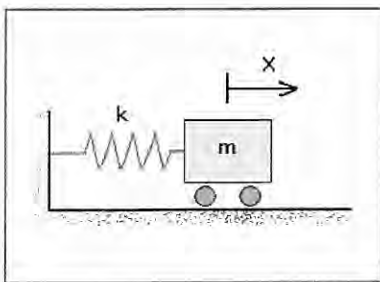
Det kompliserte lastbildet som oppstår i en konstruksjon under påkjenning av et jordskjelv kan modelleres matematisk. Til dette brukes teori for dynamisk analyse og responsen av bygget kan estimeres på grunnlag av dette.

Når dynamiske analyser av en konstruksjon skal utføres, må konstruksjonen idealiseres til et system som kan analyseres ved hjelp av denne teorien. Avhengig av hvordan konstruksjonen er bygget opp, vil konstruksjonen modelleres med en eller flere frihetsgrader. For svært enkle konstruksjoner er det tilstrekkelig med en frihetsgrad. For mer kompliserte konstruksjoner må flere frihetsgrader brukes for å få en god nok tilnærming. I de følgende avsnitt vil slike enkle system med en frihetsgrad bli presentert.

Den dynamiske teorien med flere frihetsgrader har samme prinsipper som vist for en-frihetsgradssystemer, men er matematisk sett noe mer komplisert. For teori vedrørende dette vises det til [20], som også dette kapitlet i stor grad bygger på.

4.2 Udempet system med en frihetsgrad

Dynamiske problemer kan ofte idealiseres med en modell, som består av konsentrerte masser og lineære fjærer. Figur 27 viser et slikt idealisert system med en frihetsgrad. På grunn av at dette systemet er udempet vil vognen, dersom den blir satt i bevegelse, svinge i det uendelige om likevektspunktet.



Figur 27. System med en frihetsgrad, udempet. Fjærstivhet, k , masse, m , og avstand, x [20].

Utledning av bevegelsesligning ved hjelp av Newtons andre lov, $F = m \cdot a$, på figur 27:

Velger nullpunkt (likevekt) for bevegelsen i massens tyngdepunkt, og forskyving, x , i retning som vist på figur. Akselerasjonen ved tiden t er da uttrykt ved den dobbeltderiverte av avstanden ved t , x : $\frac{d^2\bar{x}(t)}{dt^2}$, eller forenklet uttrykt som \ddot{x} . Siden m er uavhengig av t , kan formelen skrives som:

$$F(t) = m * \ddot{x}$$

Fjærstivheten, k , under en bevegelse $x(t)$ utgjør en kraft i fjæren, motsatt rettet fra x ,

$$F(t) = -k * x.$$

Bruker fritt legeme diagram på figur n ovenfor.

Da har vi:

$$m\ddot{x} = -kx$$

$$m\ddot{x} + kx = 0 \tag{1.1}$$

Ligning (1.1) er bevegelsesligning til et udempet system med en frihetsgrad.

Differensialligningen har løsning på formen

$$x(t) = C e^{st} \tag{1.2}$$

der C og s er konstanter som må bestemmes. Setter ligning (1.2) inn i ligning (1.1) ved substitusjon av x , og får uttrykket:

$$C(ms^2 + k) = 0$$

Ser at $C \neq 0$, da får vi karakteristisk ligning:

$$ms^2 + k = 0$$

$$s = \pm \left(-\frac{k}{m}\right)^{\frac{1}{2}}$$

Har $i = (-1)^{\frac{1}{2}}$ og egensvingefrekvens, $\omega_n = \left(\frac{k}{m}\right)^{\frac{1}{2}}$, slik at

$$s = \pm i\omega_n \tag{1.3}$$

Setter uttrykket for s , (1.3), inn i løsningsformelen (1.2) og får løsningen

$$x(t) = C_1 e^{i\omega_n t} + C_2 e^{-i\omega_n t} \quad (1.4)$$

Der C_1 og C_2 er konstanter.

Vet at $e^{\pm iat} = \cos at \pm i \sin at$. Brukes på ligningen (1.4):

$$x(t) = A_1 \cos \omega_n t + A_2 \sin \omega_n t \quad (1.5)$$

Der A_1 og A_2 er nye konstanter. Konstantene kan bestemmes av initialbetingelsene til systemet. På systemet her (figur 23) kan følgende initialbetingelser fastsettes:

Forskyvning, $x(t)$, ved $t=0$ defineres som x_0 . Setter $t=0$ inn i ligning (1.5), og fordi $\sin 0 = 0$ og $\cos 0 = 1$ får vi:

$$x(t = 0) = A_1 = x_0 \quad (1.6)$$

Farten til systemet, $\dot{x}(t)$, ved $t=0$ defineres som \dot{x}_0 . Deriverer ligning (1.5) en gang mhp. t , og setter inn for $t=0$.

$$\begin{aligned} \dot{x}(t = 0) &= \omega_n A_2 = \dot{x}_0 \\ A_2 &= \frac{\dot{x}_0}{\omega_n} \end{aligned} \quad (1.7)$$

Setter inn grensebetingelsene (1.6) og (1.7) inn i (1.5) og får løsningen:

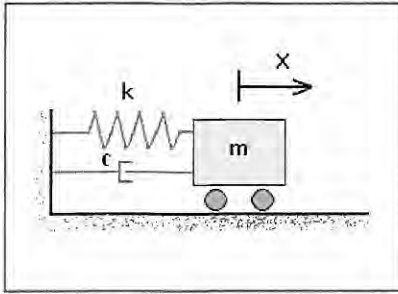
$$x(t) = x_0 \cos \omega_n t + \frac{\dot{x}_0}{\omega_n} \sin \omega_n t \quad (1.8)$$

Ligningen (1.8) kan brukes for alle udempede systemer med en frihetsgrad. Naturlig periode er $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$.

4.3 Dempet system med en frihetsgrad

Systemet vist på figur 28 er viskøst dempet. Den viskøse dempingskraften, F_c , er proporsjonal med farten og kan uttrykkes som $F_c = -c\dot{x}$. c er dempingskonstanten for viskøs demping, \dot{x}

er farten (førstederivert av avstand, x , mhp tiden, t) og dempingskraften er negativ fordi den er motsatt rettet av x .



Figur 28, System med en frihetsgrad, dempet. Fjærstivhet, k , masse, m , demping, c og avstand, x [20].

Dersom likevektsposisjon settes i massens tyngdepunkt blir bevegelsesligningen fra Newtons lov:

$$m\ddot{x} = -c\dot{x} - kx$$

Eller:
$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (2.1)$$

Løsning av differensialligningen har formen $x(t) = Ce^{st}$, der C og s er konstanter som må bestemmes. Setter inn for x i ligningen (2.1) og på grunn av at $C \neq 0$, får vi karakteristisk ligning:

$$ms^2 + cs + k = 0 \quad (2.2)$$

Som har løsning:

$$s_{1,2} = \frac{-c \pm \sqrt{c^2 - 4mk}}{2m} = -\left(\frac{c}{2m}\right) \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}} \quad (2.3)$$

Disse røttene gir to løsninger på ligning (2.1):

$$x_1(t) = C_1 e^{s_1 t} \quad \text{og} \quad x_2(t) = C_2 e^{s_2 t} \quad (2.4)$$

Slik at generell løsning av ligning (2.1) blir:

$$x(t) = C_1 e^{s_1 t} + C_2 e^{s_2 t}$$

$$x(t) = C_1 e^{\left\{-\left(\frac{c}{2m}\right) + \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}}\right\}t} + C_2 e^{\left\{-\left(\frac{c}{2m}\right) - \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}}\right\}t} \quad (2.5)$$

Ligning (2.5) kan skrives på en enklere form ved hjelp av kritisk dempingskonstant, c_c , som er definert som den verdien for c som gjør at uttrykket under rottegnet (radikalen) i ligning (2.3) blir null.

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

$$c_c = 2m \sqrt{\frac{k}{m}} = 2m\omega_n \quad (2.6)$$

Videre er dempningsforhold, ζ , som er forholdet mellom dempingskonstant og kritisk dempningskonstant gitt ved:

$$\zeta = \frac{c}{c_c} \quad (2.7)$$

$\frac{c}{2m}$ i ligning (2.5) skrives om ved hjelp av ligning (2.6) og (2.7):

$$\frac{c}{2m} = \frac{c}{c_c} * \frac{c_c}{2m} = \zeta \omega_n \quad (2.8)$$

Som gir:

$$s_{1,2} = (-\zeta \pm \sqrt{\zeta^2 - 1})\omega_n$$

Slik at ligning (2.5) kan uttrykkes:

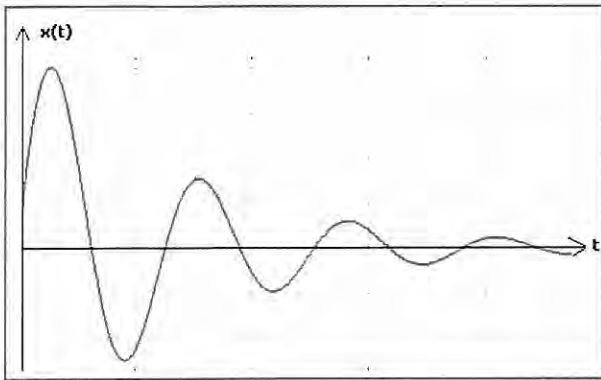
$$x(t) = C_1 e^{(-\zeta + \sqrt{\zeta^2 - 1})\omega_n t} + C_2 e^{(-\zeta - \sqrt{\zeta^2 - 1})\omega_n t} \quad (2.9)$$

Løsningen på ligning (2.9) avhenger av i hvilken grad systemet er dempet. Ser av ligningen at dersom vi har et udempet system, $\zeta = 0$, så får vi samme uttrykk som utledet i 4.1.

Det skilles mellom tre ulike grader av den viskøse dempingen:

1. Systemet er underdempet, $\zeta < 1$.
2. Systemet er kritisk dempet, $\zeta = 1$.
3. Systemet er overdempet, $\zeta > 1$.

Det er det første tilfellet, der systemet er underdempet, som er viktig i denne sammenheng. En grafisk fremstilling av svingebevegelsen til et system med denne grad av demping er vist på figur 29. Massen svinger om likevektspunktet med avtakende amplitude for hver periode til systemet igjen er i likevekt.



Figur 29, Prinsippskisse for bevegelsen til et underdempet system. Basert på [20].

I et underdempet system er $\zeta < 1$, det vil si at $c < c_c$ og $\frac{c}{2m} < \sqrt{\frac{k}{m}}$. Leddet $(\zeta^2 - 1)$ i ligning (2.9) er negativt, og røttene kan uttrykkes:

$$s_1 = (-\zeta + i\sqrt{1-\zeta^2})\omega_n$$

$$s_2 = (-\zeta - i\sqrt{1-\zeta^2})\omega_n$$

Løsningen av (2.9) kan da skrives

$$\begin{aligned} x(t) &= C_1 e^{(-\zeta + i\sqrt{1-\zeta^2})\omega_n t} + C_2 e^{(-\zeta - i\sqrt{1-\zeta^2})\omega_n t} \\ &= e^{-\zeta\omega_n t} \left\{ C_1 e^{(i\sqrt{1-\zeta^2})\omega_n t} + C_2 e^{(-i\sqrt{1-\zeta^2})\omega_n t} \right\} \\ &= e^{-\zeta\omega_n t} \left\{ (C_1 + C_2) \cos(\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t) + i(C_1 - C_2) \sin(\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t) \right\} \end{aligned} \quad (2.10)$$

Erstatter konstantene i (2.10) med nye konstanter, A og B , og får da:

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left\{ A \cos(\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t) + B \sin(\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t) \right\} \quad (2.11)$$

Ligningen (2.11) kan også beskrives med *dempet egensvingefrekvens*, $\omega_d = \sqrt{1-\zeta^2}\omega_n$:

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \{ A \cos(\omega_d t) + B \sin(\omega_d t) \} \quad (2.12)$$

Nå kan A og B bestemmes ut i fra grensebetingelser:

- Ved $x(t = 0)$, blir sinusleddet i ligning (2.12) null og $e^0 = 1$, slik at $A = x_0$.
- Ved $\dot{x}(t = 0)$, blir sinusleddet i den første deriverte av ligning (2.12) null, og $e^0 = 1$, slik at vi får $B = \frac{(\dot{x}_0 + \zeta\omega_n x_0)}{(\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n)}$

Løsningen på differensialligningen er ligningen (2.11) med innsatt for A og B :

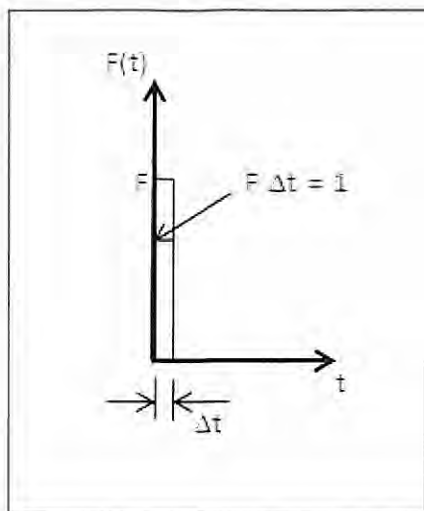
$$x(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left\{ x_0 \cos(\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t) + \frac{(\dot{x}_0 + \zeta\omega_n x_0)}{(\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n)} \sin(\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t) \right\} \quad (2.13)$$

Kan sette inn for dempet periode i ligning (2.13) ($\omega_d = \sqrt{1-\zeta^2}\omega_n$):

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left\{ x_0 \cos(\omega_d t) + \frac{\dot{x}_0 + \zeta\omega_n x_0}{\omega_d} \sin(\omega_d t) \right\} \quad (2.14)$$

4.4 Respons av underdempet system utsatt for en impulseksitasjon

Systemet med en frihetsgrad blir utsatt for en enhetsimpuls, $f_{\sim} = 1$, ved $t = 0$. Lasten er skissert på figur 30.



Figur 30, Lastbilde, enhetsimpuls [20].

Bevegelsesligningen for et dempet system (som vist i kapittel 4.2):

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (3.1)$$

Hvis Δt er mye mindre enn egensvingeperioden av systemet og dersom systemet er underdempet, har en løsningen:

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left\{ x_0 \cos \omega_d t + \frac{\dot{x}_0 + \zeta\omega_n x_0}{\omega_d} \sin \omega_d t \right\} \quad (3.2)$$

Hvor:

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega_n} \quad \omega_d = \sqrt{1 - \zeta^2} \omega_n$$

Massen er i likevektsposisjon når impulsen inntreffer, dvs. $x = \dot{x} = 0$ for $t < 0$ og $t = 0^-$.

Og fordi impulslast er definert som $f_{\sim} = F\Delta t = m\dot{x}_2 - m\dot{x}_1$, og vi har $F\Delta t = 1$, har vi

$$f_{\sim} = 1 = m\dot{x}(t = 0) - m\dot{x}(t = 0^-) = \dot{x}_0 \quad (3.3)$$

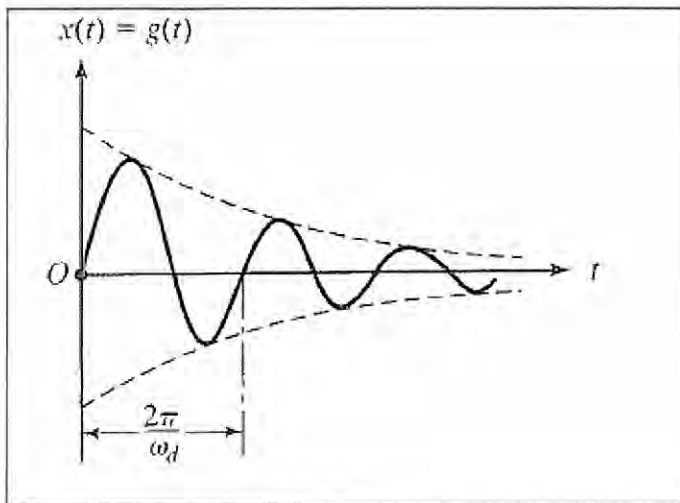
Grensebetingelsene med dette gitt:

- $x(t = 0) = x_0 = 0$
- $\dot{x}(t = 0) = \dot{x}_0 = \frac{1}{m}$

Bruker disse på ligning (3.2) som da reduseres til:

$$x(t) = g(t) = \frac{e^{-\zeta\omega_n t}}{m\omega_d} \sin \omega_d t \quad (3.4)$$

Ligning (3.4) gir responsen på en enhetsimpulslast på et system med en frihetsgrad. Denne funksjonen kalles *impulsresponsfunksjonen*, $g(t)$, og er vist grafisk på figur 31.



Figur 31, Impulsresponsfunksjon for systemet utsatt for en enhetsimpuls, $f_0 = 1$, ved $t = 0$ [20].

Dersom størrelsen på impulslasten er F_0 , blir startfarten, $\dot{x}_0 = \frac{F_0}{m}$, og responsen av systemet:

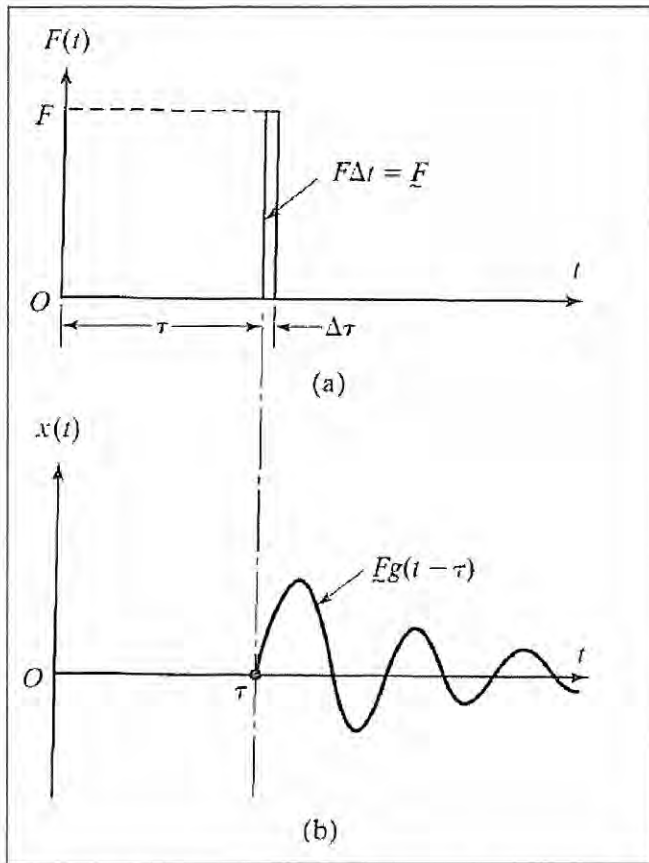
$$x(t) = g(t) = \frac{F_0 e^{-\zeta\omega_n t}}{m\omega_d} \sin \omega_d t = F_0 * g(t) \quad (3.5)$$

Dersom impulslasten, F_0 , blir påført ved en vilkårlig tid, $t = \tau$, vil denne impulsen forandre farten (ved $t = \tau$) med $\frac{F_0}{m}$. Se figur 32 a) for lastbildet.

Anta at $x = 0$ inntil impulslasten blir påført. Forskyvningen, x , i en vilkårlig etterfølgende tid, t , forårsaket av en endring i farten ved tid, τ , er beskrevet ved ligning (3.6). Ligning (3.6) er ligning (3.5) der t er erstattet med tiden som er gått etter påføring av impulslasten: $(t - \tau)$.

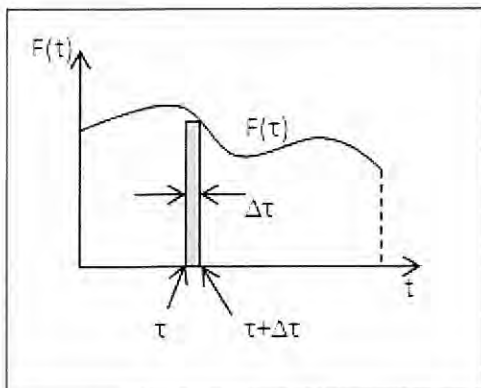
$$x(t) = F_0 g(t - \tau) \quad (3.6)$$

Responser som ligning (3.6) representerer er grafisk fremstilt på figur 32 b).



Figur 32, Lastbildet vist grafisk på figur a). Responser på lasten vist på figur b) [20].

Grunnlaget for impulslasten kan brukes til å utlede Duhamelintegralet (som kan brukes til å beskrive et underdempet system som er utsatt for eksitasjon av grunnen). Utgangspunktet er et system utsatt for en vilkårlig påsatt kraft, $F(t)$, som vist på figur 33.



Figur 33, Tilfeldig, ikke-periodisk lastfunksjon, $F(\tau)$ [20].

Man kan se på lasten som en serie impulser med varierende størrelser. Ved tiden τ , virker en kraft $F(\tau)$ på systemet en kort periode, $\Delta\tau$. Impulsen som virker ved $t = \tau$ er gitt ved $F(\tau)\Delta\tau$. Tiden som er gått siden impulslasten vil for alle t være $t - \tau$. For denne impulsen alene vil responsen til systemet være som for ligning (3.6), men med $F_{\sim} = F(\tau)\Delta\tau$:

$$\Delta x(t) = F(\tau)\Delta\tau g(t - \tau) \quad (3.7)$$

Total respons av systemet kan finnes ved å summere alle responser på grunn av de enkelte impulslastene (som virker ved alle tider τ):

$$x(t) \approx \sum F(\tau)g(t - \tau)\Delta\tau \quad (3.8)$$

La $\Delta\tau \rightarrow 0$, og integrerer i stedet for å summere:

$$x(t) = \int_0^t F(\tau)g(t - \tau)d\tau \quad (3.9)$$

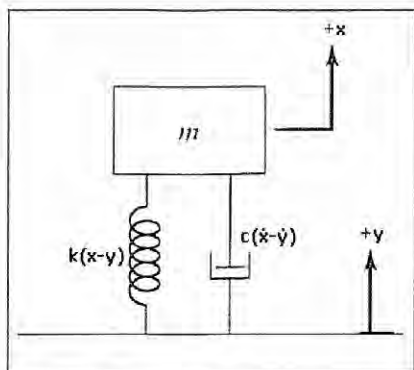
Substituerer (3.4) inn i ligning (3.9):

$$x(t) = \frac{1}{m\omega_d} \int_0^t F(\tau)e^{-\zeta\omega_n(t-\tau)} \sin[\omega_d(t - \tau)]d\tau \quad (3.10)$$

Ligning (3.10) gir responsen av et underdempet system med en frihetsgrad på en tilfeldig eksitasjon, $F(t)$. Ligning (3.9) og (3.10) blir kalt Duhamel integral.

4.5 Respons på eksitasjon av grunnen

Et system som er vist på figur 34 blir utsatt for en vilkårlig eksitasjon av grunnen. Relativ forskyvning av massen defineres da som $z = x - y$.



Figur 34, system utsatt for eksitasjon av grunn [20].

Bevegelsesligningen for systemet blir:

$$m\ddot{z} + c\dot{z} + kz = -m\ddot{y} \quad (4.1)$$

Som er tilsvarende:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F \quad (4.2)$$

Hvor $x = z$ og $F = -m\ddot{y}$. Det vil si at Duhamelintegralet som kan brukes for å løse ligning (4.2) også kan brukes for å løse ligning (4.1).

Setter inn i ligning (3.10), med $F = -m\ddot{y}$.

$$z(t) = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{y}(\tau) e^{-\zeta\omega_n(t-\tau)} \sin(\omega_d(t-\tau)) d\tau \quad (4.3)$$

Ligning (4.3) beskriver den relative forskyvningen til et underdempet system som er utsatt for en eksitasjon av grunnen.

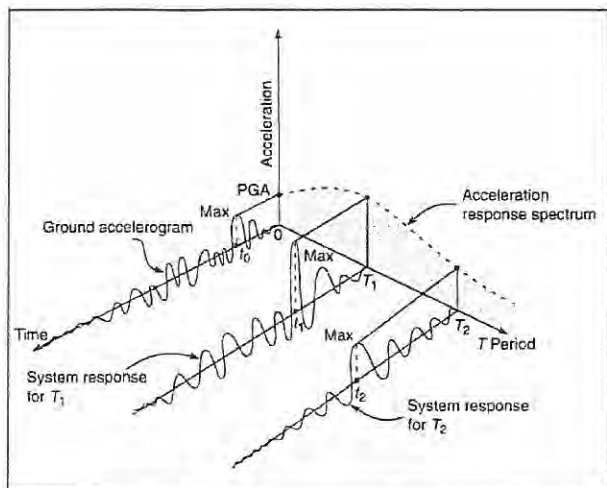
Kan innføre (for $z(t)$ max): $S_v = \int_0^t \ddot{y}(\tau) e^{-\zeta\omega_n(t-\tau)} \sin(\omega_d(t-\tau)) d\tau$

Og ligning (4.3) kan da skrives som:

$$z(t)_{max} = -\frac{1}{\omega_d} S_v \quad (4.4)$$

4.6 Pseudoresponsspektrum

Et pseudoresponsspektrum er en representasjon av hvordan den maksimale responsen varierer med systemets egensvingefrekvens for en gitt tidshistorie av last. Når kraftfunksjonen som setter systemet i bevegelse er beskrevet i et slikt pseudospektrum, trengs bare egensvingefrekvensen til systemet for å finne maksimal respons. På figur 35 er prinsippet ved etablering av et pseudoresponsspektrum skissert.



Figur 35, Prinsipp ved pseudoresponsspektrum. Her er det systemets respons på akselerasjon av grunnen som er vist [27].

I jordskjelvsammenheng er det pseudospektrene som beskriver forskyvning, fart eller akselerasjon som er interessante. Det er vanlig å finne hastighetsresponspekteret for så og uttrykke forskyvning- og akselerasjonresponspekteret på grunnlag av dette.

For et udempet system som vibrerer fritt har vi at:

$$\ddot{x}|_{max} = -\omega_n^2 x|_{max} \quad \text{og} \quad \dot{x}|_{max} = \omega_n x|_{max}$$

Akselerasjonsspektrumet, S_a , og forskyvningsspekteret, S_d , kan beskrives ved hastighetsresponspekteret, S_v :

$$S_d = \frac{S_v}{\omega_n} \quad (5.1) \quad \text{og} \quad S_a = S_v \omega_n \quad (5.2)$$

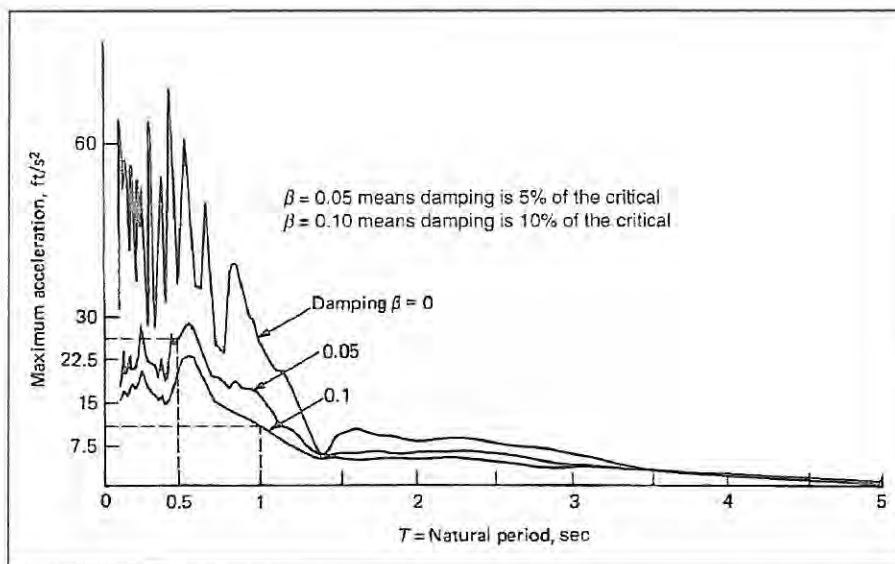
Der

$$S_v = \int_0^t \ddot{y}(\tau) e^{-\zeta \omega_n (t-\tau)} \sin(\omega_n (t-\tau)) d\tau$$

Dersom et dempet system med en frihetsgrad blir utsatt for en akselerasjon av grunnen, $\ddot{y}(t)$, blir bevegelsesligningen som i ligning (4.1), og responsen, $z(t)$, som i ligning (4.3). Dersom systemets bevegelser etter lastvirkning kan antas å være harmoniske, kan ligningene (5.1) og (5.2) brukes. Hastigheten som korresponderer med den antatte (og ikke virkelige) harmoniske bevegelsen til systemet kalles pseudohastighet. Responsspekteret kalles pseudoresponsspektrum som understreker at det bygger på en ikke virkelig bevegelse. Det kan etableres i dette tilfellet ved å derivere ligning (4.3); $S_v = |\dot{z}_{max}|$.

$$\dot{z}(t) = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{y}(\tau) e^{-\zeta\omega_n(t-\tau)} [-\zeta\omega_n \sin(\omega_d(t-\tau)) + \omega_d \cos(\omega_d(t-\tau))] d\tau \quad (5.3)$$

I jordskjelvanalyser er det generelt ikke nødvendig å løse Duhamelintegralet. Det er på grunn av at maksimal respons for mange tidligere jordskjelv i tillegg til simulerte jordskjelv, allerede er registrert. Et eksempel på dette er akselerasjonsresponsen fra El Centro jordskjelvet som er vist på figur 36.



Figur 36, Akselerasjonsresponspektrum etter El Centro jordskjelvet i California, USA [27].

For å etablere slike akselerasjonsresponspektre fra virkelige jordskjelv, blir en serie av flere dempede en-frihetsgradsystemer utsatt for eksitasjon av grunnen forårsaket av jordskjelvet.

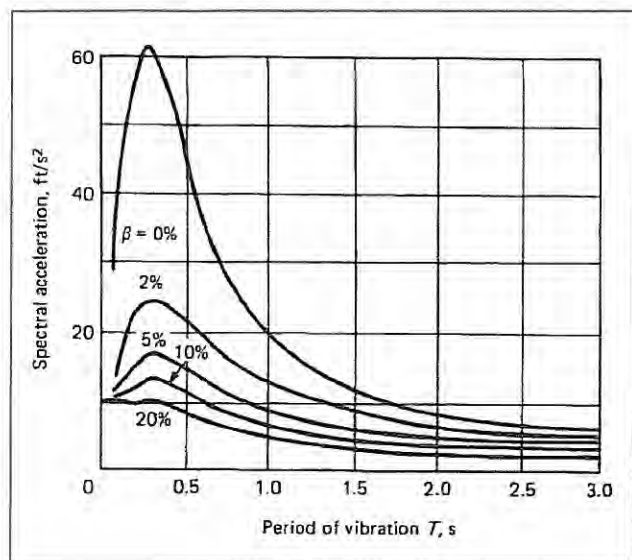
Ved å integrere over forskyvningene som vist tidligere, kan maksimale verdier (forskyvninger) bestemmes ved ulike perioder. Resultatene, de såkalte spektralkurvene, er ofte preget av "spisse" og relativt uregelmessige amplituder, noe som indikerer resonans mellom system og påført vibrasjon. På grunn av dette legges det flere ulike jordskjelv til

grunn dersom denne type spektra brukes til å studere responsen av en konstruksjon. Da lages en ”omhyllingskurve” for å dekke opp for at neste jordskjelv ikke ser nøyaktig likt ut som forrige på hvor toppene kommer.

Som et alternativ til å bruke flere responsspektre kan et jevnet spekter anvendes.

Spektralkurvene har en tendens til å jevnes ut dersom dempingsegenskaper legges til som vist på figur 36. På grunn av at alle reelle bygg har dempingsegenskaper kan de høye toppene i spekteret neglisjeres. Resultatet blir en graf som går gjennom relevante maksimale verdier.

Jordskjelvet som er fremstilt på figur 36 er vist med denne modifikasjonen på figur 37.



Figur 37. Jevnet responsspektrum (akselerasjon) for El Centro jordskjelvet [27].

Slike responsspektre er svært anvendelige til å estimere hvordan en konstruksjon vil oppføre seg under et jordskjelv, og det er slike spekter man bruker ved prosjektering etter jordskjelvstandarden, NS-EN 1998-1.

4.7 Beregning av eigsvingefrekvenser

Det første som må undersøkes når en konstruksjon skal dimensjoneres for jordskjelvlaster er byggets dynamiske egenskaper i form av eigsvingeperioder. Byggets egenperioder er avhengig av stivheten og massen til bygget.

Eigsvingeperioden til det generelle dynamiske systemet vist i figur 27 er gitt ved:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Der "m" er massen og "k" er stivheten til systemet.

Stivheten avhenger av tverrsnitt og materialegenskaper (elastitetsmodul) til konstruksjonen, i tillegg til hvordan konstruksjonen er bygd opp. En konstruksjon består oftest av flere deler og kompliserte geometriske former, og stivheten og korrekt massefordeling til konstruksjonen blir da vanskeligere å anslå nøyaktig dersom man ikke bruker et egnet analyseverktøy. For mange typer konstruksjoner er det mulig å gjøre en forenkling til en nærliggende modell som kan beregnes for hånd. I mange tilfeller finnes det også modeller for å beregne egensvingeperioden basert på erfaringsdata. Ved hjelp av slike modeller eller forenklede formler kan den første egensvingeperioden til mange bygg beregnes.

Ved bruk av elementmetodeprogrammer kan flere egensvingeperioder beregnes ved å gjennomføre en analyse av bygget. Det er da et spørsmål om hvor nøyaktig modellen skal modelleres. Som oftest er det hovedbæresystemet som blir modellert, men det er viktig å ta hensyn til at også sekundære bygningsdeler påvirker svingningene. Det er også viktig å lage en modell som ivaretar de globale svingningene av bygget og ikke fokusere på svingeformer som kun påvirker delementer av bygget.

5 Prosjekteringsstandard

5.1 Bakgrunn

For å finne dimensjonerende jordskjelvlaster for nye bygg i Norge må kravene angitt i de relevante standardene overholdes. I Norge skal NS-EN 1998 anvendes for prosjektering og konstruksjon av nye bygg i områder som kan bli utsatt for jordskjelv. I standardens kapittel 1, om omfanget av standarden står det at "Formålet med den er, i tilfellet jordskjelv, å sikre at:

- menneskeliv beskyttes;
- skadeomfanget begrenses, og
- byggverk som er viktige for å beskytte sivilbefolkningen, forblir operative."

Det er videre nevnt som merknad at målene ovenfor bare er delvis mulig å oppnå. Risikoen for et jordskjelv og konsekvensene av det avhenger av sannsynlighet og er vanskelig å forutse. I tillegg til at denne risikoen varierer mye fra land til land spiller også økonomien en viktig rolle. Enkelte land har gjerne andre og større farer som må tas hensyn til før jordskjelvsikring vil komme inn i bildet.

Norge er et lavseismisk område. Dette fører til at det i visse tilfeller kan utføres forenklede lastberegninger, eller det kan unngås helt å dimensjonere for jordskjelv. Grunnleggende krav ved jordskjelv er i standarden beskrevet med et krav om motstand mot sammenbrudd. Det vil si at konstruksjonen må kunne motstå den angitte dimensjonerende påvirkningen fra jordskjelvet uten lokalt eller globalt sammenbrudd. Konstruksjonsmessig integritet og restbæreevne må være tilstede etter et eventuelt skjelv. På denne måten defineres jordskjelvet som en ulykkeslast i Norge [17].

Standarden angir verdier og metoder for å beregne hvor stor den dimensjonerende jordskjelvlasten må være for å få en sikker konstruksjon. I tillegg beskriver standarden også krav om utførelser av detaljer og kvalitet på materialer.

Alt som er tatt opp i dette kapittelet finnes i NS-EN 1998-1:2004 + NA:2008 og i NS 3491-12. Spesiell oppmerksomhet bør rettes til det nasjonale tillegget i Eurokoden.

5.2 Forenklet beregning av egensvingefrekvenser

Ideelt vil egensvingefrekvenser for et bygg beregnes med nøyaktige beregninger, for eksempel ved bruk av elementmetodeprogrammer. For å gjøre et overslag av egensvingeperiode til bruk i forenklede beregninger, kan forenklede formler benyttes for beregning av egensvingeperiode. For bygg som:

- kan representeres med to ortogonale, plane modeller i tillegg til at
- bygget ikke påvirkes i vesentlig grad av høyere svingeformer,
- har gunstig fordeling av masse og stivhet,
- byggets høyde er under 40m

kan første egensvingeperiode anslås forenklet med følgende formler som oppgitt i NS-EN 1998. De to første metodene som er omtalt her er for alle typer bygg. Den tredje formelen er kun for bygg med avstivningssystem i betong og bygger på Rayleighs metode. De forenklede formlene er nesten alltid svært konservative, mellom annet på grunn av at konstruksjonen antas å være fast innspent.

1)

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

Der C_t er en faktor avhengig av hvilket avstivningssystem konstruksjonen har (se tab under), og H er høyden på bygg fra fundament eller stiv kjeller i meter. T_1 er første egenperiode.

Tabell 4, Faktor C_t [16].

Avstivningssystem	C_t
Stålramme	0,085
Betongramme	0,075
Andre	0,050

2)

$$T_1 = 2 * \sqrt{d}$$

T_1 er første egenperiode og d er den elastiske forskyvningen i topp bygg når gravitasjonslastene er påført i horisontalretning (i meter).

3) Dunkerleys metode [3]. For utledning og diskusjon av pålitelighet vises det til referansen.

$$T_1 = 40 \sqrt{\frac{\rho}{\kappa G}} \frac{1}{\sqrt{\bar{A}_e}} H$$

- ρ er byggets totale masse pr totalt volum av bygget (grunnareal * høyde).
- G er betongskivenes skjærmodul i uopprisset stadium.
- κ er tverrsnittskonstant for skjærstivhetsbidrag for rektangulærformede skiver $\kappa = 5/6$ for rektangulære seksjoner.
- $\bar{A}_e = 100 \frac{A_e}{A_b}$, der A_b er grunnareal av bygget. A_e er totalt skiveareal som består av følgende for alle medvirkende skiver i en gitt ortogonal retning.

$$A_e = \sum_{i=1} \left(\frac{H}{H_i}\right)^2 \frac{A_i}{\left[1+0,83\left(\frac{H_i}{D_i}\right)^2\right]}, \text{ der}$$

- H_i er skivens høyde fra grunnivå for skive "i"
- A_i er skiveareal for skive "i" (lengde i aktiv retning * tykkelse)
- D_i er skivens utstrekning i aktuell retning for skive "i"
- H er byggets totale høyde.

5.3 Beregning av jordskjelvlast

Jordskjelvlast baseres i EC8 på akselerasjon i fjellgrunnen, a_g . Når man skal anslå hvor stor jordskjelvlast som skal ligge til grunn i prosjekteringen, baseres lasten på en oppdeling av Norge i soner, der jordskjelvriskoen innenfor de ulike sonene antas lik. (Se vedlegg 1, eller NS-EN 1998 – nasjonalt tillegg.) Parameteren, a_g , er beregnet med en returperiode på 475 år.

Dersom konstruksjonen ikke står rett på fjellgrunnen, må jordskjelvakselerasjonen justeres for de aktuelle grunnforholdene. Dette gjøres ved å bruke en forsterkingsfaktor, S , tilhørende de ulike grunnmaterialene. For fjell, som er grunntype A, er S lik 1,0. Grunnmaterialene klassifiseres etter gjennomsnittlig skjærbølgehastighet (i de øverste 30 meterne), $V_{s,30}$ dersom den er tilgjengelig. Se vedlegg 2 for beskrivelse av de ulike grunntypene.

En konstruksjonsfaktor, q , bestemmes på bakgrunn av hvilken grad av duktil oppførsel en vil tillate i bygget. Dette bestemmes gjennom konstruksjonens duktilitetsklasse, DCL eller DCM, der klassene henholdsvis står for lav- og medium duktilitet. Dersom DCL velges antas det at konstruksjonen har liten evne til energiabsorpsjon, DCM klassen kan velges dersom konstruksjonen har evne til å absorbere noe energi. Eurokoden behandler i tillegg en klasse som har høy energiabsorpsjon, men denne er ikke tillatt å bruke i Norge [14]. Det er anbefalt i første omgang å velge duktilitetsklasse, DCL, slik at $q=1.5$ siden dette gir de enkleste metodene for videre prosjektering. Dersom duktilitetsklasse DCM velges, må det dokumenteres at konstruksjonen har evne til å motstå påvirkning fra jordskjelv gjennom uelastisk oppførsel. Viskøs demping på 5 % blir også tatt hensyn til i q [17].

Lastvirkningen på grunn av jordskjelvet kan bestemmes med flere ulike metoder alt etter som hvordan bevegelsen til grunnen beskrives. Her brukes metoden som uttrykker jordskjelvbevegelsen (ved et gitt punkt på overflaten) ved et elastisk responsspektrum, også kalt dimensjoneringspektrum (eller bare responsspektrum) i de tre hovedretningene. Det elastiske responsspektrumet viser bygget sin respons på bevegelsene i jorda, basert på byggets egenperiode(r). Akselerasjonen i bygget kan bli forsterket (og dermed kreftene større) dersom det oppstår resonans mellom egenperioden til bygget og bevegelsene i grunnen.

For å etablere dimensjonerende responsspektrum for elastisk analyse trengs en rekke verdier. Fremgangsmåten og parametrene er noe ulike i Eurokoden og i NS 3491-12:

For NS-EN 1998:

- q : konstruksjonsfaktor, som nevnt ovenfor.
- γ_1 : seismisk faktor, valgt ut fra seismisk klasse.
- $a_g = 0,8 * a_{g40Hz} * \gamma_1$: dimensjonerende grunnakselerasjon ved jordtype A (a_{g40Hz} : spissverdi for grunnens akselerasjon, valgt ut fra nevnte sonekart).
- T , konstruksjonens naturlige egensvingeperiode
- *Grunntype, basert på $V_{s,30}$, som gir* $\left\{ \begin{array}{l} S, \text{ forsterkningsfaktor} \\ T_B, T_C \text{ og } T_D \end{array} \right.$, som vist i tabell 5.

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

Tabell 5, Ulike verdier for å etablere dimensjonerende spektrum for elastisk analyse på grunnlag av grunntype [17].

Responsspektrumet etableres med følgende formler [17]:

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

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

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

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

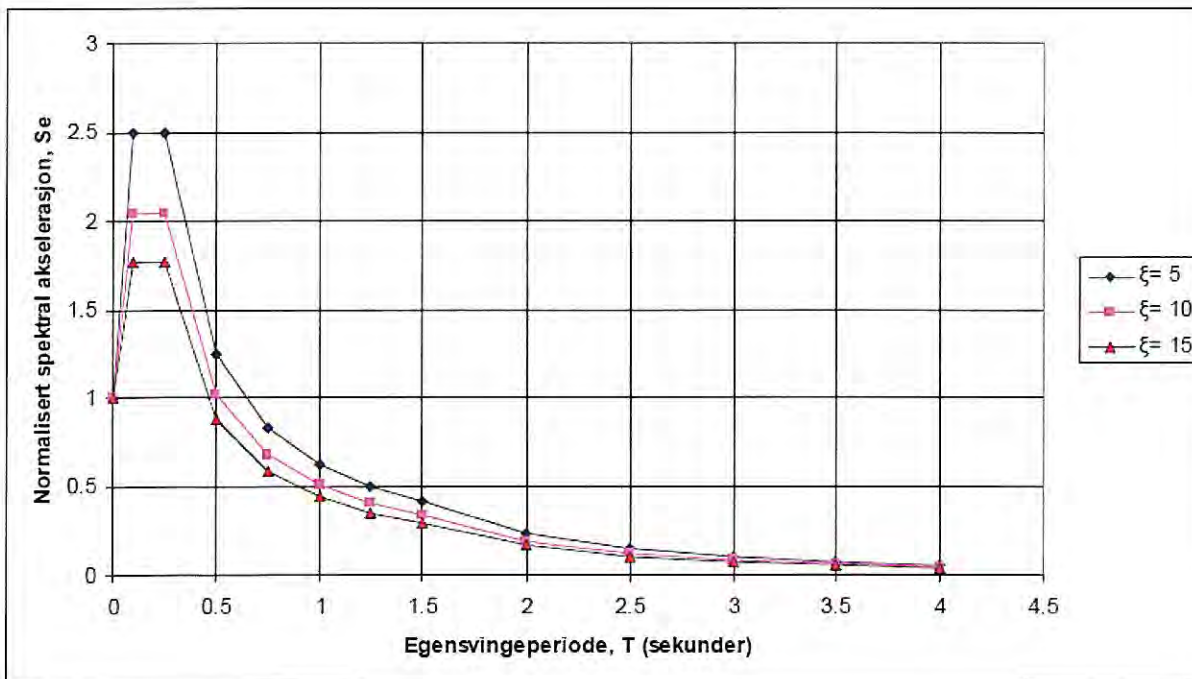
I Norge settes $\beta=0.2$. Dersom geolog har fastsatt andre grunntyper enn de som er angitt i standarden, etableres responsspekter på parametre fastsatt av geolog. Se oversikt over grunntypene og tilhørende responsspektrum i vedlegg 2.

For NS 3491-12 gjelder formelen for dimensjonerende akselerasjon, $S_d(T)$:

$$S_d(T) = S_e(T) * k_q * k_s * k_{f,spiss} * \gamma_1 * a_g \quad (5.3.1)$$

Hvor:

- $S_e(T)$, normalisert spektralakselerasjon avhengig av T og dempingsforhold. Se figur 38
- k_q , konstruksjonsfaktor
- k_s , kan være oppgitt som avhengig av T dersom grunnundersøkelser er foretatt av geolog
- γ_1 , seismisk faktor
- a_g , spissverdi for grunnens akselerasjon
- $k_{f,spiss}$, korreksjonsfaktor



Figur 38. Normalisert spektralakselerasjon avhengig av egensvingeperioden, T [16].

Som nevnt tidligere i rapporten er det i Norge tilstrekkelig å undersøke for horisontale påkjenninger fra jordskjelv.

Etter at responsspektrumet er etablert må dimensjonerende jordskjelvlast utregnes.

Jordskjelvlasten på bygningen kan beregnes ved ekvivalent statistisk metode eller modal analyse. For svært enkle, regulære bygninger vil den ekvivalente statistiske metoden være tilfredsstillende å bruke. Ved konstruksjoner med for eksempel komplisert geometri må derimot en modal analyse utføres.

5.3 Terskelverdi for videre prosjektering

I følge standarden kan seismisk prosjektering utelates dersom $S_d(T_1) \leq 0,5 \frac{m}{s^2}$, og enkleste tilfellet ved seismisk design er derfor når konstruksjonen kommer i en slik kategori at seismisk påvirkning blir sett bort i fra. Eurokoden (NA.3.2.1 (5)) angir følgende kriterier for dette:

”I tilfeller med svært lav seismisitet er det ikke nødvendig å overholde bestemmelsene i NS-EN 1998.” Svært lav seismisitet er tilfeller der

- Konstruksjoner er i seismisk klasse 1 eller
- For lette trekonstruksjoner, eller
- Dimensjonerende grunnakselerasjonen, $a_g \cdot S < 0,49 \frac{m}{s^2}$, eller
- $S_d(T) < 0,49 \frac{m}{s^2}$, samtidig som konstruksjonsfaktoren, $q \leq 1,5$.

Unntak for tilfeller som kan anses som ”svært lav seismisitet” er for bruer i kat. IV.

For NS3491-12 er unntakskriteriet litt friere med hensyn til det 4. punktet ovenfor. Kravet her er: $S_d(T) \leq 0,50 \frac{m}{s^2}$

Det er i videre anbefalt, dersom ikke kravet kan brukes, å regne ut mer nøyaktige egenperioder (som er nærmere virkeligheten). Egenperiodene til bygget vil bli lengre dersom man tillater oppsprekt betong (stadium 2). Samvirke mellom grunn og fundament kan også tas inn i bildet, slik at konstruksjonen ikke lenger regnes som fast innspent. Dette er også med på å gi en lenger egenperiode, og er nærmere virkeligheten.

Dersom ikke kravet oppfylles etter dette, må skjærkraften ved fundament regnes ut. Analyseverktøy kan brukes, men det er viktig å kontrollere at resultatene er rimelige. I standarden er det definert metoder for overslagsberegninger av skjærkraften.

5.4 Tverrkraftmetoden

Tverrkraftmetoden er en ekvivalent statisk analyse der det blir gjort en tilnærming av det dynamiske lastbildet. Denne er gitt som en mulig forenklet beregningsmetode i NS-EN-1998. Hovedpoenget med denne metoden er å bestemme skjærkraften, F_b , i konstruksjonen på grunnlag av den første perioden til bygget og det elastiske responspektrumet. Ved dimensjonering blir konstruksjonen belastet av lineært økende krefter på siden av bygget ved å fordele total skjærkraft i fundament oppover i etasjene. X- og Y-retning kan ses på uavhengige av hverandre. Det er uansett viktig at ikke bare de vertikale delene er sterke nok til å motstå tverrkraften, men også at fundamentet kan overføre kreftene mellom grunn og bygg. Dette gjelder selvsagt etter modal analyse også.

Tverrkraftmetoden kan bare brukes for konstruksjoner som har en slik respons at den første svingeformen blir dimensjonerende. For konkrete krav, se kapittel 4.3.3.2.1 (2) i NS-EN 1998-1:2004).

Skjærkraft ved fundament (eller stiv kjeller) beregnes altså for to horisontale retninger ved formelen:

$$F = m_s * S_d(T) * \lambda$$

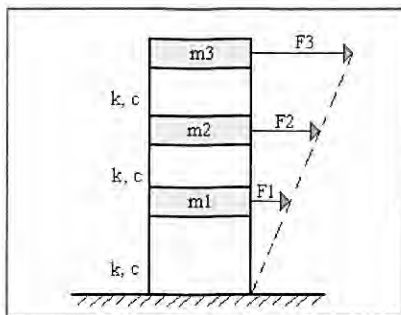
m_s : seismisk masse som er: egenvekt, påført egenlast og en viss prosent av nyttelast.

$S_d(T)$: dimensjoneringspektrum (som er lik grunnfaktoren, S, ved T=0)

λ : korreksjonsfaktor, $\begin{cases} = 0,85 \text{ dersom } T_1 \leq 2T_c \text{ og bygg har mer enn 2 etg,} \\ = 1,0 \text{ ellers.} \end{cases}$

Kraften, F_b , kan påføres konstruksjonen på to måter;

Statisk lineær form, der lineær fordeling av horisontal seismisk kraft blir påført konstruksjonen, som vist på skissen under.



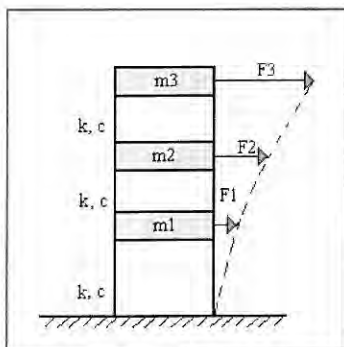
Figur 39, Statisk lineær fordeling av skjærkraft.

De horisontale kreftene blir regnet ut etter formelen:

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad , i = 1, 2, 3 \dots \quad (5.4.1)$$

Der F_b er den totale skjærkraften pga akselerasjonen, F_i er horisontal kraft som virker etasje i med massen m_i . z_i er høyden over fundament.

Statisk modal form, der fordelingen av horisontal seismisk kraft blir påført konstruksjonen etter hvor stor forskyvning den får.



Figur 40, Statisk modal fordeling av skjærkraft.

De horisontale kreftene blir regnet ut etter formelen:

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \quad , i = 1, 2, 3 \dots$$

Der F_b er den totale skjærkraften pga akselerasjonen, F_i er horisontal kraft som virker i etasje i med massen m_i . s_i er forskyvningen av massen m_i .

5.5 Lastkombinasjoner mellom jordskjelv og andre laster

Last fra jordskjelv kombineres med de andre lastene i bygget, som egenvekt, nyttelaster og snølast. Jordskjelv og vind kombineres ikke [21]. Dersom denne lastkombinasjonen er større enn vind kombinert med relevante andre laster, er jordskjelv dimensjonerende.

5.5 Modalanalyse

Modalanalyse kan brukes for alle typer konstruksjoner, og dersom kravene som gjelder for tverrkraftmetoden ikke kan oppfylles skal denne metoden anvendes. Flere svingeformer (moder) tas hensyn til i denne type analyse, i motsetning til tverrkraftmetoden som kun baseres på den første moden. Det enkleste er derfor å modellere konstruksjonen med et analyseverktøy slik at de dynamiske egenskapene til bygget kan estimeres.

De ulike modene og tilhørende egensvingeperioder til konstruksjonen må først beregnes. Deretter beregnes dimensjonerende krefter på bygget på grunnlag av disse egensvingeperiodene. Standardens krav for hvilke egensvingeperioder som skal være med i analysen bygger på hvor stor del av total masse av bygg som svingeformen setter i bevegelse. Medsvingende masse i aktuell periode kalles "modal masse" og angis som "m%, x" og "m%, y" for hver av retningene. Det er presisert i standarden at "*Det skal tas hensyn til responsen fra alle svingeformene som bidrar betydelig til den globale responsen.*" [17] Dersom dette kravet kan anses som oppfylt, må ett av to punkter som følger, være oppfylt:

- Perioder som får 5 % eller mer av den totale massen til å svinge skal tas med i beregningen.
- Det antas at tilstrekkelig antall modale svingeformer er tatt med når både summen av modal masse i x-retning, og summen av modal masse i y-retning er mer enn 90 %.

Dersom ingen av de to overnevnte punktene oppfylles, skal det minste antallet, k, av svingeformer som det skal tas hensyn til være:

$$k \geq 3 * \sqrt{n}$$

Samtidig som at $T_k \leq 0,20$ s

Der "k" er antall former det er blitt tatt hensyn til, "n" er antall etasjer over fundamentet eller toppen av stiv kjeller og "T_k" er egenperioden av svingeform k [17].

Ved kapasitetskontroll av bygg skal de seismiske lastvirkningene (for eksempel kraft eller forskyvning) tilhørende de ulike modene summeres ved enten SRSS (Square Root of the Sum of the Squares) eller CQC (Complete Quadratic Combination). Den sistnevnte er å foretrekke dersom dataprogram blir brukt. Den tar hensyn til at noen perioder er nærliggende, og kan påvirke hverandre¹¹. Kombinering ved SRSS er mer konservativt enn CQC.

¹¹ To egensvingeperioder kan anses som uavhengige for påvirkning av hverandre, dersom $T_j \leq 0,9 * T_i$ [NS-EN1998].

6 Analyse av elementært bygg

6.1 Verifisering av analyseverktøy

Kommersielle programmer kan ha mange innstillinger og muligheter, og det er derfor viktig å kontrollere at programmet gir resultater som forventet. For å undersøke og kontrollere måten elementmetodeprogrammet FEMdesign utfører jordskjelvberegninger, vil et elementært bygg fra litteraturen modelleres. Resultater fra FEMdesign beregninger er sammenlignet med resultater fra håndberegninger og resultatene fra kilden til eksempelet.

6.2 Elementært bygg

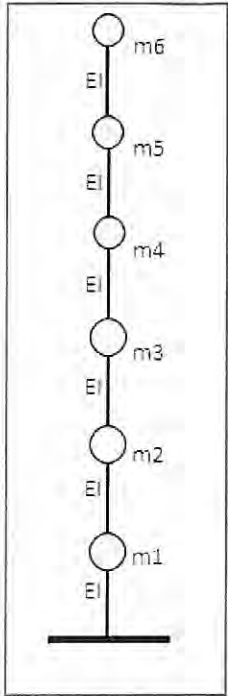
For denne sammenligningen er et eksempel hentet fra "Multiconsult – Veileder i dimensjonering for jordskjelv" [14]. Dette eksempelet er utført i henhold til norsk standard NS-EN 1998 og er derfor godt egnet til sammenligningen med håndberegninger og beregninger i FEMdesign. Resultater fra modal analyse av dette eksempelet er mottatt i e-post fra G Ersdal [7].

Nøkkeltall for bygget og lokasjon:

- 6 etasjer
- $h_{etasje} = 2,8 \text{ m}$
- $h_{totalt} = 16,8 \text{ m}$
- Masse 1., 2. og 3. etasje: $m_1 = m_2 = m_3 = 300 \text{ tonn}$
- Masse 4., 5. og 6. etasje: $m_4 = m_5 = m_6 = 100 \text{ tonn}$
- Stivhet for betongsøyler, $EI_{bjelke} = 2,0 * 10^5 \text{ kNm}^2$. Søylerne regnes som masseløse slik at massen er konsentrert til etasjene.
- Damping: $\eta = 5\%$
- Grunnens akselerasjon, $a_g = 0,5 \text{ m/s}^2$
- Konstruksjonsfaktor, $k_q = 0,7$
- Grunnforsterkningsfaktor, $k_s = 2,25$
- Seismisk faktor, $\gamma_1 = 1,0$
- Korreksjonsfaktor, $k_{f,spiss} = 0,8$

Hver etasje har et betongdekke, og det antas derfor at konstruksjonen modellert som bjelke vil være fastholdt mot rotasjon i hver etasje.

En skisse av bygget er vist på figur 41.



Figur 41, Skisse av elementært bygg.

6.2.1 Forenklede beregninger for hånd

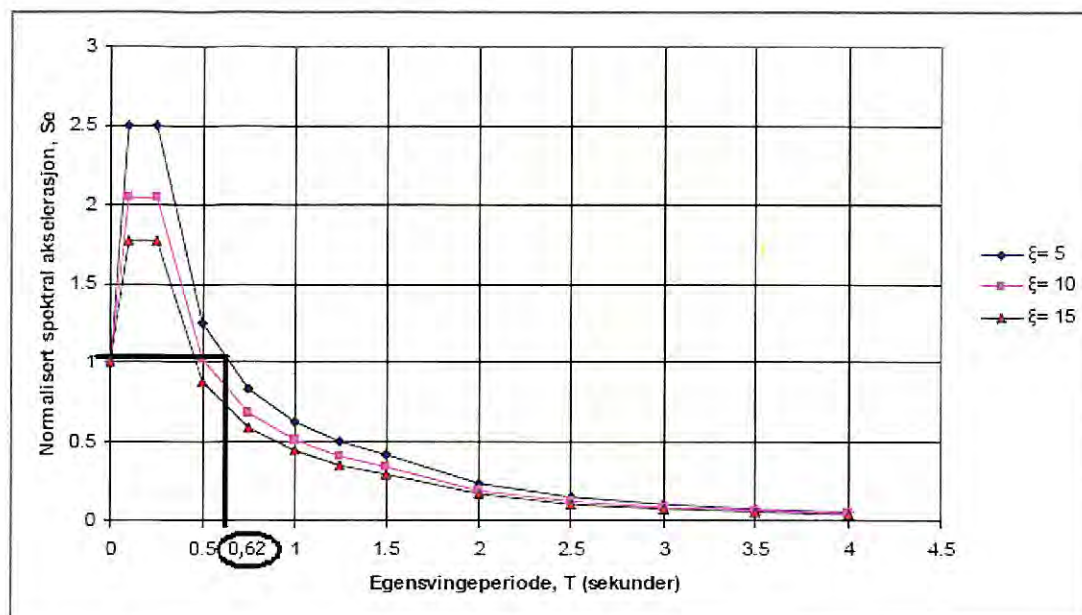
Bruker forenklet formel for å finne den første egensvingeperioden, T_1 for bygget:

$$T_1 = C_t * h^{0,75}$$

Med et bygg av betong gir $C_t = 0,075$, i henhold til tabell 4.

$$T_1 = 0,075 * 16,8^{0,75} = 0,622 \text{ s}$$

Basert på beregnet egensvingeperiode for bygget, kan en lese av normalisert spektral akselerasjon av figur 42: $S_e(T = 0,62) = 1,05m/s^2$.



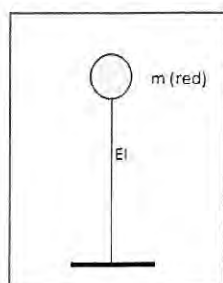
Figur 42, Normalisert spektralakselerasjon som varierer med egensvingeperioden.

Setter inn i formelen for dimensjonerende akselerasjon:

$$S_d(T) = S_e(T) * k_q * k_s * k_{f,spiss} * \gamma_1 * a_g \quad (5.3.1)$$

$$S_d(T = 0,62) = 1,05 * 0,7 * 2,25 * 0,8 * 1,0 * 0,5 = 0,66 \text{ m/s}^2$$

For å gjøre et første overslag av krefter og forskyvinger på konstruksjonen, reduseres systemet til å bestå av kun en masse som vist på figur 42. Antar at det beste overslaget oppnås ved å plassere denne massen i 2/3-delspunktet. Den totale massen reduseres til ca 80% av virkelig masse i henhold til NS-EN 1998-1 [17].



Figur 42, Flerfrihetsgradsystem redusert til en-frihetsgradsystem.

Skjærkraft ved fundament, redusert masse:

$$V_d = m_s * S_d$$

Der $m_s = [(300\text{tonn} * 3) + (100\text{tonn} * 3)] * 0,8 = 960\text{tonn}$

$$V_{tot} = 960000 \text{ kg} * 0,66 \frac{m}{s^2} = 633600N \cong 634 \text{ kN}$$

Denne lasten svarer til en forskyvning i toppen av bygget:

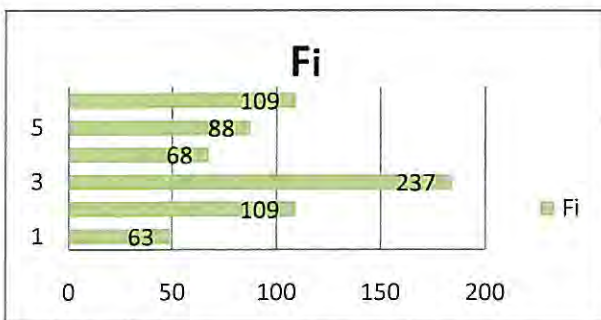
$$\delta_{tot} = \sum \frac{F_i * h^3}{12EI} \quad (6.2.1.1)$$

Der F_i er fordelt skjærkraft (etter formelen $F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j}$ [14]) i hver etasje, i , vist i tabell 6.

Grafisk presentasjon av resultatene på figur 43.

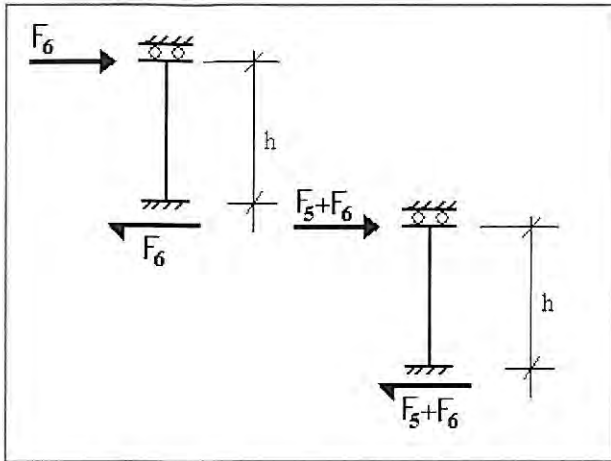
Tabell 6, Fordeling av skjærkraft ved fundament ti etasjer.

Total skjærkraft omfordelt til etasjer			
$V_{tot} =$		634 kN	
Etasje	z_i [m]	m_i [kg]	F_i [kN]
1	2,8	300000	63
2	5,6	300000	141
3	8,4	300000	237
4	11,2	100000	87
5	14	100000	113
6	16,8	100000	141



Figur 43, Grafisk fremstilling av fordelte krefter.

Antar at forskyvning beregnes for hver etasje med fastholding for rotasjon (pga betongdekker). Figur 44 viser da hvordan beregning av forskyvning blir utført for ulike etasjer. Kraftene som blir tatt med i beregning av utbøyningen antas som vist på figur 44, slik at likevekt opprettholdes. Resultater vises i tabell 7 og grafisk på figur 45.

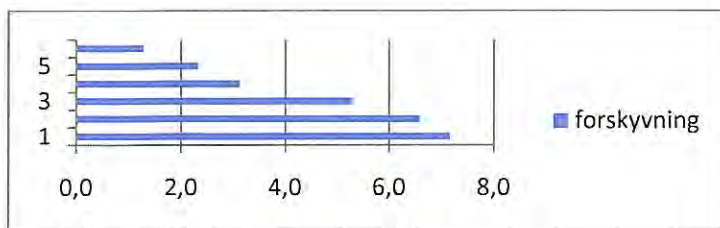


Figur 44, skisse for beregning av utbøyning av femte og sjette etasje.

Forskyvning beregnes som $\delta_{tot} = \sum \frac{F_i * h^3}{12EI}$, hvor F_i er skjærkraften i hver etasje.

Tabell 7, Beregnet forskyvning etter formel (6.2.1.1).

Etasje	Relativ forskyvning	
1	7,2	mm
2	6,6	mm
3	5,3	mm
4	3,1	mm
5	2,3	mm
6	1,3	mm
SUM	25,8	mm



Figur 45, grafisk fremstilling av relativ forskyvning i etasjene.

6.2.2 Beregning i FEMdesign

For å modellere konstruksjonen som beskrevet tidligere i FEMdesign er det gjort noen tillempinger som ikke vil gå ut over beregningsresultatene, men som gjør at analysen vil ha korrekt stivhet og masse.

Konstruksjonen er modellert med stålsøyler med punktlaster tilsvarende massene i hver etasje.

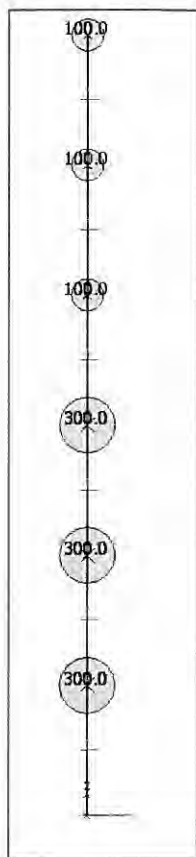
Søylene har en E-modul lik $210.000 \frac{N}{mm^2}$. For å oppnå stivhetsegenskaper tilsvarende

$EI = 2,0 * 10^5 kNm^2$, må et kvadratisk tverrsnitt av søylen ha dimensjoner $b \times h = 327mm * 327mm$. Dette gir $EI \cong 2,0 * 10^5 kNm^2$.

Ved seismisk lastberegning må laster (kN) gjøres om til masser (kg). FEMdesign har innstillinger som gjør det mulig å velge hvilke laster og egenvekter som skal tas med i analysen. Kun punktlaster som har navnet "påført egenlast" blir valgt i dette tilfellet, som vist i tabell 8. Egenlast blir neglisjert. På figur 4, vises massene i tonn.

Tabell 8, Seismisk masse.

LOAD CASE - MASS CONVERSION	
Factor	Name
0.000	Auto Egenlast
1.000	Påført Egenlast



Figur 43. Modell fra FEMdesign som viser punktlastene omgjort til masser.

Det kan også nevnes at konstruksjonen er modellert som fast innspent ved grunnivå, og at knutepunktene er fastholdt mot rotasjon for å modellere tenkte betongplater i hver etasje. Se vedlegg 3 for input/output fil.

Håndberegningene av dette eksempelet er utarbeidet i 2 dimensjoner, men FEMdesign som et generelt elementmetodeprogram opererer med 3 dimensjoner. For å kunne sammenligne krefter og deformasjoner mellom håndberegninger og analyser i FEMdesign, vurderes skjærkrefter og deformasjoner fra x- og y-retning separat. I praktisk dimensjonering av et bygg må selvfølgelig disse kombineres, da de normalt vil opptre samtidig.

Resultater fra analyse av konstruksjon:

Se også resultatene i outputfil som ligger i vedlegg 3.

1) Ekvivalent statisk metode, egensvingeperiode automatisk gitt som $T_1 = 1,0$ s:

FEMdesign bruker $T_1 = 1,0$ s ved ekvivalent statisk analyse, dersom ikke annet blir angitt.

Resultater:

Skjærkraft [kN]	
V _x	473
V _y	473

Utbøyning [m]	
δ _x	0,01691
δ _y	0,01691

Krefter på etasjer i konstruksjonen:

Utbøyning etasjer:

Etasje	F _{x'}
-	kN
1	31.85
2	75.76
3	125.76
4	60.60
5	79.38
6	99.70

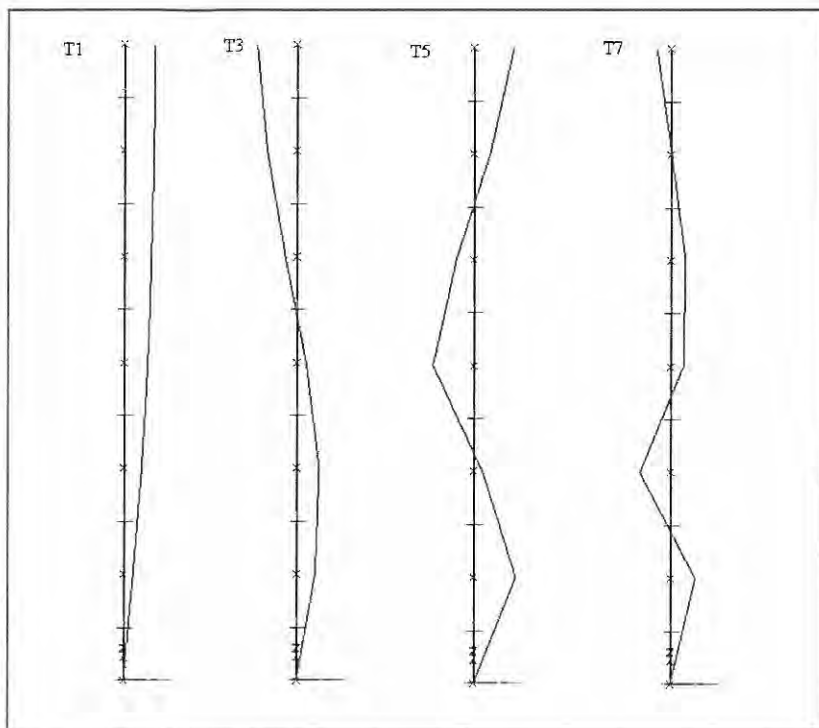
Etasje	e(x)
-	mm
1	4.45
2	8.60
3	12.03
4	14.28
5	15.97
6	16.91

Modal analyse, resultater

Egensvingeperioder med tilhørende medsvingende masse er vist i tabell 9. De ulike svingemodene er vist på figur 47.

Tabell 9, Egensvingeperioder og medsvingende masse.

Shape no.	T	m _{x'}	m _{y'}	m _{z'}
-	s	%	%	%
1	0.976	87.9	-	-
2	0.976	-	87.9	-
3	0.379	8.0	-	-
4	0.379	-	8.0	-
5	0.250	3.3	-	-
6	0.250	-	3.3	-
7	0.186	0.8	-	-
Summa		100.0	99.2	0.0



Figur 47, Svingeformer som beregnet i FEMdesign.

Resultater:

Skjærkraft [kN]	
V _x	443
V _y	443

Utbøyning [m]	
δ _x	0,01337
δ _y	0,01337

2) Ekvivalent statisk metode, manuell $T_1 = 0,976$ s:

Legger inn at FEMdesign skal bruke $T_1 = 0,976$ s.

Resultater:

Skjærkraft [kN]	
V _x	485
V _y	485

Utbøyning [m]	
δ _x	0,01733
δ _y	0,01733

Krefter på etasjer i konstruksjonen:

Etasje	Fx' kN
1	33.210
2	78.333
3	129.403
4	61.588
5	81.184
6	101.742

Utbøyning etasjer:

Etasje	$e(x)$ mm
1	4.570
2	8.827
3	12.347
4	14.649
5	16.371
6	17.328

For å kunne sammenligne disse resultatene med håndberegninger må ny håndberegning utføres med $T_1 = 0,976$ s.

Leser av fra figur 39: $S_e(T = 0,976) = 0,65 m/s^2$, og setter inn i formel (5.3.1). Får da dimensjonerende akselerasjon:

$$S_d(T = 0,62) = 0,65 * 0,7 * 2,25 * 0,8 * 1,0 * 0,5 = 0,41 m/s^2$$

Regner skjærkraft ved fundament uten å redusere massen, (for lettere sammenligning av resultater med elementmetodeprogrammet):

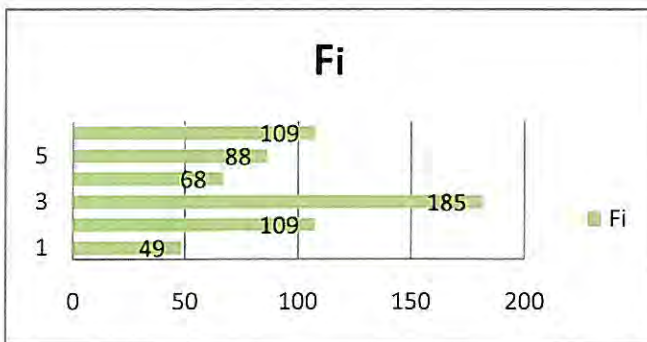
$$V_d = m_s * S_d$$

$$V_{tot} = 1200 \text{ tonn} * 0,41 \frac{m}{s^2} \cong 492 \text{ kN}$$

Denne lasten fordeles i etasjene som vist i første håndberegning. Resultater er presentert på figur 48, og i tabell 10. Forskyvningene i konstruksjonen er beregnet etter prinsipp som vist tidligere, og vises i tabell 11 og på figur 49.

Tabell 10, Fordeling av skjærkraft ved fundament til etasjer.

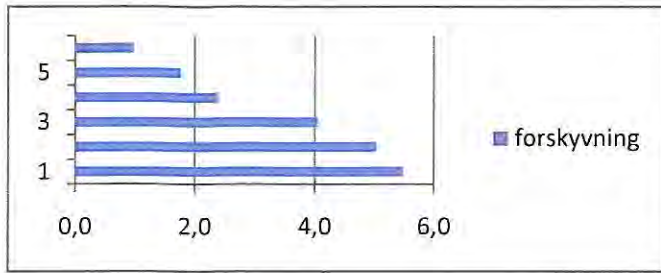
Total skjærkraft omfordelt til etasjer			
$V_b =$		492 kN	
Etasje	z_i [m]	m_i [kg]	F_i [kN]
1	2,8	300000	49
2	5,6	300000	109
3	8,4	300000	185
4	11,2	100000	68
5	14	100000	88
6	16,8	100000	109



Figur 48, Grafisk fremstilling av fordelte krefter.

Tabell 11, Beregnet relativ forskyvning.

Etasje	Relativ forskyvning	
1	5,6	mm
2	5,1	mm
3	4,1	mm
4	2,4	mm
5	1,8	mm
6	1,0	mm
SUM	20,0	mm



Figur 49, grafisk fremstilling av relativ forskyvning i etasjene.

Sammenligning av resultater fra håndberegninger og analyseverktøy

Resultater fra de forskjellige beregningene er vist i tabell 12. Beregning ved hjelp av modal analyse i FEMdesign reduserer skjærkraft og deformasjon noe i forhold til ekvivalent statisk analyse, som bekrefter at ekvivalent statisk analyse er på sikker side for dette tilfellet.

Tabell 12, Oversikt over beregninger.

		Te [s]	V [kN]	δ [mm]
Håndberegning	<i>Metode 1</i>	0,62	634	25,8
	<i>Tilpasset Te</i>	0,976	492	20
	<i>[14]</i>	0,622	645 (759)	
FEMdesign	<i>Ekv.Stat</i>	1,0	473	16,9
	<i>Ekv.Stat</i>	0,976	485	17,3
	<i>Modal</i>	0,976	443	13,4
Modal håndberegning	<i>[7]</i>	0,962	442,9	13

I opprinnelig håndberegningen [14] er det ikke brukt reduksjonsfaktor, og den beregnede skjærkraften er 759 kN. For å kunne sammenligne skjærkreftene lettere, reduseres derfor beregnet skjærkraft fra [14] med 0,85, slik at skjærkraft nå blir lik 645 kN. Dette stemmer bra med håndberegningen "metode 1".

Ser at forenklet metode for beregning av egensvingeperiode gir lav verdi for dette tilfellet, noe som medfører en høy skjærkraft for dette eksempelet. Dette kan tyde på at en forenklet metode for beregning av skjærkraft vil være på konservativ (sikker) side.

Ved tilpasset periode basert på egensvingeperioden beregnet av FEMdesign blir håndberegning og FEMdesign beregning basert på ekvivalent statisk analyse relativt nær hverandre.

Ser videre at modal analyse kun gir begrenset reduksjon av skjærkraft i forhold til relativt mye enklere beregningen med tverrkraftmetode (ekvivalent statisk analyse). Utfordringen ved bruk av tverrkraftmetoden er å få riktig egensvingeperiode. Det automatiske valget som FEMdesign gjør ($T_e=1,0$ sek) vil kun være riktig for et lite fåtall av konstruksjoner, og må anses som svært uheldig hvis ikke programmet brukes med tilstrekkelig kontroll.

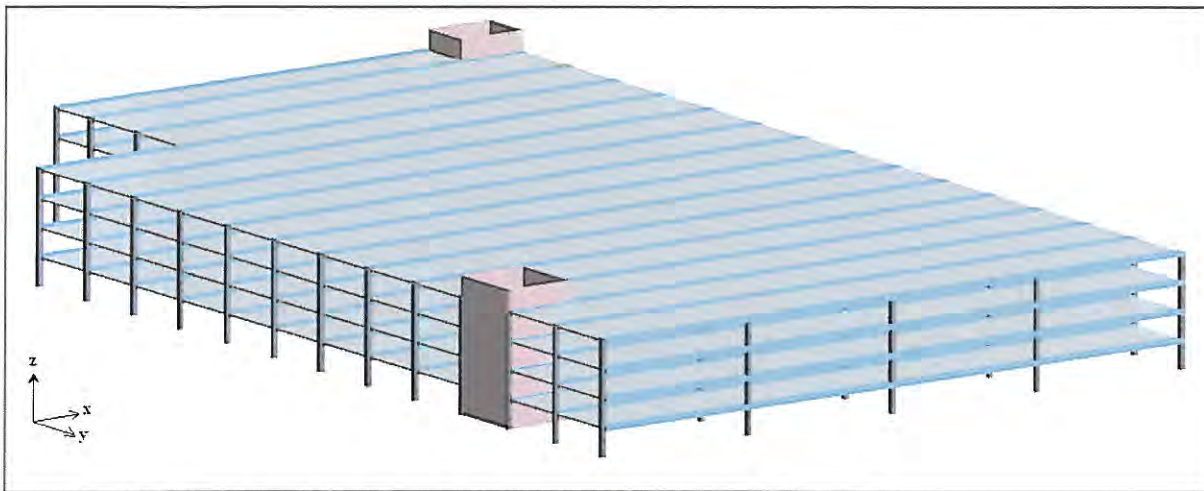
Der er en god overensstemmelse mellom de to modale analysene (håndberegninger og analyse i FEMdesign) for dette eksempelet. Dette er ikke så unaturlig da konstruksjonen slik den er modellert i FEMdesign egner seg godt for håndberegning ved hjelp av modalanalyse, og det vil derfor være relativt stor likhet i de to analyserte modellene.

7. P-hus

7.1 Beskrivelse av bygget

Et nytt p-hus skal prosjekteres, og analyser med hensyn til jordskjelv skal utføres. Modell av bygget er vist på figur 50. For å finne dimensjonerende jordskjelvlaster må egenperiodene til p-huset fastslås. Her er det de periodene som setter størst del av den totale massen i bevegelse, som er interessante.

Byggets geometri og relevante nøkkeltall:



Figur [50], Modell av p-huset. For flere detaljer, se vedlegg 5 og vedlegg 6.

- Betongkvalitet, dekker og søyler: B35, densitet: $= 2500 \text{ kg/m}^3$
- Total høyde på bæresystem: 11,00 m til topp dekke, 13,15 m til topp stive veggskiver
- Lengde totalt (X-retning): 110,4 m, Bredde totalt(Y-retning): 65,6 m
- Dekketykkelse: 180mm (etteroppspent)
- Avstand bjelker: 7,5 m, spenner i X-retning. Tverrsnitt bjelker, se vedlegg 6
- Avstand søyler, X-retning: 16,4 m. Y-retning: 7,5m
- Etasjehøyde: 2,75 m (inkludert dekke)
- Søyler er fast innspent ved fundament
- Bjelker er fritt opplagt på søyler

- Laster:

	Kar. last [kN/m ²]	ψ	Dim. last [kN/m ²]	
Egenlast*				
Påført egenlast	0,5	1	0,5	(asfaltdekke)
%-nyttelast	2,5	0,6	1,5	NS-EN 1991-1-1:2002/NA:2008, Tab. NA. 6.8

(*For oversikt over massene til bygget, se vedlegg 7. Snølast ses bort ifra da ståltak ikke er tatt med i modellering.)

- Bygget er modellert noe forenklet uten inn- og utkjøringsramper da disse blir oppført på en slik måte at de ikke vil bidra nevneverdig til stivheten til bygget totalt sett. Ståltak modelleres heller ikke da dette ikke antas å påvirke egenperioden i særlig stor grad på grunn av lav masse og stivhet i forhold til betongdekker og søyler.

- Massesenter og stivhetssenter antas å ligge nære nok hverandre slik at håndberegninger kan utføres.

Parametre etter NS 3491-12 [16] som må bestemmes når jordskjelvlast skal beregnes:

- konstruksjonsfaktor, $k_q = 0,7$, da bygg plasseres i duktilitetsklasse DCL som vil si at konstruksjonen regnes for og ikke absorbere noe særlig energi i form av duktil oppførsel.

- Seismisk klasse: II \rightarrow Seismisk faktor, $\gamma_I = 1,00$

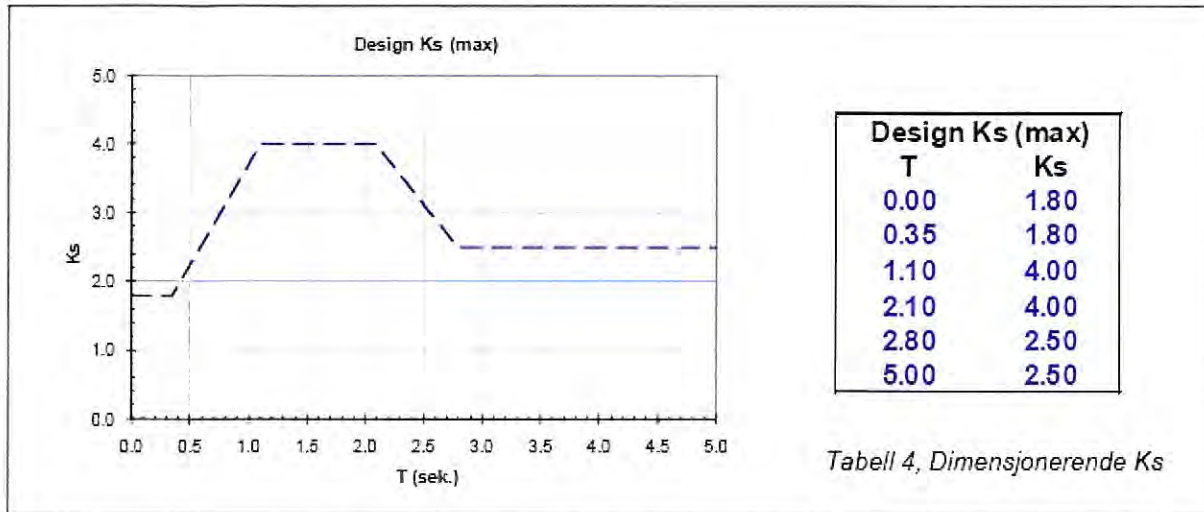
- Grunnforhold: Bestemt av geolog, se vedlegg 9. K_s , grunnforsterkningsfaktor, er gitt som funksjon av T som vist på figur 51.

- Plasserer bygg på Sola i Rogaland \rightarrow spissverdi for berggrunnens akselerasjon,

$$a_g = 0,5 \frac{m}{s^2}.$$

- korreksjonsfaktor, $k_{f,spiss} = 0,8$

- $S_e(T)$, normalisert spektralakselerasjon avhengig av T og dempingsforhold. Se figur 38. Damping antas i samsvar med standard lik 5%.



Figur [51], Dimensjonerende Ks faktor for P-huset, se vedlegg 9.

7.2 Håndberegning, overslag

Håndberegning utføres først for å få et inntrykk av hvordan konstruksjonen oppfører seg. Regner da først et overslag på egenperioden til bygget. Deretter regnes skjærkraft ved fundament etter formelen som vist i kapittel 4.7: $V_d = m_s * S_d(T) * \lambda$.

Alternativ 1

Denne metoden gir lik egenperiode for X- og Y-retning.

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

$$T_1 = 0,075 * 13,125^{0,75}$$

$$T_1 = 0,517 \text{ s}$$

Håndberegning, overslag for alternativ 1, T1=0,517s

Skjærkraft ved fundament: $V_d = m_s * S(d)$

Total seismisk masse,

ms= 23531 tonn

Dimensjonerende akselerasjon,

$S(d) = k_q * k_s(t) * \gamma_1 * a_g * S_e(t) * k_{fspiss}$

	Tx=0,517	Ty=0,517	[s]
kq=	0,7	0,7	
ks(t)=	2,2	2,2	
γ1=	1	1	
ag=	0,5	0,5	[m/s ²]
Se(t)=	1,25	1,25	[m/s ²]
kfspiss=	0,8	0,8	
S(d)=	0,77	0,77	[m/s ²]
V=	18119	18119	[kN]

Forskyvning i topp, utregnet som vist ved beregning av elementært bygg (bruker $EI, x = 23923200 \frac{kN}{m^2}$, og $EI, y = 17190600 \frac{kN}{m^2}$, basert på et tverrsnitt som gir samme stivhetsegenskaper som bygget totalt sett, for øvrig vist i neste kapittel.)

V _b =	18119 kN
Forskyvning, x retn.	6,2 mm

V _b =	18119 kN
Forskyvning, y retn.	8,6 mm

Alternativ 2, Dunkerleys metode.

$$T_1 = 40 \sqrt{\frac{\rho}{\kappa G}} \frac{1}{\sqrt{A_e}} H$$

For utregning av tall i formelen, se vedlegg 8.

$$T_{1y} = 40 \sqrt{\frac{259,5}{0,8 * 15,5E9}} \frac{1}{\sqrt{0,018}} 13,125$$

$$T_{1x} = 0,56$$

$$T_{1y} = 40 \sqrt{\frac{259,5}{0,8 * 15,5E9}} \frac{1}{\sqrt{0,025}} 13,125$$

$$T_{1x} = 0,47$$

Håndberegning, overslag for alternativ 2			
Skjærkraft ved fundament: $V_d = m_s * S(d)$			
Total seismisk masse, $m_s =$	23531 tonn		
Dimensjonerende akselerasjon, $S(d) = k_q * k_s(t) * \gamma_1 * a_g * S_e(t) * k_{fspiss}$			
	$T_x = 0,47$	$T_y = 0,56$	[s]
$k_q =$	0,7	0,7	
$k_s(t) =$	2	2,4	
$\gamma_1 =$	1	1	
$a_g =$	0,5	0,5	[m/s ²]
$S_e(t) =$	1,2	1,1	[m/s ²]
$k_{fspiss} =$	0,8	0,8	
$S(d) =$	0,67	0,74	[m/s ²]
$V =$	15813	17394	[kN]

På grunn av at K_s avhenger av egensvingeperioden T blir skjærkraften større i y- enn i x-retning.

$V_b =$	15813 kN
Forskyvning, x retn.	5,4 mm

$V_b =$	17394 kN
Forskyvning, y retn.	8,2 mm

7.3 Forenklet/tilnærmet modell i FEMdesign

For å modellere konstruksjonen som en søyle med punktmasser i FEMdesign, som benyttet i elementæreksmpelet i forrige kapittel, er det gjort nødvendige forenklinger og tilnærminger for å kunne representere et såpass komplisert bygg til en såpass forenklet modell.

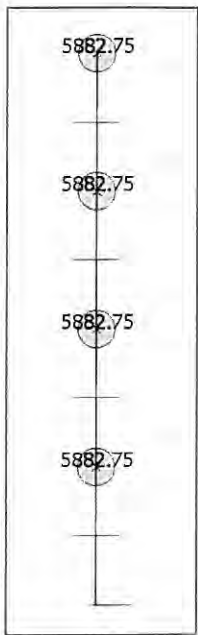
Konstruksjonen er modellert med stålsøyler med punktlaster tilsvarende massene i hver etasje.

Søylene har en E-modul lik $210.000 \frac{N}{mm^2}$. Tverrsnitt av søylene har dimensjoner $b \times h =$

$1135mm * 953mm$. Disse verdiene av E og I gir samme egenperioder som modellen av

bygget i neste kapittel, slik at resultatene kan sammenlignes.

Ved seismisk lastberegning må laster (kN) gjøres om til masser (kg). FEMdesign har innstillinger som gjør det mulig å velge hvilke laster og egenvekter som skal tas med i analysen. Kun punktlaster som har navnet ”påført egenlast” blir tatt med i egenperiodeberegningen slik at egenlasten til søylene i modellen blir neglisjert. Punktlasterne er like store og med verdi $P=57709,78$ kN. Dette tilsvarer en masse i hver etasje på 5882,75 tonn, som er total masse av bygg fordelt på de fire etasjene. Modell med konsentrerte masser er vist på figur 51. Det kan også nevnes at konstruksjonen er modellert som fast innspent ved grunnnivå, og at knutepunktene er fastholdt mot rotasjon for å ta hensyn til betongplatene i hver etasje. Se vedlegg 4 for input/output fil.



Figur 51, Forenklet modell av P-hus modellert i FEMdesign.

Resultater fra ekvivalent statisk analyse med automatisk valgt T_1 er vist i tabell 13 og er satt sammen fra output filen til FEMdesign:

Tabell 13, resultater fra FEMdesign, ekvivalent statisk analyse (Automatisk T).

BASE SHEAR FORCE		NODAL DISPLACEMENT	
Sum, x'	Sum, y'	Sum, x'	Sum, y'
Fx'	Fy'	e(x)	e(y)
kN	kN	mm	mm
9265.331	9265.331	2.749	3.590

Ser (som forventet) at både kreftene og forskyvningene blir altfor små sammenlignet med overslagsberegningene. Automatisk valg av T_1 er uakseptabelt for dette bygget.

Resultater fra modal analyse er vist i tabell 14, basert på outputfilen fra FEMdesign.

Medsvingende modal masse for x-retning er totalt, for de 100 modene som FEMdesign benytter, 79,4% (mode 78 bidrar mest med 61,5%), og for y-retning 75,7% (mode 50 bidrar mest med 71,1%).

Tabell 14, resultater fra FEMdesign, modal analyse.

BASE SHEAR FORCE		NODAL DISPLACEMENT	
Sum, x'	Sum, y'	Sum, x'	Sum, y'
Fx'	Fy'	e(x)	e(y)
kN	kN	mm	mm
19695.110	17016.710	5.498	6.168

Ser at analysen gir større skjærkrefter enn ved overslagsberegningen. Det er derfor verdt å merke seg at overslagsberegningen ikke alltid er til sikker side.

Resultater fra ekvivalent statisk analyse med manuelt valgt $T_{1,x,y}$ er vist i tabell 15 og er satt sammen fra output filen til FEMdesign:

Tabell 15, resultater fra FEMdesign, ekvivalent statisk analyse (Manuelt valgt T).

BASE SHEAR FORCE		NODAL DISPLACEMENT	
Sum, x'	Sum, y'	Sum, x'	Sum, y'
Fx'	Fy'	e(x)	e(y)
kN	kN	mm	mm
21495.568	18530.662	6.320	7.101

Ser at analyse med ekvivalent statisk metode i dette tilfellet gir litt større skjærkrefter og forskyvninger i forhold til modal analyse. Ekvivalent statisk analyse gir i dette tilfellet resultater til sikker side.

Det er viktig å merke seg at FEMdesign kun kan ha en K_s verdi som input ved analyser. Da dette bygget har forskjellig egensvingeperiode i x- og y-retning, er det nødvendig å velge en K_s verdi for å representere begge retningene. I denne beregningen er den største K_s verdien valgt brukt for begge retningene, for å påse at skjærkraften blir beregnet på sikker side.

7.4 Full modell i FEMdesign

P-huset blir modellert i sin helhet i FEMdesign. Betongsøylene blir modellert som fast innspent ved fundamentnivå. Betongveggene som går fra fundament til topp av bygg, blir også modellert som fast innspent ved fundamentnivå. Bjelker og dekker beregnes som fritt opplagt. Input fil, hvor det finnes detaljert beskrivelse av bygget, er inkludert på cd vedlagt rapporten.

Resultater fra ekvivalent statisk analyse, automatisk valg i FEMdesign $T_1 = 1,00$:

BASE SHEAR FORCE		NODAL DISPLACEMENT	
Sum, x'	Sum, y'	Sum, x'	Sum, y'
Fx'	Fy'	e(x)	e(y)
kN	kN	mm	mm
9146.356	9146.356	3.3	4.8

Ser at kreftene samsvarer bra med automatisk valgt T_1 ved forenklet modell. Første indikasjon på at forenklet modell i FEMdesign samsvarer med full modell i FEMdesign. Automatisk valgt egensvingeperiode er fremdeles ikke akseptabel.

Resultater fra modal analyse:

BASE SHEAR FORCE		NODAL DISPLACEMENT	
Sum, x'	Sum, y'	Sum, x'	Sum, y'
Fx'	Fy'	e(x)	e(y)
kN	kN	mm	mm
15450.630	13137.764	6.2	7.4

Det er verdt å merke seg her at skjærkreftene er noe lavere enn forventet. Forskyvningene står mer til forventningene.

Resultater fra ekvivalent statisk analyse, manuell $T_{1x} = 0,435$, $T_{1y} = 0,496$

BASE SHEAR FORCE		NODAL DISPLACEMENT	
Sum, x'	Sum, y'	Sum, x'	Sum, y'
Fx'	Fy'	e(x)	e(y)
kN	kN	mm	mm
21463.448	18487.834	7.6	9.2

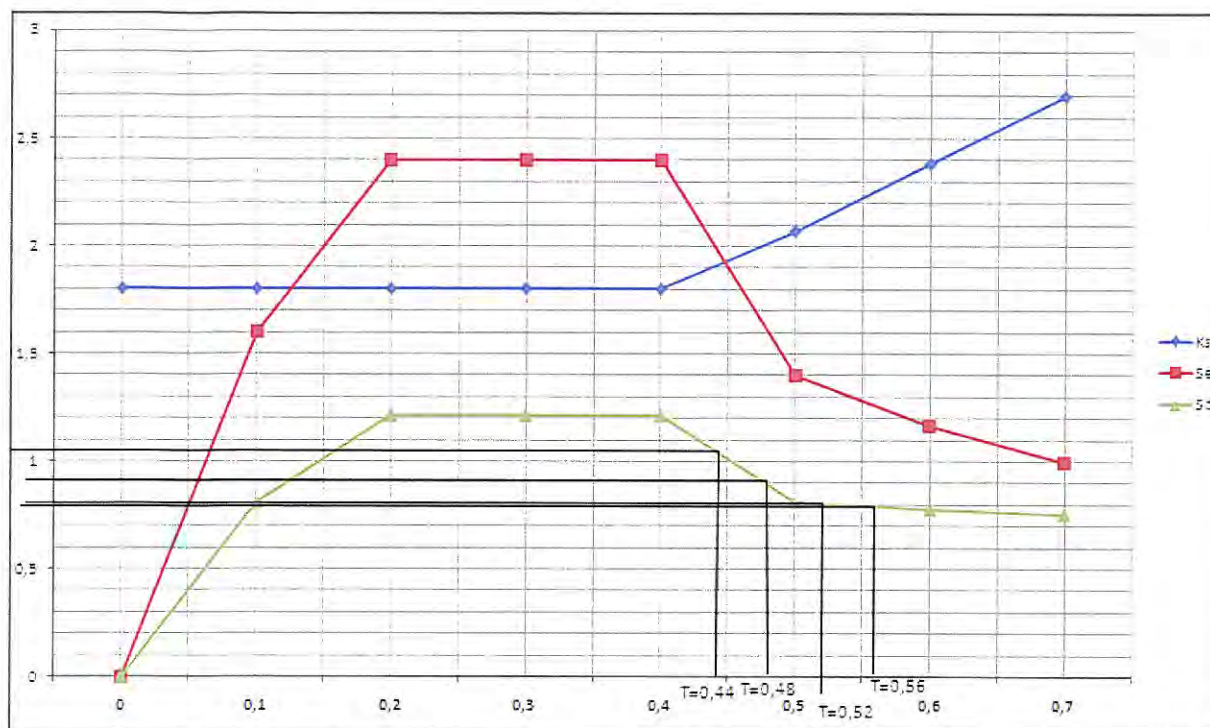
Ser at resultatene stemmer meget bra overens med forenklet modell av bygget. Dette gir en ny indikasjon på at den forenklete modellen er en god tilnærming.

Som for forenklet modell, er det viktig å merke seg at FEMdesign kun kan ha en K_s verdi som input ved analyser. Igjen velges den største K_s verdien for begge retningene.

7.5 Sammenligning av forenklet og full modell i FEMdesign

Forenklet modell av p-hus	Tx [s]	Ty [s]	Vx [kN]	Vy [kN]	δx [mm]	δy [mm]
Overslag ved håndberegninger						
1. Alternativ 1, ($T=Ct \cdot H^{0,75}$)	0,517	0,517	18119	18119	6,2	8,6
2. Alternativ 2, Dunkerleys	0,475	0,562	15813	17394	5,4	8,2
FEMdesign						
Ekv.Stat. Analyse, automatisk T1	1,00	1,00	9265,3	9265,3	2,7	3,6
Ekv.Stat. Analyse, manuell T1	0,435	0,496	21495,6	18530,7	6,3	7,1
Modal analyse	0,435	0,496	19695,1	17016,7	5,5	6,2
Full modell av p-hus						
FEMdesign						
Ekv.Stat. Analyse, automatisk T1	1,00	1,00	9146,4	9146,4	3,3	4,8
Ekv.Stat. Analyse, manuell T1	0,435	0,496	21463,4	18487,8	7,6	9,2
Modal analyse	0,435	0,496	15450,6	13137,8	6,2	7,4

Overslagsberegningene gir i dette tilfellet ikke konservative skjærkrefter (ikke på sikker side), det til tross for at estimatene av egensvingeperioder er innenfor en rimelig variasjon fra de egensvingeperiodene som er beregnet av FEMdesign (max avvik fra resultat av FEMdesign beregning er 18,8% for x-retning 13,3% for y-retningen). Dersom vi ser på de ulike periodene, T , i diagrammet for S_d (som er avhengig av S_e og K_s) som vist på figur 53, ser vi at de litt for høye egensvingeperiodene som blir regnet ved overslag gir litt lave S_d -verdier, særlig for $T=0,517$ og $T=0,562$. Dette gir igjen litt for lave estimat av skjærkraften. Den lave skjærkraften i x-retning fra overslagsberegning (alternativ 2), forklares ved at K_s verdien blir en del lavere for denne T .



Figur 53. $S_d(T)$ kurve uttrykt ved $S_e(T)$ og $K_s(T)$. Merk at $S_e(T)$ kurven ikke har helt riktig maksimumsverdi (den er 2,4 i stedet for 2,5) slik at $S_d(T)$ også får litt lavt maksimum. Periodene fra overslagsberegningene som vises ($T=0,52$ og $T=0,56$) gir for lave S_d -verdier,

Ved å bruke egensvingeperiode som beregnet av FEMdesign, gir tverrkraftmetoden (ekvivalent statisk) konservative resultater for skjærkrefter. Tilsynelatende er dette en trygg måte å dimensjonere en konstruksjon, men det krever da at en har gjennomført en god dynamisk analyse først for å finne egensvingeperiodene. Som tidligere nevnt, velger FEMdesign automatisk egensvingeperioden til et bygg lik 1,0 sek. Automatisk valgt T_e er i dette tilfellet helt feil, og den automatiske måten FEMdesign gjør slike beregninger *må ikke* anvendes til å estimere dimensjonerende skjærkraft eller deformasjon.

Modalanalyse med forenklet modell gir en viss reduksjon i skjærkreftene sammenlignet med tverrkraftmetoden, i tråd med det som ble observert i det elementære bygget i forrige kapittel.

Modalanalysen for full modell gir en skjærkraft som er markant mindre enn for tilsvarende skjærkraft beregnet for den forenklede modellen. Dette kan delvis skyldes at noen moder som er avgjørende mangler for den fulle modellen, fordi FEMdesign begrenser seg til kun å regne ut de første 100 modene. Resultatene viser at medsvingende masse i x-retning er totalt 79,4%, og i y-retning 75,7%. Dersom skjærkraften fra modal analyse av forenklet modell (som har 100% medsvingende masse i x-retning) multipliseres med 0,794 for å se på innvirkningen av

manglende medsvingende masse for full modell, blir skjærkraften 15618kN. Ser at dette er svært nærme modal analyse av full modell. For y-retning blir redusert skjærkraft lik 12865kN, som også er svært nærme modal analyse av full modell. Dette støtter opp om mistanken om at noen moder mangler for den fulle modellen. På bakgrunn av dette kan det konkluderes at modalanalysen for den forenklete modellen er ganske god for å estimere skjærkraft, og at modal analyse av full modell er ikke-konservativ.

8 Diskusjon og konklusjon

8.1 Elementær modell, viktigste punkter

Forenklet metode for beregning av egensvingeperiode gir lav verdi av egensvingeperioden for dette tilfellet, noe som medfører en høy skjærkraft, altså en skjærkraft på konservativ (sikker) side.

Ved tilpasset periode basert på egensvingeperioden beregnet av FEMdesign blir håndberegning og FEMdesign beregning basert på ekvivalent statisk analyse relativt nær hverandre.

Modal analyse gir noe reduksjon av skjærkraft i forhold til den relativt mye enklere beregningen med tverrkraftmetode (ekvivalent statisk analyse).

Der er en god overensstemmelse mellom de to modale analysene (håndberegninger og analyse i FEMdesign) for dette eksempelet.

8.2 P-hus, viktigste punkter

Forenklete metoder for beregning av egensvingeperiode gir litt høy verdi for dette tilfellet, noe som fører til at overslagsberegningene gir ikke-konservative skjærkrefter (ikke på sikker side).

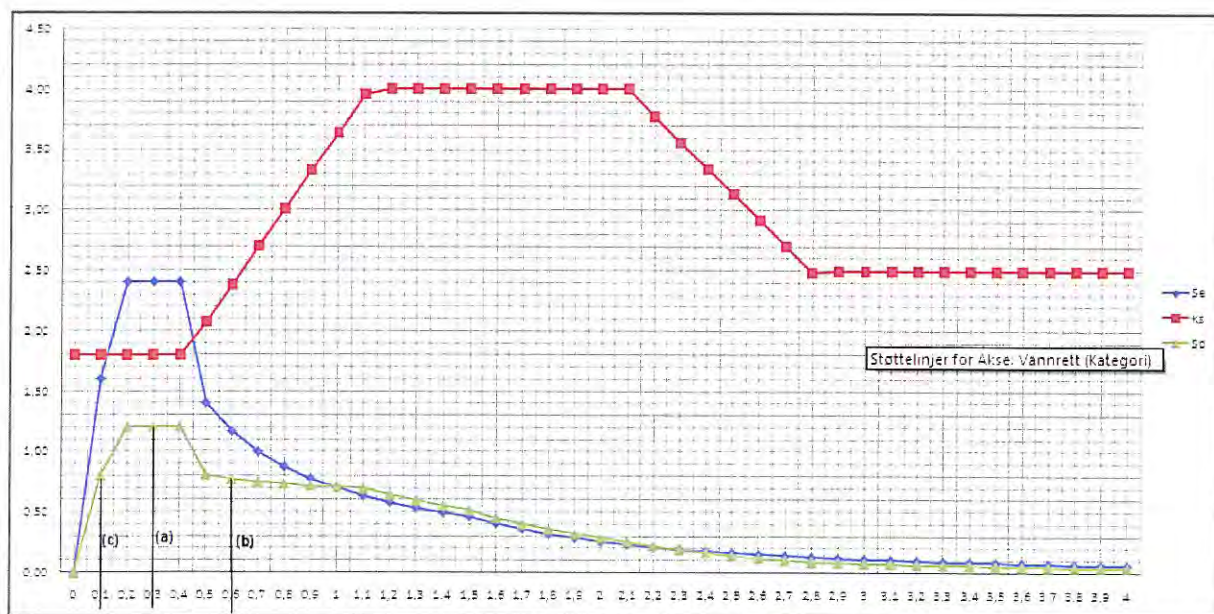
Ved å bruke egensvingeperiode som beregnet av FEMdesign, gir tverrkraftmetoden (ekvivalent statisk) konservative resultater for skjærkrefter.

Modalanalyse med forenklet modell gir en viss reduksjon i skjærkreftene sammenlignet med tverrkraftmetoden, i tråd med det som ble observert i elementær modell.

Modalanalysen for full modell gir en skjærkraft som er markant mindre enn for tilsvarende skjærkraft beregnet for den forenklete modellen. Dette antas at er på grunn av at noen moder som er avgjørende mangler for den fulle modellen, fordi FEMdesign begrenser seg til kun å regne ut de første 100 modene. På bakgrunn av dette vil jeg si at modalanalysen for den forenklete modellen er ganske god for å estimere skjærkraft, og at modal analyse av full modell ikke er konservativ.

8.3 Forenklete modeller for egenperioder og bygg

For de forenklete formlene for egensvingeperioder som er brukt i disse to beregningene er det vanskelig å vite om de gir konservative verdier. Det er fordi man ikke kan vite om en lav eller høy egensvingeperiode er til sikker side. Ser på figur 54 at dersom en skal være sikker på at estimatet for egenperioden skal være konservativt, må høyest verdi (a) på figur velges slik at S_d blir størst mulig slik at skjærkraft blir størst mulig. En høy verdi for T som vist i (b) kan gi lav verdi av S_d . På samme måte kan en lav verdi for T som vist i (c) på figur også gi en lav S_d .



Figur 54, $S_d(T)$ kurve uttrykt ved $S_e(T)$ og $K_s(T)$. Eksempel på hvordan S_d endres ved ulike størrelser av T .

Forenklet beregning med standardens formler for egensvingeperioder kombinert med tverrkraftmetoden (ekvivalent statisk beregning) gir konservative verdier i første eksempel i denne oppgaven, men ikke-konservative resultater i det andre eksempelet. Det er selvfølgelig umulig å si noe generelt om konservativismen i tverrkraftmetoden basert på kun to eksempler,

men eksemplene indikerer likevel at det kan være ikke-konservativt å bruke tverrkraftmetoden basert på standardens forenklete formler for egensvingeperioder.

Hvis egensvingeperioden er hentet fra gode dynamiske beregninger, gir tverrkraftmetoden i begge tilfeller resultater på sikker side (konservative resultater).

Utfordringen ved bruk av tverrkraftmetoden er å få riktig egensvingeperiode. Det automatiske valget som FEMdesign gjør vil kun være riktig for et lite fåtall av konstruksjoner, og må anses som svært uheldig hvis ikke programmet brukes med tilstrekkelig kontroll.

Det er interessant å merke seg at i dette tilfellet gir den forenklete modellen av p-hus i FEMdesign resultater som en stoler mer på enn når en modellerer p-huset mer detaljert.

8.4 Generelt for analyser

Før man går i gang med et tyngre analyseprogram for å analysere en konstruksjon, er det viktig å gjøre et overslag med håndberegning slik at vi får en følelse av hvilke resultater en kan forvente og i hvilken størrelsesorden disse kommer til å være.

Ved bruk av analyseprogrammer er det viktig å utføre beregninger med oversiktlige eksempler som kan regnes for hånd, for å få en god kontroll på hva programmet gjør og hvordan programmet virker (som utført i kapittel 7.2 og 7.3). Sammenligning med eksempler fra lærebøker eller annen litteratur kan også være en god måte å sjekke at programmet gjør beregningene som man forventer (som vist i kapittel 6). På denne måten kan man få en oversikt over hva som skjer i alle deler av prosessene når man kjører en analyse. Dersom ikke resultatene fra analysen stemmer overens med overslagsberegningene en har utført på forhånd, må man undersøke grundig hva som er forskjellene mellom beregningene. Ikke-sammenfallende resultater kan også stamme fra feil tilnærming ved håndberegning, eller at modellen som blir brukt for konstruksjonen ikke passer.

En sunn skepsis til alle resultater fra analyseprogrammer er viktig. De lave verdiene for skjærkraft ved bruk av FEMdesign med ekvivalent statisk analyse (der programmet automatisk valgte $T=1,0$), er et godt eksempel på dette. Det er viktig å evaluere alle resultater slik at en får luket ut eventuelle feil i innstillinger eller pre-definerte input-verdier i analyseprogrammet.

På bakgrunn av eksemplene i kapittel 6 og 7 foreslås følgende arbeidsmetoder for beregninger med analyseverktøy:

- Det er viktig først å utføre en håndberegning med passende forenklede modeller.
- Denne forenklede modellen bør deretter beregnes i et analyseprogram, for å verifisere at en oppnår de resultatene som er forventet i henhold til håndberegningene.
- Til slutt vil modellering og analyser av en full modell utføres.
- Dersom det er samsvar mellom forenklet modell ved håndberegninger, forenklet modell i analyseprogram og full modell i analyseprogram, kan en da være rimelig sikker på at resultatene som fås er til å stole på, og at en har tilstrekkelig kontroll på hvordan programmet jobber.

Referanser

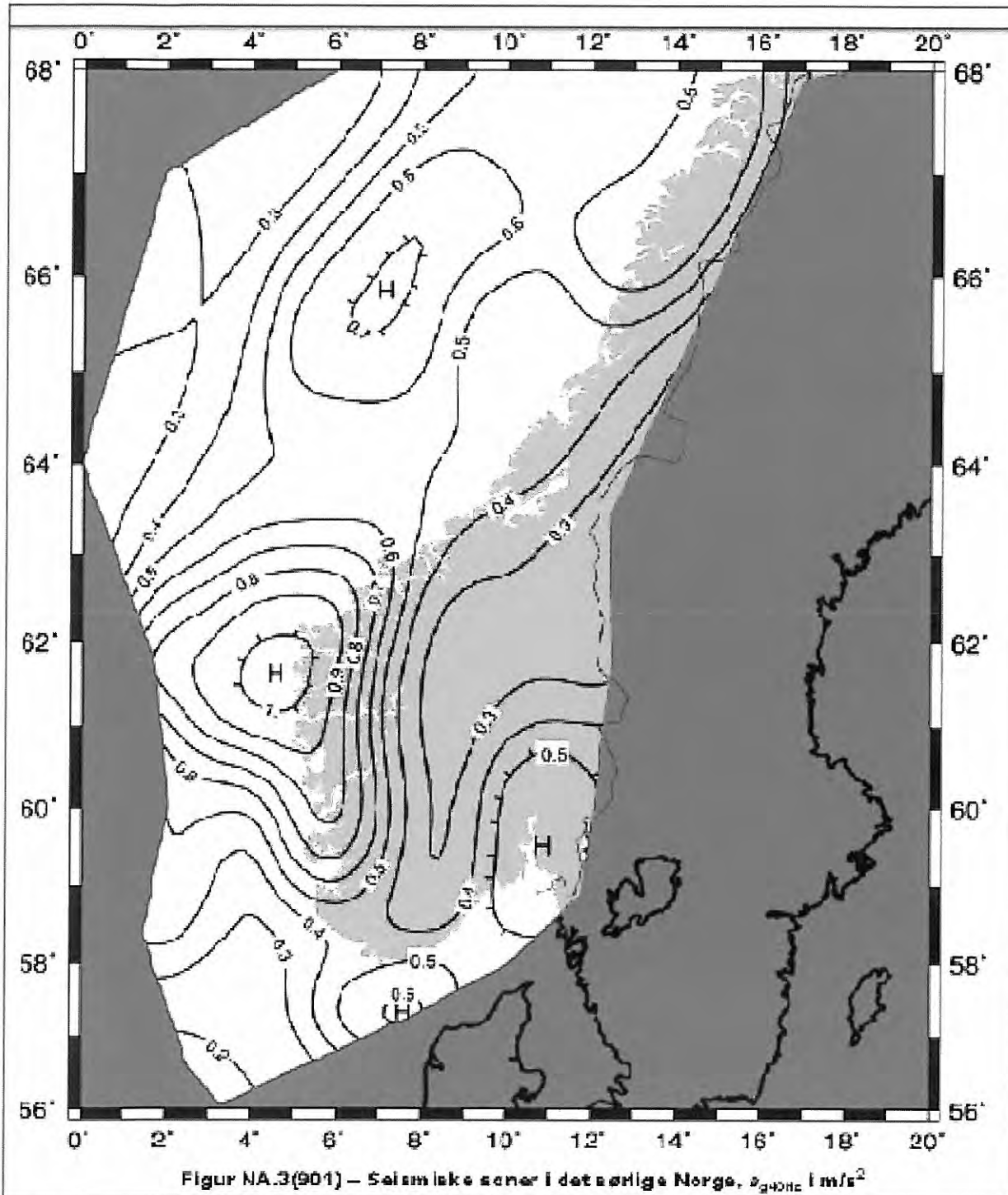
- [1] Bolt, Bruce A., *Earthquakes -4th ed.*, New York: H. Freeman and Company, 1999.
- [2] Bungum, Hilmar. *Store jordskjelv i Norge*. Søk i Store Norske Leksikon. Tilgjengelig fra http://www.sn.no/jordskjelv/Store_jordskjelv_i_Norge. [Nedlastet 29.07.09]
- [3] Chopra, Anil K., Goel, Rakesh K., *Period formulas for concrete shear wall buildings*. Tilgjengelig fra http://digitalcommons.calpoly.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1059&context=cenv_fac. [Nedlastet 10.04.09]
- [4] Clementz, Sigmund. (14.10.04). *Må trygge bygninger bedre mot jordskjelv*. Artikkel fra Dagsavisen. Tilgjengelig fra <http://www.dagsavisen.no/innenriks/article260781.ece> [Nedlastet 26.01.09].
- [5] *EMS98 Intensitetsskala*. NORSAR (2003-2006). Tilgjengelig fra <http://jordskjelv.no/jordskjelv/intensitet.html>. [Nedlastet 01.04.09]
- [6] *Engineering*. Tilgjengelig fra http://mceer.buffalo.edu/connected_teaching/lessons/aboutEQengineering.pdf [Nedlastet 01.04.09]
- [7] Ersdal, G., E-post som del av korrespondanse angående Multiconsult Veileder [14], Petroleumstilsynet, Stavanger, Norge, August 2009.
- [8] *Fundamentfeil*, Eksempelbilde for kollapsform, Lastet fra www.freerepublic.com/focus/news/2017405/posts, [Nedlastet 21.08.09].
- [9] Geological Sciences, Earthquakes Photo Gallery, Northridge. Tilgjengelig fra www.calstatela.edu/dept/geology/Earthquakes.htm, [Nedlastet 26.02.09]
- [10] *Jordskjelv*. Informasjon om jordskjelv og jordskjelvaktivitet. NORSAR (2003-2006). Tilgjengelig fra <http://jordskjelv.no/> [Nedlastet 14.06.09]
- [11] Kontinentalplater. Tilgjengelig fra: <http://faculty.kutztown.edu/friehauf/plate-tectonics.jpg> [Nedlastet 12.02.09]
- [12] Kullerud, Kåre. *WebGeologi, Universitetet i Tromsø*. Tilgjengelig fra <http://www.ig.uit.no/~kaarek/> [Nedlastet 10.03.09]
- [13] Landheving. Tilgjengelig fra <http://no.wikipedia.org/wiki/Landheving>. [Nedlastet 13.01.09]
- [14] *Multiconsult veileder for dimensjonering av jordskjelv, høringsutkast til kontroll*, Multiconsult, 02.01.07, Multiconsult, Oslo, Norge.

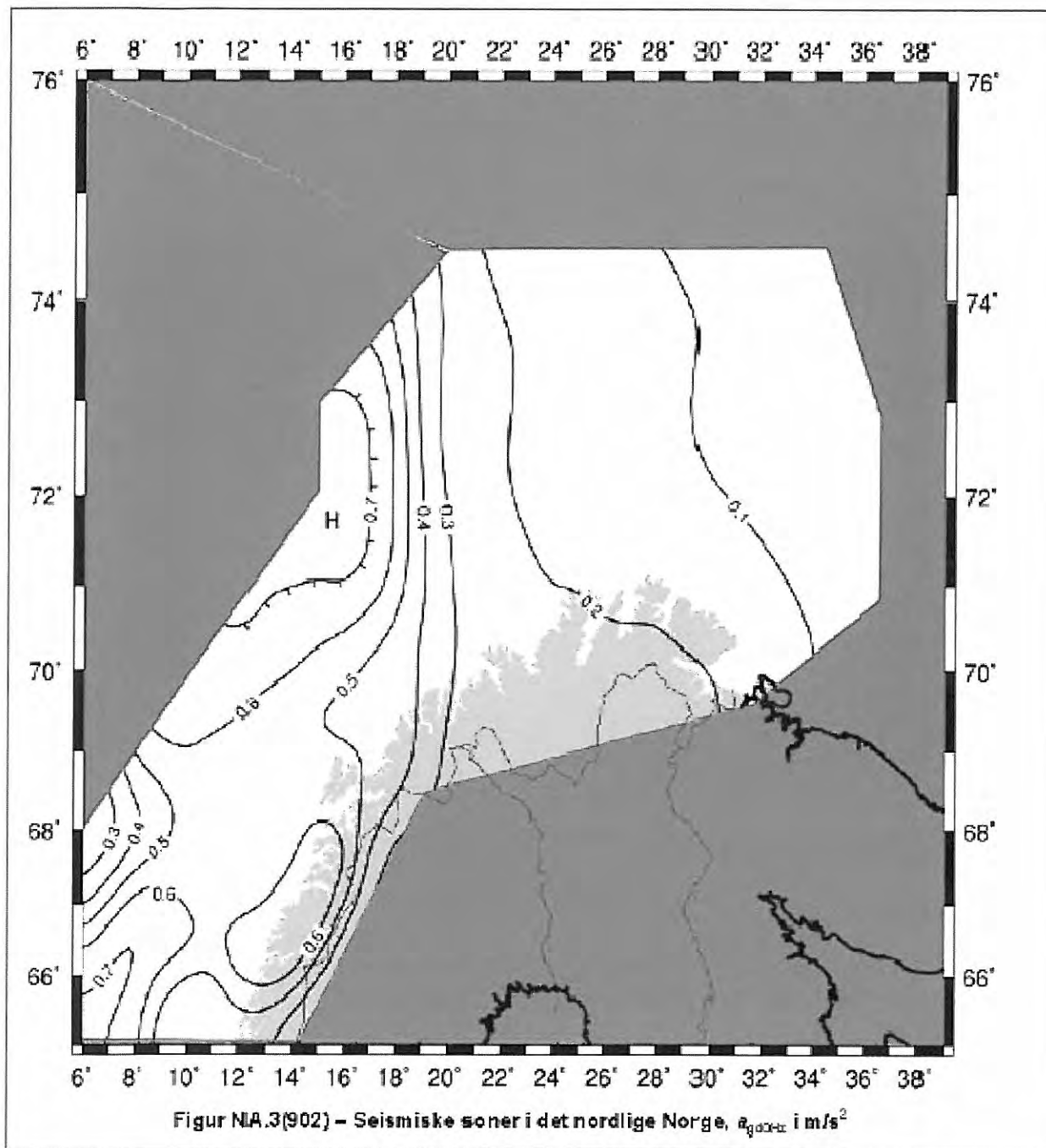
- [15] NS 3490:2004 "Prosjektering av konstruksjoner - Krav til pålitelighet", utgave: 2 (2004) Standard Norge, 2004.
- [16] NS3491-12 "Prosjektering av konstruksjoner, dimensjonerende laster, del 12: laster fra seismiske påvirkninger." Standard Norge, 2004.
- [17] NS-EN 1998-1:2004+NA:2008, "Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger", utgave: 1 Standard Norge, 2008.
- [18] Om NORSAR. NORSAR (2003-2006). Tilgjengelig fra <http://www.jordskjelv.no/NORSAR.html>. [Nedlastet 10.02.09]
- [19] Pancake, Eksempelbilde for kollapsform, Lastet fra: http://www.iitk.ac.in/nicee/EQ_Reports/Bhuj/build_rc1.html, [Nedlastet 21.08.09].
- [20] Rao, Singiresu S., *Mechanical vibrations- 4th ed.*, New Jersey: Pearson Education, Inc., 2004.
- [21] *Realistisk dimensjonering for jordskjelv*. Veileder til NS3491-12 Laster fra seismiske påvirkninger. Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF), 2007.
- [22] Richter skalaen, Tilgjengelig fra: <http://www.seismo.unr.edu/ftp/pub/louie/class/100/magnitude.html>, [Nedlastet 12.02.09]
- [23] San Andreas forkastningen. Lastet fra <http://www.usgs.gov/hazards/> [Nedlastet 30.07.09]
- [24] Sandvik, Rune, Leivestad, Steinar, Sægrov, Roald - Standard Norge. *Jordskjelvpåkjenninger på bygninger*. Artikkel i Benytt nr. 2 / juli 2006. Tilgjengelig fra <http://www.be.no/beweb/info/benytt/20062/jordskjelv.html>. [Nedlastet 13.01.09]
- [25] *Seismograf*. Søkeord på www.caplex.no
- [26] *Soft floors*, Eksempelbilde for kollapsform, Lastet fra: <http://pubs.usgs.gov/gip/2005/15/>, [Nedlastet 21.08.09].
- [27] Taranath, Bungale S., *Wind and Earthquake Resistant Buildings, Structural Analysis and Design*, New York, Marcel Dekker, 2005.
- [28] Ulike grunnforhold, San Andreas forkastningen, Tilgjengelig fra: <http://www.exploratorium.edu/faultline/activezone/slides/marina-slide.html> [Nedlastet 20.03.09]
- [29] Urban Geology. Lastet fra: <http://www.calstatela.edu/dept/geology/G357.htm> [Nedlastet 26.02.09]

Vedlegg

Vedlegg 1

a_{g40Hz} : spissverdi for grunnens akselerasjon [17].

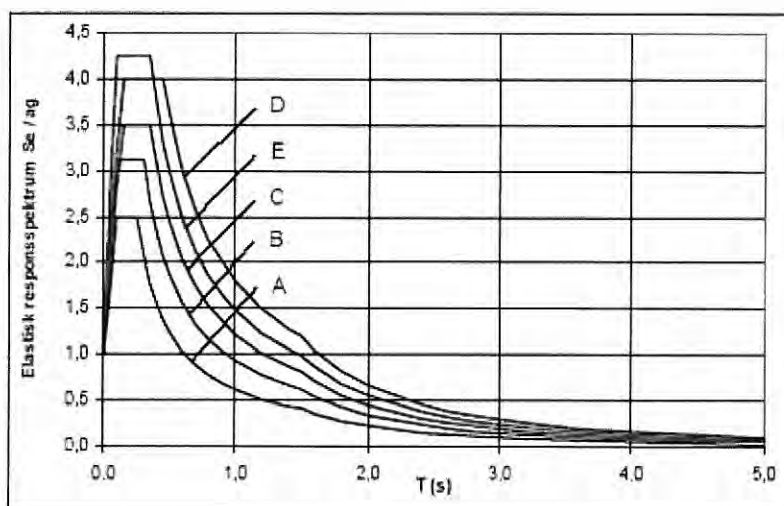




Vedlegg 2

Beskrivelse av grunntyper og tilhørende responspektrum [17].

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kchesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord	130 – 180	10 – 15	40 – 70
E	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	< 100 (antydnet)	–	10 - 20
S_2	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S_1 .			



Figur NA.3(903) – Horisontale elastiske responspektre til bruk i Norge for jordtype A til E

Vedlegg 3

Elementært bygg i FEMdesign, Input-fil og Output-fil

COLUMNS

ID	Material	Section	Height	Start(x)	Start(y)	Start(z)	End(x)	End(y)	End(z)
-	-	-	m	m	m	m	m	m	m
C.1	S355 (2)	RECT 327.0x327.0	2.800	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.800
C.2	S355 (2)	RECT 327.0x327.0	2.800	0.000	0.000	2.800	0.000	0.000	5.600
C.3	S355 (2)	RECT 327.0x327.0	2.800	0.000	0.000	5.600	0.000	0.000	8.400
C.4	S355 (2)	RECT 327.0x327.0	2.800	0.000	0.000	8.400	0.000	0.000	11.200
C.5	S355 (2)	RECT 327.0x327.0	2.800	0.000	0.000	11.200	0.000	0.000	14.000
C.6	S355 (2)	RECT 327.0x327.0	2.800	0.000	0.000	14.000	0.000	0.000	16.800

POINT SUPPORT GROUPS

No.	Pos(x)	Pos(y)	Pos(z)	Kx	Ky	Kz	Cx	Cy	Cz
-	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m
1	0.000	0.000	0.000	~Rigid	~Rigid	~Rigid	~Rigid	~Rigid	~Rigid
2	0.000	0.000	2.800	Free	Free	Free	~Rigid	~Rigid	~Rigid
3	0.000	0.000	5.600	Free	Free	Free	~Rigid	~Rigid	~Rigid
4	0.000	0.000	8.400	Free	Free	Free	~Rigid	~Rigid	~Rigid
5	0.000	0.000	11.200	Free	Free	Free	~Rigid	~Rigid	~Rigid
6	0.000	0.000	14.000	Free	Free	Free	~Rigid	~Rigid	~Rigid
7	0.000	0.000	16.800	Free	Free	Free	~Rigid	~Rigid	~Rigid

POINT LOADS

No.	F/M	Case	Value	Pos(x)	Pos(y)	Pos(z)	Dir(x)	Dir(y)	Dir(z)
-	-	-	kN(m)	m	m	m	-	-	-
1	Force	Påført Egenlast	2943.000	0.000	0.000	2.800	0.000	0.000	-1.000
2	Force	Påført Egenlast	981.000	0.000	0.000	16.800	0.000	0.000	-1.000
3	Force	Påført Egenlast	981.000	0.000	0.000	14.000	0.000	0.000	-1.000
4	Force	Påført Egenlast	981.000	0.000	0.000	11.200	0.000	0.000	-1.000
5	Force	Påført Egenlast	2943.000	0.000	0.000	8.400	0.000	0.000	-1.000
6	Force	Påført Egenlast	2943.000	0.000	0.000	5.600	0.000	0.000	-1.000

HORIZONTAL SPECTRA - STANDARD

Value	Quantity
-	-
Ksi [%]	5.000
kQ	0.700
kS	2.250
Gamma I	1.000
ag [m/s ²]	0.500
k f.spiss	0.800

Output

NODAL MASSES - from dynamic analysis

Node	Mass
-	t
2	300.000
3	300.000
4	300.000
5	100.000
6	100.000

7 100.000

EIGENFREQUENCIES

Shape	Frequency	Period
-	Hz	s
1	1.024	0.976
2	1.024	0.976
3	2.639	0.379
4	2.639	0.379
5	4.007	0.250
6	4.007	0.250
7	5.382	0.186

Ekvivalent statistisk analyse, resultater:

EQUIVALENT LOADS - Seismic max.

Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
-	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	31.851	31.851	0.000	0.000	0.000	0.000	45.044	0.000
3	75.755	75.755	0.000	0.000	0.000	0.000	107.134	0.000
4	125.755	125.755	0.000	0.000	0.000	0.000	177.845	0.000
5	60.059	60.059	0.000	0.000	0.000	0.000	84.936	0.000
6	79.381	79.381	0.000	0.000	0.000	0.000	112.261	0.000
7	99.699	99.699	0.000	0.000	0.000	0.000	140.996	0.000

BASE SHEAR FORCE - Seismic max.

Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
472.500	472.500	0.000	0.000	0.000	0.000	668.216	0.000

NODAL DISPLACEMENT - Seismic max.

Node	e(x)	e(y)	e(z)	fi(x)	fi(y)	fi(z)
-	mm	mm	mm	rad	rad	rad
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	4.448	4.448	0.000	0.000	0.000	0.000
3	8.596	8.596	0.000	0.000	0.000	0.000
4	12.031	12.031	0.000	0.000	0.000	0.000
5	14.282	14.282	0.000	0.000	0.000	0.000
6	15.968	15.968	0.000	0.000	0.000	0.000
7	16.906	16.906	0.000	0.000	0.000	0.000

Modal analyse, resultater:

EQUIVALENT LOADS - Seismic max.

Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
-	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	153.006	145.019	0.002	0.000	0.000	0.000	210.811	0.000
3	148.337	135.669	0.004	0.000	0.000	0.000	201.022	0.000
4	172.272	170.456	0.006	0.000	0.000	0.000	242.348	0.000
5	54.085	53.193	0.002	0.000	0.000	0.000	75.860	0.000
6	67.938	67.930	0.002	0.000	0.000	0.000	96.074	0.000
7	85.539	85.055	0.003	0.000	0.000	0.000	120.629	0.000

BASE SHEAR FORCE - Seismic max.

Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
442.772	442.514	0.020	0.000	0.000	0.000	625.992	0.000

NODAL DISPLACEMENT - Seismic max.

Node	e(x)	e(y)	e(z)	fi(x)	fi(y)	fi(z)
-	mm	mm	mm	rad	rad	rad
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	4.168	4.166	0.000	0.000	0.000	0.000
3	7.650	7.648	0.000	0.000	0.000	0.000
4	10.248	10.247	0.000	0.000	0.000	0.000
5	11.704	11.704	0.000	0.000	0.000	0.000
6	12.785	12.785	0.000	0.000	0.000	0.000
7	13.373	13.373	0.000	0.000	0.000	0.000

Ekvivalent statistisk analyse med manuell T1=0,976, resultater:

EQUIVALENT LOADS - Sum, x'

Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
-	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	33.210	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	33.210	0.000
3	78.333	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	78.333	0.000
4	129.403	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	129.403	0.000
5	61.588	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	61.588	0.000
6	81.184	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	81.184	0.000
7	101.742	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	101.742	0.000

BASE SHEAR FORCE - Sum, x'

Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr	Mr
kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm	kNm
485.460	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	485.460	0.000	0.000

NODAL DISPLACEMENT - Seismic max.

Node	e(x)	e(y)	e(z)	fi(x)	fi(y)	fi(z)
-	mm	mm	mm	rad	rad	rad
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	4.570	4.570	0.000	0.000	0.000	0.000
3	8.827	8.827	0.000	0.000	0.000	0.000
4	12.347	12.347	0.000	0.000	0.000	0.000
5	14.649	14.649	0.000	0.000	0.000	0.000
6	16.371	16.371	0.000	0.000	0.000	0.000
7	17.328	17.328	0.000	0.000	0.000	0.000

Vedlegg 4

Input/Output fil for Plus forenklet modell

Dokumentasjon: forenklet modell av P-hus

INPUT

STEEL MATERIALS

ID	Name	fyk (t <= 40)	fyk (t <= 80)	fuk (t <= 40)	fuk (t <= 80)	Ek	Poisson's ratio	Density
-	-	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	-	t/m3
2	S355	355.000	355.000	510.000	490.000	210000.000	0.300	7.800

COLUMNS

ID	Material	Section	Height	Start(x)	Start(y)	Start(z)	End(x)	End(y)	End(z)
-	-	-	m	m	m	m	m	m	m
C.1	S355 (2)	RECT 951.0x1137.0	2.750	-1.923	0.000	0.000	-1.923	0.000	2.750
C.2	S355 (2)	RECT 953.0x1135.0	2.750	-1.923	0.000	2.750	-1.923	0.000	5.500
C.3	S355 (2)	RECT 953.0x1135.0	2.750	-1.923	0.000	5.500	-1.923	0.000	8.250
C.4	S355 (2)	RECT 953.0x1135.0	2.750	-1.923	0.000	8.250	-1.923	0.000	11.000

POINT SUPPORT GROUPS

No.	Pos(x)	Pos(y)	Pos(z)	Kx	Ky	Kz	Cx	Cy	Cz
-	m	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m
1	-1.923	0.000	0.000	~Rigid	~Rigid	~Rigid	~Rigid	~Rigid	~Rigid
2	-1.923	0.000	2.750	Free	Free	Free	~Rigid	~Rigid	~Rigid
3	-1.923	0.000	5.500	Free	Free	Free	~Rigid	~Rigid	~Rigid
4	-1.923	0.000	8.250	Free	Free	Free	~Rigid	~Rigid	~Rigid
5	-1.923	0.000	11.000	Free	Free	Free	~Rigid	~Rigid	~Rigid

LOAD CASE - MASS CONVERSION

Factor	Name
-	-
0.000	Auto Egenlast
1.000	Påført Egenlast
0.000	Nyttelast

NODAL MASSES - from dynamic analysis

Node	Mass
-	t
2	5882.750
3	5882.750
4	5882.750
5	5882.750

HORIZONTAL SPECTRA - STANDARD

Value	Quantity
-	-
Ksi [%]	5.000
kQ	0.700
kS	2.200
Gamma 1	1.000
ag [m/s2]	0.500
k f,spiss	0.800

OUTPUT

EIGENFREQUENCIES

Shape	Frequency	Period
-	Hz	s
1	2.015	0.496
2	2.303	0.434
3	5.806	0.172
4	6.538	0.153
5	6.636	0.151

Selected shapes & effective masses

Shape no	T	mx'	my'	mz'
-	s	%	%	%
1	0.496	-	89.4	-
2	0.434	89.3	-	-
3	0.172	-	8.3	-
5	0.151	8.3	-	-
Summa		97.7	97.7	0.0

Ekvivalent statistisk analyse, Tx,y automatisk:

EQUIVALENT LOADS - Sum, x'

Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
-	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	697.768	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	697.768	0.000
3	1659.577	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1659.577	0.000
4	2754.934	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2754.934	0.000
5	3947.157	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3947.157	0.000

EQUIVALENT LOADS - Sum, y'

Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
-	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	697.768	0.000	0.000	0.000	0.000	697.768	0.000
3	0.000	1659.577	0.000	0.000	0.000	0.000	1659.577	0.000
4	0.000	2754.934	0.000	0.000	0.000	0.000	2754.934	0.000
5	0.000	3947.157	0.000	0.000	0.000	0.000	3947.157	0.000

BASE SHEAR FORCE - Sum, x'

Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
9265.331	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	9265.331	0.000

BASE SHEAR FORCE - Sum, y'

Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
0.000	9265.331	0.000	0.000	0.000	0.000	9265.331	0.000

NODAL DISPLACEMENT - Sum, x'

Node	e(x)	e(y)	e(z)	fi(x)	fi(y)	fi(z)
-	mm	mm	mm	rad	rad	rad
1	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.885	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1.705	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	2.362	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	2.749	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

NODAL DISPLACEMENT - Sum, y'

Node	e(x)	e(y)	e(z)	fi(x)	fi(y)	fi(z)
-	mm	mm	mm	rad	rad	rad

1	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	1.161	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0.000	2.229	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.000	3.086	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.000	3.590	0.000	0.000	0.000	0.000

Modal analyse:

EQUIVALENT LOADS - Sum, x'

Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
-	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	3882.763	0.000	0.211	0.000	0.000	0.000	3882.763	0.000
3	5382.163	0.000	0.395	0.000	0.000	0.000	5382.163	0.000
4	5940.830	0.000	0.531	0.000	0.000	0.000	5940.830	0.000
5	7430.310	0.000	0.604	0.000	0.000	0.000	7430.310	0.000

EQUIVALENT LOADS - Sum, y'

Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
-	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	3689.036	0.000	0.000	0.000	0.000	3689.036	0.000
3	0.000	4892.320	0.000	0.000	0.000	0.000	4892.320	0.000
4	0.000	5110.975	0.000	0.000	0.000	0.000	5110.975	0.000
5	0.000	6582.167	0.000	0.000	0.000	0.000	6582.167	0.000

BASE SHEAR FORCE - Sum, x'

Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
19695.11							
0	0.000	1.740	0.000	0.000	0.000	19695.110	0.000

BASE SHEAR FORCE - Sum, y'

Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
0.000	17016.71						
0.000	0	0.000	0.000	0.000	0.000	17016.710	0.000

NODAL DISPLACEMENT - Sum, x'

Node	e(x)	e(y)	e(z)	fi(x)	fi(y)	fi(z)
-	mm	mm	mm	rad	rad	rad
1	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1.929	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	3.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	4.827	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	5.498	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

NODAL DISPLACEMENT - Sum, y'

Node	e(x)	e(y)	e(z)	fi(x)	fi(y)	fi(z)
-	mm	mm	mm	rad	rad	rad
1	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	2.173	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0.000	4.036	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.000	5.413	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.000	6.168	0.000	0.000	0.000	0.000

Ekvivalent statisk analyse, Tx=0,436, Ty=0,496:

EQUIVALENT LOADS - Sum, x'

Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
-	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2149.562	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2149.562	0.000
3	4299.115	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4299.115	0.000
4	6448.669	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	6448.669	0.000
5	8598.223	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	8598.223	0.000

EQUIVALENT LOADS - Sum, y'

Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
-	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	1853.070	0.000	0.000	0.000	0.000	1853.070	0.000
3	0.000	3706.134	0.000	0.000	0.000	0.000	3706.134	0.000
4	0.000	5559.197	0.000	0.000	0.000	0.000	5559.197	0.000
5	0.000	7412.261	0.000	0.000	0.000	0.000	7412.261	0.000

BASE SHEAR FORCE - Sum, x'

Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
21495.56	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	21495.568	0.000

BASE SHEAR FORCE - Sum, y'

Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
0.000	18530.66	0.000	0.000	0.000	0.000	18530.662	0.000

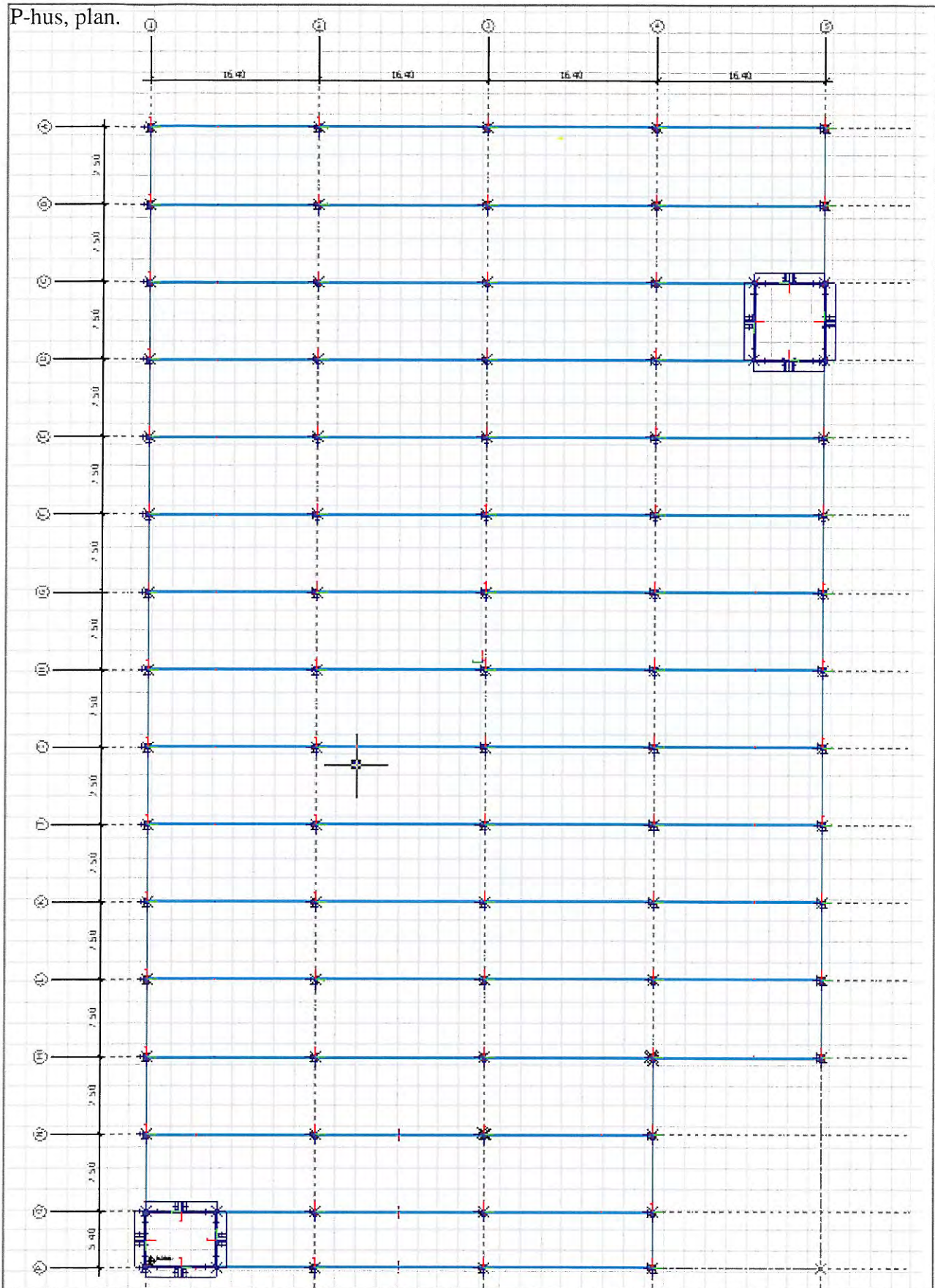
NODAL DISPLACEMENT - Sum, x'

Node	e(x)	e(y)	e(z)	fi(x)	fi(y)	fi(z)
-	mm	mm	mm	rad	rad	rad
1	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2.106	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	4.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	5.477	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	6.320	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

NODAL DISPLACEMENT - Sum, y'

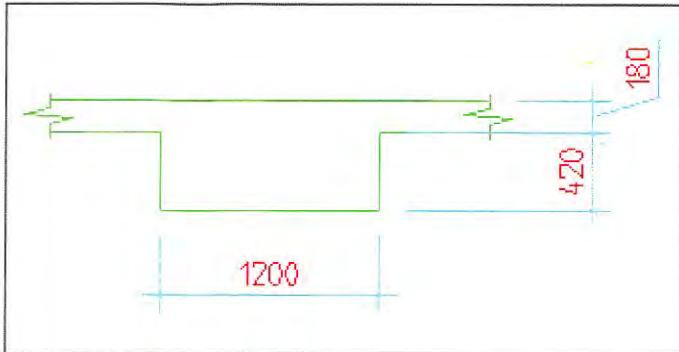
Node	e(x)	e(y)	e(z)	fi(x)	fi(y)	fi(z)
-	mm	mm	mm	rad	rad	rad
1	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	2.366	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0.000	4.497	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.000	6.155	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.000	7.101	0.000	0.000	0.000	0.000

Vedlegg 5



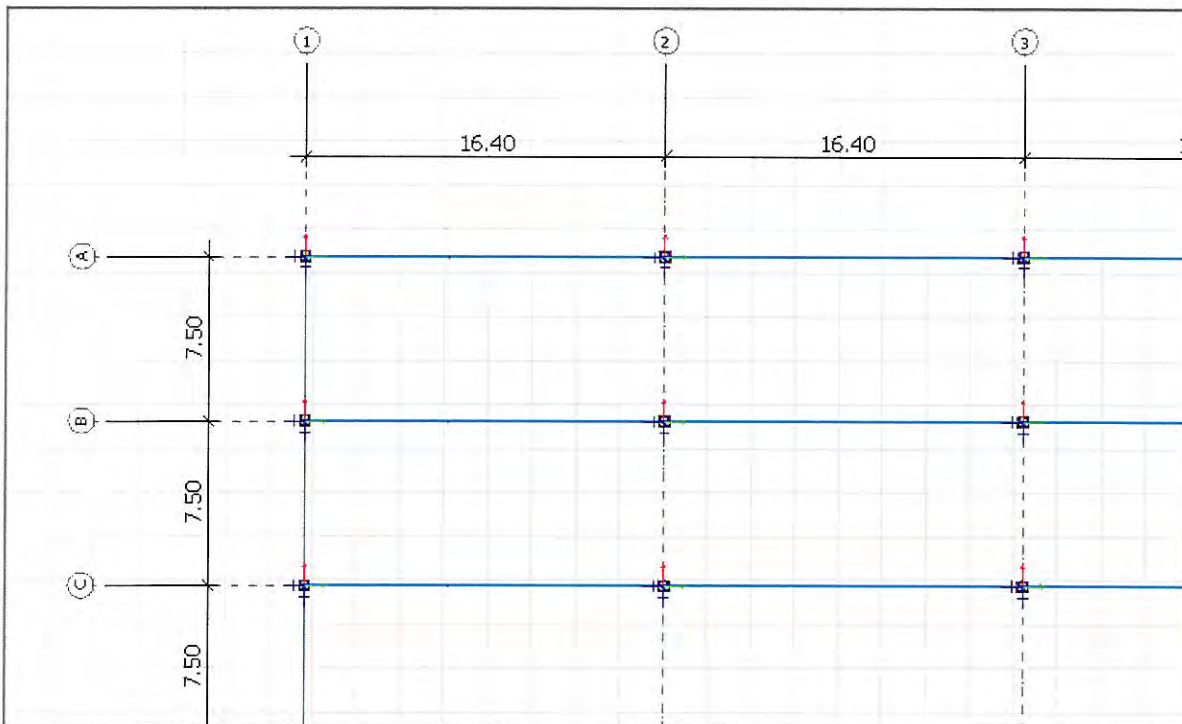
Vedlegg 6

Snitt av bjelke-dekke :



Tverrsnitt av dekke-bjelke, etteroppspent.

Skisse med mål:



Prinsippskisse, mål i meter. Like mål over hele dekket, alle etasjer. Unntak er avstand mellom bjelker akse O-P på modellen. Avstand her er 5.4m i stedet for 7,5 m som på skissen.

Vedlegg 7

Masseberegning

Egenvekt betong	2500 kg/m ³
Grunnareal	6908 m ²
Areal dekke	6811 m ²

Dekketykkelse	0,18 m
Masse 4 dekker	12259800 kg

Bjelke	
bredde	1,2 m
høyde	0,42 m
lengde totalt	4002 m
Masse bjelker	5042016 kg

Søyle	77 stk.
bredde	0,5 m
lengde	0,5 m
høyde totalt	8,6 m
Masse søyler	413875 kg

Vegg i x-retn	
lengde 01, 2stk	7,5 m
lengde 02, 2stk	5,4 m
total lengde	25,8 m

Vegg i y-retn	
lengde, 4stk	7,5 m
total lengde	30 m

Vegghøyde	13,125 m
tykkelse	0,2 m
Masse vegger	366188 kg

Påført egenlast	50 kg/m ²
Masse, 4 dekker	1362200 kg

% av nyttelast	150 kg/m ²
Masse, 4 dekker	4086600 kg

Total masse bygg	23530679 kg
=	23531 tonn

Vedlegg 8

Dunkerleys metode.

"Volum" bygg 90668 m³
 ρ =masse/volum 259,5 kg/m³

G (skjærmodul
 urisset) 15,5 GPa
 κ (tverrsnittskonstant) 0,8 (5/6 for rektangulære tvsn.)

Ae,y1	0,424
	0,183
Ae,y	1,213

Ae,x1	0,424
Ae,x2	
Ae,x	1,694

Åey 0,018

Åex 0,025

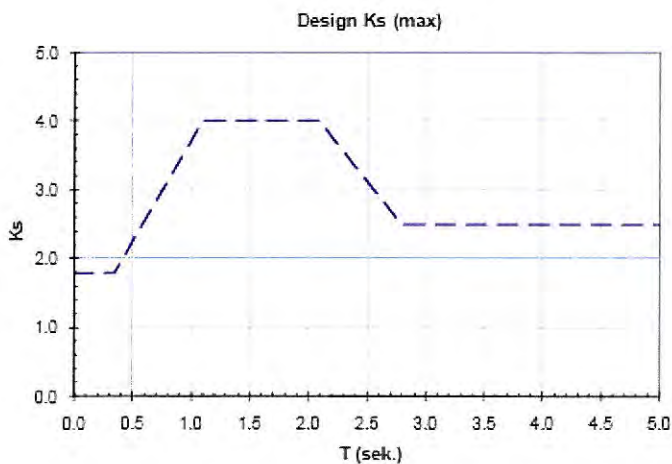
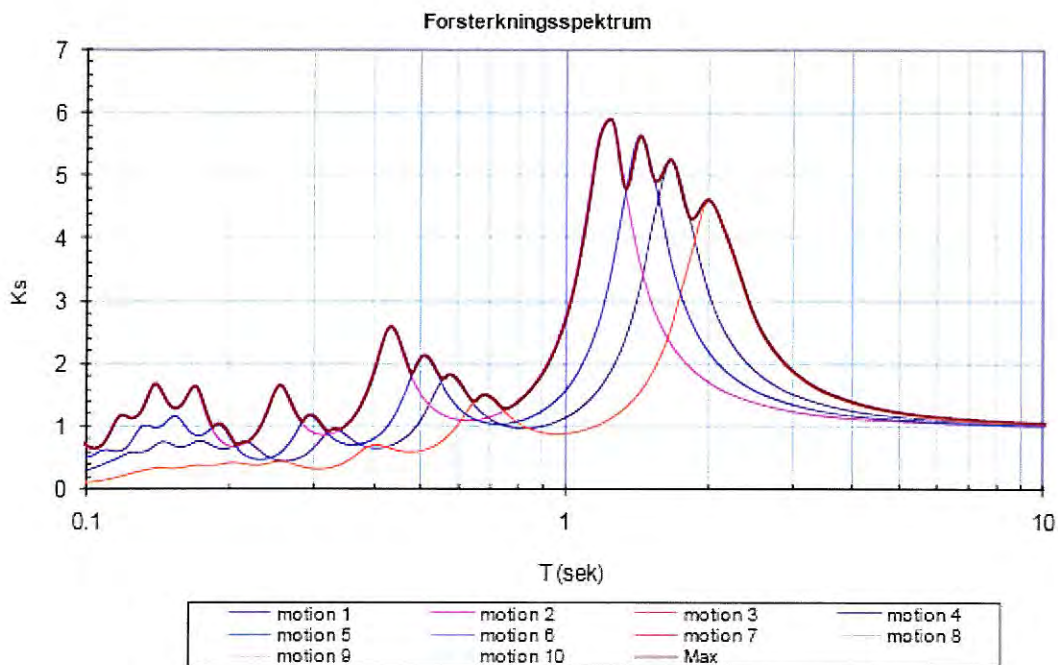
T1y 0,56

T1x 0,47

Vedlegg 9

K_s -faktor for P-hus, resultater fra geolog.

Analyseresultat for design jordprofil er vist som i Figur 6. Dimensjonerende jordforsterkningsfaktor er presentert i Figur 7 og Tabell 4. Resultatet viser at forsterkningsfaktor er avhengig av egenperiode av byggverket og oppnår sin høyeste verdi på 4,0 i periode område på 1,1 – 2,1 sek..



Design K_s (max)	
T	K_s
0.00	1.80
0.35	1.80
1.10	4.00
2.10	4.00
2.80	2.50
5.00	2.50

Tabell 4, Dimensjonerende K_s

Vedlegg 10

Egenperioder til p-hus. (Hundre svingeformer.)

Selected shapes & effective masses

Shape no	T	m_x'	m_y'	m_z'
-	s	%	%	%
1	0.759	0.0	0.0	-
2	0.758	0.0	0.0	-
3	0.758	0.0	0.0	-
4	0.758	0.0	0.0	-
5	0.725	0.0	0.0	-
6	0.724	0.0	0.0	-
7	0.724	0.0	0.0	-
8	0.724	0.0	0.0	-
9	0.695	0.0	0.0	-
10	0.694	0.0	0.0	-
11	0.694	0.0	0.0	-
12	0.694	0.0	0.0	-
13	0.657	0.0	0.0	-
14	0.654	0.0	0.0	-
15	0.654	0.0	0.0	-
16	0.654	0.0	0.0	-
17	0.652	0.0	0.0	-
18	0.649	0.0	0.0	-
19	0.649	0.0	0.0	-
20	0.649	0.0	0.0	-
21	0.626	0.0	0.0	-
22	0.623	0.0	0.0	-
23	0.623	0.0	0.0	-
24	0.623	0.0	0.0	-
25	0.608	0.0	0.0	-
26	0.606	0.0	0.0	-
27	0.606	0.0	0.0	-
28	0.606	0.0	0.0	-
29	0.585	0.0	0.0	-
30	0.582	0.0	0.0	-
31	0.582	0.0	0.0	-
32	0.582	0.0	0.0	-
33	0.571	0.0	0.0	-
34	0.567	0.0	0.0	-
35	0.567	0.0	0.0	-
36	0.567	0.0	0.0	-
37	0.562	0.0	0.0	-
38	0.560	0.0	0.0	-
39	0.560	0.0	0.0	-
40	0.559	0.0	0.0	-
41	0.524	0.0	0.1	-
42	0.522	0.0	0.0	-
43	0.522	0.0	0.0	-
44	0.522	0.0	0.0	-
45	0.521	0.0	0.2	-
46	0.517	0.0	0.0	-
47	0.517	0.0	0.0	-
48	0.517	0.0	0.0	-
49	0.500	0.0	0.4	-

50	0.496	4.8	71.1	-
51	0.493	0.0	0.0	-
52	0.493	0.0	0.0	-
53	0.493	0.0	0.0	-
54	0.491	0.0	0.0	-
55	0.486	0.0	0.0	-
56	0.485	0.0	0.0	-
57	0.485	0.0	0.0	-
58	0.482	0.0	0.1	-
59	0.475	0.0	0.0	-
60	0.475	0.0	0.0	-
61	0.475	0.0	0.0	-
62	0.475	0.0	0.2	-
63	0.473	0.0	0.0	-
64	0.472	0.0	0.0	-
65	0.472	0.0	0.0	-
66	0.465	0.0	0.0	-
67	0.459	0.0	0.0	-
68	0.459	0.0	0.0	-
69	0.459	0.0	0.0	-
70	0.448	0.3	0.0	-
71	0.445	0.9	0.0	-
72	0.444	0.0	0.0	-
73	0.443	0.0	0.0	-
74	0.443	0.0	0.0	-
75	0.439	0.3	0.0	-
76	0.439	0.0	0.0	-
77	0.438	0.0	0.0	-
78	0.435	61.5	3.0	-
79	0.431	10.4	0.6	-
80	0.429	0.5	0.0	-
81	0.429	0.0	0.0	-
82	0.429	0.0	0.0	-
83	0.421	0.0	0.0	-
84	0.416	0.0	0.0	-
85	0.415	0.0	0.0	-
86	0.415	0.0	0.0	-
87	0.413	0.6	0.0	-
88	0.406	0.0	0.0	-
89	0.406	0.0	0.0	-
90	0.406	0.0	0.0	-
91	0.402	0.0	0.0	-
92	0.396	0.0	0.0	-
93	0.396	0.0	0.0	-
94	0.396	0.0	0.0	-
95	0.393	0.0	0.0	-
96	0.386	0.0	0.0	-
97	0.385	0.0	0.0	-
98	0.384	0.0	0.0	-
99	0.384	0.0	0.0	-
100	0.383	0.0	0.0	-
Summa		79.4	75.7	0.0

Vedlegg 11

Del av output fil for Phus, full modell.

Output P-hus

Ekvivalent Statisk analyse, T1 automatisk.

BASE SHEAR FORCE - Sum, x'

Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
9146.356	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	9146.356	0.000

BASE SHEAR FORCE - Sum, y'

Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
0.000	9146.356	0.000	0.000	0.000	0.000	9146.356	0.000

Modal analyse analyse.

BASE SHEAR FORCE - Sum, x'

Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
15450.630	3455.811	578.081	0.000	0.000	0.000	15842.941	0.000

BASE SHEAR FORCE - Sum, y'

Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
3404.063	13137.764	38.747	0.000	0.000	0.000	13571.661	0.000

Ekvivalent Statisk analyse, T1 manuell.

BASE SHEAR FORCE - Sum, x'

Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
21463.448	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	21463.448	0.000

BASE SHEAR FORCE - Sum, y'

Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
0.000	18487.834	0.000	0.000	0.000	0.000	18487.834	0.000