

# Numerisk og analytisk analyse av støttekonstruksjoner ved jordskjelvbelastning

**Stephanie L Gjelseth**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Steinar Nordal, BAT

Medveileder: Amir Kaynia, NGI

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for bygg, anlegg og transport





Oppgavens tittel: Numerisk og analytisk analyse av støttekonstruksjoner ved jordskjelvbeklastning	Dato: 05. juni 2013		
	Antall sider (inkl. bilag): 100		
	Masteroppgave	X	Prosjektoppgave
Navn: Stephanie Lilleåsen Gjølseth			
Faglærer/veileder: Professor Steinar Nordal			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere: Professor Amir M. Kaynia			

**Ekstrakt:**

Denne masteroppgaven omhandler jordskjelvrespons av støttekonstruksjoner. Hensikten er å studere om de to vanlige analysemetodene for støttekonstruksjoner, det vil si Mononobe-Okabe (M-O) og pseudo-statisk (P-S) metode, er konservativ som dimensjoneringsmetode. Undersøkelsens omfang består av et litteraturstudium hvor det er fokus på eksisterende pseudo-statistiske metoder og grunnleggende dynamisk teori. Metodene er sammenlignet med mer nøyaktige tidshistorie (TH) analyser utført i elementprogrammet PLAXIS. For å verifisere modellen i PLAXIS er det forsøkt å få sammenfallende resultater med forsøksresultater fra et fysisk ristebordforsøk av en skalert støttevegg.

For å studere M-O og P-S metode som dimensjoneringsmetode er det utarbeidet en ny numerisk modell i fullskala, hvor respons fra aktiv seismisk last er studert i detalj. Fra dette studiet kommer det frem at initialtilstanden har noe å si for utfallet. Det viser seg at i tilfeller hvor konstruksjonen står nærmere hviletilstand blir det dynamiske bidraget større enn ved tilfeller hvor konstruksjonen har mulighet for lateral forskyvning. Videre er det utført et parameterstudie på tre forskjellige høyder av støttekonstruksjoner (3, 5 og 7 m) og to forskjellige friksjonsvinkler i bakfyllingen ( $35^\circ$  og  $40^\circ$ ). I tillegg er det benyttet fire forskjellige eksitasjonsnivåer (0,05g, 0,075g, 0,10g og 0,15g). For å ta hensyn til variasjoner i jordskjelvtidsserier er det benyttet tre ulike jordskjelv. Det kommer frem i dette studiet at M-O metode ikke er konsekvent i forhold til variasjon av høyde og eksitasjonsnivå. I noen tilfeller får M-O metode for lav totalkraft og angrispunkt i forhold til resultater fra TH analysen. I andre tilfeller for høy. P-S metode derimot er konsekvent for lav i forhold til TH analysen. Det er utført en analyse hvor forsterkningsfaktoren (S) i den numeriske modellen er funnet og dermed satt inn i M-O og P-S metode. Det viser seg at begge metodene i stor grad er avhengig av antatt skjærmodul og S. M-O metode avviker mer, mens P-S metode treffer TH analysen i større grad etter korrigering av S.

Hovedkonklusjonen er at M-O og P-S metode sammenfaller i liten grad i forhold til TH analysen. Det dynamiske bidraget er i stor grad avhengig av grunnforhold og initialtilstand, noe M-O metode ikke tar hensyn til på optimal måte. Det er kun angrispunktet som er avhengig av initialtilstanden. Forslag til videre arbeid er å gjøre flere parameterstudier og forstå bedre effekt av de enkelte parametrene. Deretter modifisere forenklete metoder som tar hensyn til initialtilstanden.

**Stikkord:**

1. Pseudo-statisk metode
2. Støttekonstruksjon
3. Jordskjelv
4. PLAXIS

(sign.)





**TBA 4900 MASTEROPPGAVE GEOTEKNIKK**

VÅR 2013

Stephanie Lilleåsen GJELSETH

**Numerisk og analytisk analyse av støttekonstruksjoner ved  
jordskjelvbelastning**

## **Bakgrunn**

Støttekonstruksjoner er viktig innen geoteknisk prosjektering. De støtter opp jordmasser, skråninger i forbindelse med vegbygging eller tilbakefyllingsmaterialer. Metoden som er vanlig for dimensjonering av støttekonstruksjoner ved seismisk påkjenning er Mononobe-Okabe metode (M-O metode). Det har vært diskusjon om denne metoden er for konservativ eller ikke. Det er derfor av interesse å studere om dette er tilfelle. Videre er det et økende behov for effektive og gode løsninger for jordskjelvanalyser.

## **Oppgavebeskrivelse**

Oppgaven tar for seg støttekonstruksjoner og beregner jordtrykk, totalkraft og dens angrispunkt bak støttekonstruksjoner. Det skal utarbeides en pålitelig numerisk modell i PLAXIS og verifisere den med resultater fra fysisk modellforsøk. Valgt støttekonstruksjon skal dimensjoneres etter Eurokoden og effekt av forskjellige jordskjelv og virkningen av initialtilstand skal studeres ved hjelp av elementprogrammet PLAXIS. Resultater for totalkraft og angrispunkt skal sammenlignes med M-O metode og pseudo-statisk (PS) metode. Det skal utføres parameterstudie hvor det skal benyttes forskjellige jordskjelvnivå, størrelse av vegger og materialparametre. Oppgaven er en videreføring av prosjektoppgaven til Stephanie Gjelseth utført høsten 2012.

---

## Innlevering

Det skal leveres en CD med rapporten og bakgrunnsmateriale, ett løst eksemplar og to innbundne eksemplarer.

Dato: mandag 10. januar 2013

  
Professor Amir M. Kaynia

\_\_\_\_\_  
Professor Steinar Nordal

3. juni 2013

# Sammendrag

Denne masteroppgaven omhandler jordskjelvrespons av støttekonstruksjoner. Hensikten er å studere om de to vanlige analysemetodene for støttekonstruksjoner, det vil si Mononobe-Okabe (M-O) og pseudo-statisk (P-S) metode, er konservativ som dimensjoneringsmetode. Undersøkelsens omfang består av et litteraturstudium hvor det er fokus på eksisterende pseudo-statiske metoder og grunnleggende dynamisk teori. Metodene er sammenlignet med mer nøyaktige tidshistorie (TH) analyser utført i elementprogrammet PLAXIS. For å verifisere modellen i PLAXIS er det forsøkt å få sammenfallende resultater med forsøksresultater fra et fysisk ristebordforsøk av en skalert støttevegg.

For å studere M-O og P-S metode som dimensjoneringsmetode er det utarbeidet en ny numerisk modell i fullskala, hvor respons fra aktiv seismisk last er studert i detalj. Fra dette studiet kommer det frem at initialtilstanden har noe å si for utfallet. Det viser seg at i tilfeller hvor konstruksjonen står nærme hviletilstand blir det dynamiske bidraget større enn ved tilfeller hvor konstruksjonen har mulighet for lateral forskyvning. Videre er det utført et parameterstudie på tre forskjellige høyder av støttekonstruksjoner (3, 5 og 7 m) og to forskjellige friksjonsvinkler i bakfyllingen ( $35^\circ$  og  $40^\circ$ ). I tillegg er det benyttet fire forskjellige eksitasjonsnivåer (0,05g, 0,075g, 0,10g og 0,15g). For å ta hensyn til variasjoner i jordskjelvtidsserier er det benyttet tre ulike jordskjelv. Det kommer frem i dette studiet at M-O metode ikke er konsekvent i forhold til variasjon av høyde og eksitasjonsnivå. I noen tilfeller får M-O metode for lav totalkraft og angripunkt i forhold til resultater fra TH analysen. I andre tilfeller for høy. P-S metode derimot er konsekvent for lav i forhold til TH analysen. Det er utført en analyse hvor forsterkningsfaktoren (S) i den numeriske modellen er funnet og dermed satt inn i M-O og P-S metode. Det viser seg at begge metodene i stor grad er avhengig av antatt skjærmodul og S. M-O metode avviker mer, mens P-S metode treffer TH analysen i større grad etter korrigerings av S.

Hovedkonklusjonen er at M-O og P-S metode sammenfaller i liten grad i forhold til TH analysen. Det dynamiske bidraget er i stor grad avhengig av grunnforhold og initialtilstand, noe M-O metode ikke tar hensyn til på optimal måte. Det er kun angripunktet som er avhengig av initialtilstanden. Forslag til videre arbeid er å gjøre flere parameterstudier og forstå bedre effekt av de enkelte parametrene. Deretter modifisere forenklete metoder som tar hensyn til initialtilstanden.



## Abstract

In this master thesis the focus was earthquake response of support structures. The purpose of the thesis is to study whether the two usual analytical methods for supporting structures, that is the Mononobe-Okabe (M-O) and pseudo-static (P-S) method is conservative as a design method. The study consists of a literature study where there is a focus on existing pseudo-static methods and basic dynamic theory. The methods are compared with more accurate timehistory (TH) analysis performed in the element program PLAXIS. To verify the model in PLAXIS it is attempted to coincide results with the test results of a physical shakingtable tests of a scaled retaining wall.

To study M-O and P-S method as a design method it is developed a new numerical model in full scale, the response from active seismic loads is studied in detail. From this study it emerges that the initial state has an influence on the outcome. The softer the ground is, the lower is the dynamic force on the structure. Furthermore, there is performed a parameterstudy using three different heights of the support structure (3, 5 and 7 m) and two different frictionangles in the backfilling ( $35^\circ$  og  $40^\circ$ ). In addition there is used four different excitationlevels (0,05g, 0,075g, 0,10g and 0,15g). In order to take account of variations in earthquakes, it is used three different earthquakes. It appears in this study that the M-O method is not consistent with variation of height and excitationlevel. In some cases the M-O method gets too low totalforce and attackpoint in relation to the results of the TH analysis. In other cases too high. P-S method is consistently too low in relation to the TH analysis. There is performed an analysis in which amplificationfactor is found in the numerical model and thus inserted in the M-O and P-S method. It turns out that both methods are largely dependent on the assumed shearmodulus and the amplificationfactor, P-S method was better with the adjusted amplificationfactor.

The main conclusion is that M-O and P-S method corresponds to a limit extent compared to TH analysis. The dynamic contribution is largely dependent on the soil conditions and initialstate, which M-O method does not take into account. It is only the attackpoint which depends on the initial state, not the totalforce. Suggestions for further work to do more parameterstudy and better understand the effect of each parameter. Then modify the simplified methods that takes into account the initial state.



# Forord

Denne rapporten er et resultat av min masteroppgave ved Institutt for bygg, anlegg og transport ved NTNU våren 2013. Oppgaven er foreslått av Amir M. Kaynia ved NGI, Norges Geotekniske Institutt, utført over 20 uker og tilsvarer 30 studiepoeng. Oppgaven er en videreføring av arbeidet jeg har gjort i prosjektoppgaven utført høsten 2012, hvor det ble gjort analytiske og numeriske studier av seismisk last på støttekonstruksjoner.

Oppgaven er delt inn i tre hoveddeler. En del om nødvendig bakgrunnsteori om støttekonstruksjoner, jordskjelvrespons og analysemetoder. En analysedel som omhandler verifisering av fysisk modell, beregningsmodell og parameterstudium. Siste delen er en oppsummeringsdel med konklusjon. Teori-delen og kapitlene angående verifisering av fysisk modell er gjort i samarbeid med Siri Bente Haugen, disse kapitlene er markert med \*.

Jeg vil gjerne takke følgende personer for hjelpsomme bidrag til oppgaven:

**Amir M. Kaynia, NGI og veileder ved NTNU** for å ha hjulpet meg fra starten, og veiledet meg regelmessig gjennom masteroppgaven.

**Frank Fredriksen, Geovita AS** for å være behjelpelig når jeg har hatt spørsmål.

**Torbjørn Johansen, Geovita AS** for å komme med forslag til oppgave sammen med Frank og vært behjelpelig med vurdering av videre arbeid.

**Steinar Nordal, veileder ved NTNU** for alltid å ta seg tid til å svare på spørsmål og være behjelpelig.

**Gudmund Reidar Eiksund, NTNU** for å være behjelpelig ved spørsmål.

**Thomas Andresen** for å hjelpe til ved tekniske utfordringer og noe bilderedigering.

Trondheim, 8. juni 2013

---

Stephanie L. Gjelseth





# Innhold

<b>I</b>	<b>Teori</b>	<b>3</b>
<b>1</b>	<b>Støttekonstruksjoner*</b>	<b>5</b>
1.1	Hovedgrupper . . . . .	5
<b>2</b>	<b>Jordskjelvrespons*</b>	<b>7</b>
2.1	Bevegelsesligningen . . . . .	7
2.2	Jordskjelveksitasjon . . . . .	7
2.3	Demping . . . . .	8
2.4	Jord-konstruksjon samvirke . . . . .	9
2.5	Skjærmodul . . . . .	9
<b>3</b>	<b>Analysemetoder*</b>	<b>13</b>
3.1	Mohr-Coulomb . . . . .	13
3.2	Jordtrykk . . . . .	14
3.3	Tidshistorieanalyse . . . . .	17
3.4	Pseudo-statisk metode . . . . .	17
3.5	Mononobe-Okabe metode . . . . .	18
3.6	Eurokode 8 . . . . .	20
3.7	Elementmetoden . . . . .	21
<b>II</b>	<b>Analyse</b>	<b>23</b>
<b>4</b>	<b>Ristebordforsøk: Bakgrunn*</b>	<b>25</b>
4.1	Generelt . . . . .	25
4.2	Geometri . . . . .	26
4.3	Materialparametre . . . . .	27
4.4	Eksitasjon . . . . .	28
<b>5</b>	<b>Ristebordforsøk: Verifisering*</b>	<b>29</b>
5.1	Geometri . . . . .	29

5.2	Materialparametre og materialmodell . . . . .	30
5.3	Elementnett . . . . .	32
5.4	Verifikasjon av modell . . . . .	32
5.5	Diskusjon og konklusjon . . . . .	36
<b>6</b>	<b>Numerisk modell</b>	<b>39</b>
6.1	Geometri . . . . .	39
6.2	Elementnett . . . . .	40
6.3	Materialmodell og materialparametre . . . . .	41
6.4	Verifikasjon av modellen . . . . .	42
<b>7</b>	<b>Resultater</b>	<b>45</b>
7.1	Respons fra aktiv seismisk last . . . . .	46
7.2	Vektløs mur . . . . .	53
7.3	Forsterkningsfaktor . . . . .	53
7.4	Horisontal forskyvning av muren . . . . .	54
7.5	Eksitasjon . . . . .	54
7.6	Diskusjon . . . . .	55
<b>8</b>	<b>Parameterstudiet</b>	<b>57</b>
8.1	Resultater . . . . .	59
8.2	Diskusjon . . . . .	63
<b>III</b>	<b>Oppsummering av resultater</b>	<b>65</b>
<b>9</b>	<b>Oppsummering av resultater og konklusjon</b>	<b>67</b>
9.1	Oppsummering av resultater . . . . .	67
9.2	Konklusjon . . . . .	69
9.3	Videre arbeid . . . . .	69
<b>Vedlegg</b>		
<b>A</b>	<b>Parametre</b>	<b>a</b>
<b>B</b>	<b>Seismiske soner (EC 8-1 NA.3.2.1)</b>	<b>e</b>
<b>C</b>	<b>Dimensjonering av støttekonstruksjon</b>	<b>g</b>

# Figurer

1.1	Gravitasjonsmur (a), innspent støttekonstruksjon (b) og samvirkende støttekonstruksjon (c)(illustrasjon av Stephanie L. G.). . . . .	5
2.1	Jordskjelvekstitasjon på konstruksjon (Clough & Penzien 1993). . . . .	8
2.2	Hysteresekurven med Sekant-skjærmodul og tangent-skjærmodul (Kramer 1996). . . . .	10
2.3	Skjærmodul som funksjon av tøyning (Kramer 1996). . . . .	10
3.1	Coulombs bruddkriterie (Schofield & Wroth 1968). . . . .	14
3.2	Definisjon av grensetilstander (Aarhaug 1984). . . . .	14
3.3	Sammenheng mellom jordtrykk og deformasjon (Aarhaug 1984). . . . .	15
3.4	Ruhetens innvirkning på bruddflatene og resultantkteftene sin retning mot veggen (Aarhaug 1984). . . . .	15
3.5	Tidshistorie registrert for jordskjelvet Imperial Valley. . . . .	17
3.6	Krefter som virker på aktiv utglidningsmasse i M-O analyse (a) og krefter som illustrerer likevekt (b) (Kramer 1996). . . . .	19
3.7	Angripspunkt for resultantkrefter (illustrasjon av Stephanie L. G.). . . . .	19
3.8	Elementnett og et 3-noders element med frihetsgrader (fra lysark i emnet TKT 4180, NTNU). . . . .	22
3.9	6- og 15-noders triangulert element (fra lysark i emnet TKT 4180, NTNU). . . . .	22
4.1	Boksen i ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012). . . . .	25
4.2	Plassering av måleinstrument (Scotto di Santolo et al. 2012). . . . .	26
4.3	Egenfrekvens, skjærbølgehastighet og skjærmodul for ristebordforsøket (Penna 2012). . . . .	28
4.4	Sinusbølge med maks akselerasjon 0,15g. . . . .	28
5.1	Modell i Plaxis. . . . .	29
5.2	Skjærmodul. . . . .	31
5.3	Modell med 493 elementer og 4171 noder. . . . .	32
5.4	Deformasjon fra ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012) (a), deformasjon fra PLAXIS-analyse (b) og skjærtøyning fra PLAXIS-analyse (c). . . . .	33

5.5	Forskyving av vegg som funksjon av tid for ristebordforsøket (a) og de numeriske analysetilfellene (b)-(e).	35
5.6	Maks dynamisk momentbidrag for veggen som funksjon av tid for ristebordforsøket og de numeriske analysetilfellene, etter sinuslast på 0,15g (a) og permanent slutforskyving (b).	36
6.1	Valgt modell i beregningsmodell.	39
6.2	Utsnitt fra beregningsmodell med valgte punkter.	40
6.3	Valgt modell med 1099 elementer.	40
6.4	Sammenligning av sikkerhetsfaktor ved fire forskjellige elementinndelinger.	41
6.5	Statisk jordtrykk (a) og totalkraft (b).	42
6.6	Tidshistorie med dimensjonerende grunnakselerasjon på 0,05g.	43
7.1	Resultat fra M-O analyse.	45
7.2	Sammenligning av sikkerhetsfaktor ved tre tilfeller.	46
7.3	Horisontalspenninger i hvert punkt mot dynamisk tid, for Tilfelle 1.	47
7.4	Angripunkt (a) og variasjon i totalkraft (b).	48
7.5	Tilfelle 1, variasjon av totalkraft med fast leire (høy stivhet) som underlag.	49
7.6	Tilfelle 2, variasjon av totalkraft med myk leire (lav stivhet) som underlag.	50
7.7	Tilfelle 3, variasjon av totalkraft med fast leire (høy stivhet) som underlag, men lavere styrke.	51
7.8	Differanse-jordtrykk for Tilfelle 1-3 (a)-(c) og angripunkt for dynamisk bidrag (d).	52
7.9	Sensitivitet for murens vekt.	53
7.10	Akselerasjon i bunn og topp av modellen, for beregning av forsterkningsfaktor.	53
7.11	Horisontal forskyvning av muren.	54
7.12	Totalkraft ved høy og lav eksitasjon.	55
8.1	Tre forskjellige jordskjelveksitasjoner.	57
8.2	Totalkraft mot høyde.	59
8.3	Kollaps for P-S analyse ved 7 m.	60
8.4	Angripunkt mot vegghøyde.	60
8.5	Totalkraft ved høy og lav eksitasjon.	61
8.6	Resultater fra Tilfelle 1 (5 m og $\phi = 35^\circ$ ).	62
8.7	Resultater for 3 m.	62
8.8	Resultater for 5 m.	63
8.9	Resultater for 7 m.	63
A.1	Effektivspenningsanalyse - jordtrykkskoeffisienter ved horisontalt terreng (Statens vegvesen n.d.).	a
A.2	Friksjonsvinkel mot poretrykk før pålastning for medium fin sand (Lambe & Whitman 1969).	b

# Tabeller

2.1	Reduksjon av skjærmodul (Tabell 4.1 i EC 8-5). . . . .	11
3.1	Faktor for beregning av horisontal seismisk koeffisient (Tabell 7.1 i EC 8-5). . . . .	21
4.1	Materialparametre for sanden brukt i ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012). . . . .	27
4.2	Materialparametre for støtteveggen brukt i ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012). . . . .	27
5.1	Faser benyttet i Plaxis. . . . .	30
5.2	Oversikt over materialparametre. . . . .	30
5.3	Tilfeller for numerisk analyse. . . . .	33
6.1	Oversikt over elementanalyse. . . . .	41
6.2	Materialparametre. . . . .	42
6.3	Materialparametre i leiren. . . . .	42
7.1	Angripunkt og totalkraft. . . . .	47
7.2	Totalkraft for Tilfelle 1, 2 og 3. . . . .	51
7.3	Angripunkt for dynamisk bidrag. . . . .	52
8.1	Oversikt over parameterstudiet. . . . .	58
8.2	Resultater fra analyse om forsterkningsfaktor. . . . .	61
9.1	Oppsummering av angripunkt og totalkraft. . . . .	67
9.2	Oversikt over tilfellene fra parameterstudiet. . . . .	68
9.3	Oversikt over resultater fra parameterstudiet. . . . .	68
A.1	Grunntype (Tabell NA.3.1 i EC 8-1) . . . . .	c
A.2	Verdier for forsterkningsfaktor S (Tabell NA.3.3 i EC 8-1) . . . . .	c
A.3	Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse (Tabell NA.4(902) i EC 8-1) . . . . .	d
A.4	Verdier for seismisk faktor $\gamma_l$ (Tabell NA.4(901) i EC 8-1) . . . . .	d

# Symbolliste

$A_{loop}$	Areal til hysteresekurve.
$D_r$	Relativ tetthet.
$E$	Stivhetsmodul.
$F_0$	Hvilekraft.
$F_h$	Horisontal kraft.
$F_v$	Vertikal kraft.
$G$	Skjærmodul.
$I_p$	Plastisitetsindeks.
$K_A$	Aktiv jordtrykkskoeffisient.
$K_P$	Passiv jordtrykkskoeffisient.
$K$	Eksponent for overkonsolideringsgraden.
$OCR$	Overkonsolideringsgraden.
$P_a$	Atmosfærens trykk.
$P_{AE}$	Dynamisk totalkraft.
$P_A$	Statisk kraft.
$S$	Forsterkningsfaktor.
$V_s$	Skjærbølgehastighet.
$W$	Tyngde.
$\Delta K_{AE}$	Aktiv dynamisk jordtrykkskoeffisient.
$\Delta P_{AE}$	Dynamisk kraft.
$\Delta$	Forskyvning.
$\alpha_{AE}$	Vinkel for dynamisk bruddsone.
$\beta$	Helning på terreng.
$\ddot{u}(t)$	Akselerasjon.
$\delta$	Mobilisert friksjonsvinkel mellom vegg og jord.
$\dot{u}(t)$	Hastighet.
$\gamma_c$	Kritisk skjærtøyning.
$\gamma$	Tyngdetetthet.
$\mathbf{c}$	Dempingsmatrise.
$\nu$	Poissons forhold.
$\omega$	Vinkelfrekvens.
$\bar{\gamma}$	Gjennomsnittlig tyngdetetthet.
$\phi$	Friksjonsvinkel.

$\psi$	Dilatansvinkel.
$\sigma'_v$	Vertikal effektivspenning.
$\sigma'$	Effektivspenning.
$\sigma_0$	Hviletrykk.
$\sigma_2$	Mellomliggende spenning.
$\sigma_A$	Aktivt jordtrykk.
$\sigma_P$	Passivt jordtrykk.
$\sigma'_m$	Middel effektivspenning.
$\tau_A$	Skjærspenning ved aktiv tilstand.
$\tau_P$	Skjærspenning ved passiv tilstand.
$\tau_c$	Kritisk skjærspenning.
$\tau$	Skjærspenning.
$\theta$	Helning på støttevegg.
$\xi$	Dempingsforhold.
$a_0$	Rayleigh koeffisient 1.
$a_1$	Rayleigh koeffisient 2.
$a_h$	Pseudo-statisk akselerasjon.
$a_v$	Pseudo-statisk akselerasjon.
$a$	Attraksjon.
$c$	Kohesjon.
$e$	Poretall.
$f_n$	Egenfrekvens.
$f$	Frekvens.
$g$	Grunnakselerasjon.
$h$	Høyde.
$k_h$	Horisontal pseudo-statisk koeffisient.
$k_v$	Vertikal pseudo-statisk koeffisient.
$k$	Stivhet.
$m$	Masse.
$n$	Spenningseksponent.
$q$	Ytre last.
$r$	Ruhetsforhold.
$s_u$	Udrenert skjærstyrke.
$u(t)$	Forskyvning.
$u_g(t)$	Grunnforskyvning.
$u_t(t)$	Total forskyvning.
$v_s$	Skjærbølgehastighet.
$z$	Dybde.

# Forkortelser

BLADE	The Bristol Laboratory for Advanced Dynamics Engineering.
EC 7	Eurokode 7 (NS-EN 1997).
EC 8	Eurokode 8 (NS-EN 1998).
EC 8-1	Eurokode 8 (NS-EN 1998-1:2004+NA:2008).
EC 8-5	Eurokode 8 (NS-EN 1998-5:2004+NA:2008).
EERC	the Earthquake Engineering Research Center.
LVDT	Linear variable differential transformer.
M-O	Mononobe-Okabe.
NGI	Norges Geotekniske Institutt.
NTNU	Norges tekniske-naturvitenskapelige universitet.
P-S	Pseudo-statisk.
PGA	Maksimal grunnakselerasjon (Peak Ground Acceleration).
TH	Tidshistorie.



# Innledning

Støttekonstruksjoner er en av de viktigste delene innen transportsystemer, havner og kraftlinjer. Det prosjekteres og bygges kilometervis med støttemurer ved store veg- og baneprosjekter. Etter innføringen av Eurokode-serien 1. april 2010 som eneste gyldig Norsk Standard for prosjektering av konstruksjoner medførte dette at murene må dimensjoneres for flere ulike lastkombinasjoner inklusiv jordskjelv. Derfor må det nå også dimensjoneres for jordskjelv i Norge, selv om Norge ikke er det landet som er utsatt for mest jordskjelv.

## Motivasjon

Med denne bakgrunnen er det behov for effektive løsninger når det gjelder jordskjelvanalyser, i dag benyttes den velkjente Mononobe-Okabe metode (M-O metode) som ble utviklet på 1920 - tallet (Al Atik & Sitar 2010). Pseudo-statiske metoder er fortsatt på nivå fra 1930-1940 tallet og det er i mange år jobbet med å forbedre denne, i tillegg er det diskusjon om metoden er konservativ eller ikke. Green et al. (2003) og Ostadan (2005) antyder at M-O metode er ukonservativ, mens Gazetas et al. (2004) og Psarropoulos et al. (2005) antyder metoden som overkonservativ. Det derfor et behov for å studere prinsipper i Eurokoden nærmere og for å studere om M-O metode er representativ. Det er dette som er utgangspunktet for oppgaven.

Opgaven er en videreføring av min prosjektoppgave utført høsten 2012 ved NTNU og tar for seg numeriske modeller utarbeidet i elementprogrammet PLAXIS. Det er samarbeidet tett med Siri Bente Haugen for å verifisere den ene modellen opp mot resultater fra et fysisk modellforsøk. Siri Bente Haugen har valgt en oppgave om spuntkonstruksjoner, som har flere felles prinsipper med min oppgave. Det er derfor også valgt å samarbeide på teori-delen og dermed få større læringsutbytte av oppgavene. Kapitler som er skrevet og jobbet sammen med er markert med \*.

## Problemstilling

Oppgaven går ut på å studere ikke-lineær dynamisk analyse og pseudo-statiske metoder. Videre er det foretatt dimensjonering av støttekonstruksjoner med ekvivalente seismiske påkjenninger for jordtrykk i henhold til Eurokode 8 (EC 8). I denne oppgaven skal det gjøres følgende:

- Finne totalkraft og angripunkt ved hjelp av pseudo-statisk metode og Mononobe-Okabe metode.
- Utarbeide pålitelig modell i elementprogrammet PLAXIS.
- Sammenligne ristebordforsøk med numerisk modell i PLAXIS.
- Finne jordtrykk, totalkraft og angripunkt ved hjelp av PLAXIS og sammenligne resultater fra tidshistorieanalyse med pseudo-statisk metode og Mononobe-Okabe metode.
- Studere effekt av forskjellig jordskjelv og virkningen av initialtilstand av muren, noe forenklete metoder (M-O metode) ikke tar hensyn til.
- Parameterstudie ved å variere høyde og friksjonsvinkel for økende PGA nivåer.

## Begrensninger

Det er satt fokus på stive støttekonstruksjoner med drenert materiale som fyllmasse, da Mononobe-Okabe metode baseres på slikt fyllmateriale. Målet har vært å forstå pseudo-statiske metoder og benyttet PLAXIS til å sammenligne resultatene.

## Disposisjon av oppgaven

Rapporten er strukturert på følgende måte:

Del 1: Teori - nødvendig bakgrunn for rapporten.

Del 2: Analyse - etablering av numerisk modell, sammenligning av numerisk analyse med M-O metode og parameterstudium med sammenligning av tidshistorieanalyse med M-O og P-S metode. Kapitlene er bygd opp slik at resultatene blir fremstilt og deretter kommer diskusjonen av resultatene til slutt i hvert kapittel.

Del 3: Oppsummering av resultater og konklusjon.

Del I

Teori



# 1 Støttekonstruksjoner\*

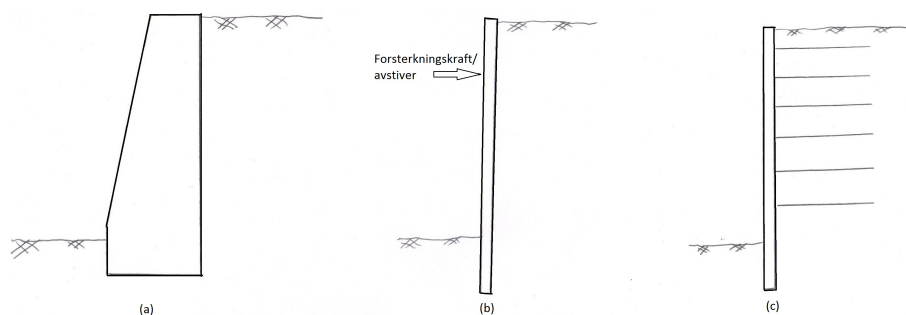
Dette kapittelet omhandler støttekonstruksjoner og det refereres til EC 7 (NS-EN 1997-1:2004+NA:2008) Kapittel 9. Først vil formålet med støttekonstruksjoner bli forklart, deretter vil de vanligste gruppene bli beskrevet.

\* Kapittelet er skrevet i samarbeid med Siri Bente Haugen.

## 1.1 Hovedgrupper

Støttekonstruksjoner er et viktig konstruksjonselement i forbindelse med transportsystemer, havner og kraftlinjer. Formålet er å støtte opp masser bestående av jord, berg eller fyllingsmateriale. Et materiale støttes ved å stramme opp hellingen i forhold til den naturlige hellingen til skråningen (EC 7, 9.1.1 (1)P). Det finnes flere ulike støttekonstruksjoner, EC 7 har valgt å skille mellom tre hovedgrupper, se Figur 1.1.

- Gravitasjonsmurer
- Innspente støttekonstruksjoner
- Samvirkende støttekonstruksjoner



Figur 1.1: Gravitasjonsmur (a), innspent støttekonstruksjon (b) og samvirkende støttekonstruksjon (c)(illustrasjon av Stephanie L. G.).

### **Gravitasjonsmur**

De eldste og enkleste støttekonstruksjoner er gravitasjonsmurer, disse er av stein eller uarmert/armert betong. Gravitasjonsmurer har stor tykkelse og høy stivhet, derfor vil de ikke kunne bøyes (Kramer 1996). Brudd vil skje ved glidning av sålen, velting av muren eller bæreevnebrudd i jorden under sålen (EC 7, 9.2 (2)P). Ved installasjon av gravitasjonsmur blir det gravd ut materiale, deretter blir muren konstruert. Når muren er på plass etterfylles materialet bak muren, bakfylling, dette er ofte drenert materiale som sand eller grus som lett kan komprimeres.

### **Innspenne støttekonstruksjoner**

Innspenne støttekonstruksjoner er av tre, armert betong eller stål, for eksempel spunt. De er tynnere enn gravitasjonsmurer og støttes opp av forankring, avstivning eller passivt jordtrykk (EC 7, 9.1.2.2). Brudd vil skje ved rotasjon, forskyving av veggen eller ved mangel på vertikal likevekt (EC 7, 9.2 (2)P). Derfor er bøyekapasiteten viktig for innspenne støttekonstruksjoner, veggens vekt har derimot liten betydning. Ved installasjon av spunt presses denne ned før materialet og ofte leire graves ut. Leiren kan oppføre seg drenert med tiden, så det må dermed dimensjoneres for både drenert og udrenert oppførsel.

### **Samvirkende støttekonstruksjoner**

Samvirkende støttekonstruksjoner er sammensatt av elementer fra de to nevnte gruppene, for eksempel spunt med armert jord, se Figur 1.1 (c). Støttevegg av stål eller betong med såle, ofte kalt L-vegg, er også et eksempel på samvirkende støttekonstruksjon. Massen over sålen vil gjøre at L-vegg får stor tyngde og fungerer som en gravitasjonsmur. L-vegg er mye brukt siden den er mer økonomisk gunstig og lettere å installere enn gravitasjonsmurer (Scotto di Santolo et al. 2012). For samvirkende støttekonstruksjoner kan det oppstå samme bruddmekanisme som for gravitasjonsmurer.

## 2 Jordskjelvrespons\*

Dette kapittelet omhandler hvordan dynamiske bevegelser påvirker jord og konstruksjon. Først gis det en kort beskrivelse av bevegelsesligningen og om jordskjelveksitasjon, deretter om demping og skjærmodul.

\*Kapittelet er skrevet i samarbeid med Siri Bente Haugen.

### 2.1 Bevegelsesligningen

Bevegelsesligningen for et udempet system med en frihetsgrad er

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (2.1)$$

der  $m$  er byggets masse,  $k$  er stivhet,  $u(t)$  er forskyvning og  $\ddot{u}(t)$  er akselerasjon (Chopra 2001). Når systemet kun har en frihetsgrad vil hvert ledd i bevegelsesligningen bestå av en skalar. I motsetning vil et system som består av  $N$  frihetsgrader ha matrise eller vektor med  $N$  ledd i bevegelsesligningen:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{t}) + \mathbf{k}\mathbf{u}(\mathbf{t}) = \mathbf{0} \quad (2.2)$$

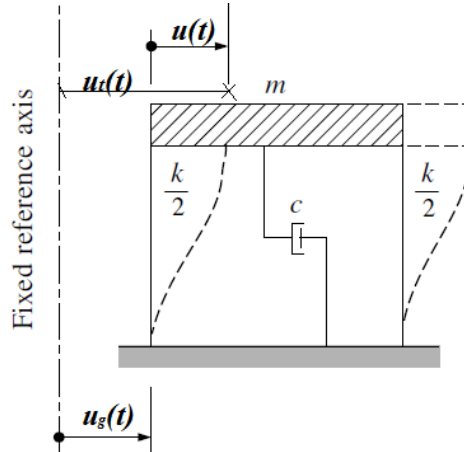
### 2.2 Jordskjelveksitasjon

Figur 2.1 viser respons i et system etter jordskjelveksitasjon, den viser at total forskyvning ( $u_t(t)$ ) består av både grunnforskyvningen ( $u_g(t)$ ) og søylenes deformasjon ( $u(t)$ ):

$$u_t(t) = u_g(t) + u(t) \quad (2.3)$$

Tilsvarende vil det etter dobbeltderivering være to akselerasjonsledd, grunnakselerasjon ( $\ddot{\mathbf{u}}_g(\mathbf{t})$ ) og akselerasjon av konstruksjon relativt til grunnakselerasjon ( $\ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{t})$ ). Bevegelsesligningen blir da:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{t}) + \mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(\mathbf{t}) + \mathbf{k}\mathbf{u}(\mathbf{t}) = \mathbf{0} \quad (2.4)$$



Figur 2.1: Jordskjelvekstillasjon på konstruksjon (Clough & Penzien 1993).

I ligning 2.4 er  $\ddot{u}_g(t)$  dynamisk eksitasjon på systemet og de andre leddene er respons fra denne. Ved å ha responsen på venstre side og eksitasjon på høyre side blir ligningen:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{k}\mathbf{u}(t) = -\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \equiv \mathbf{P}(t) \quad (2.5)$$

$-\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(t)$  er her satt lik  $P(t)$  og definerer ytre kraft som virker på systemet på grunn av jordskjelvet. Responsen av konstruksjonen finnes ved å integrere bevegelsesligningen steg for steg.

## 2.3 Damping

Med damping i systemet utvides bevegelsesligningen til:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{k}\mathbf{u}(t) = \mathbf{P}(t) \quad (2.6)$$

hvor  $\mathbf{c}$  er dempingsmatrisen og  $\dot{\mathbf{u}}(t)$  er hastighet. Dampingen i bevegelsesligningen kan defineres som Rayleigh damping. Dette er damping som er proporsjonal med stivheten og massen til systemet:

$$\mathbf{c} = a_0\mathbf{m} + a_1\mathbf{k} \quad (2.7)$$

$a_0$  og  $a_1$  er Rayleigh koeffisienter, sammenhengen mellom Rayleigh koeffisientene, dempingsforholdet  $\xi$  og vinkelfrekvens  $\omega$  er gitt som (Chopra 2001):

$$a_0 + a_1\omega^2 = 2\omega\xi \Rightarrow \xi = \frac{a_0}{2\omega} + \frac{a_1}{2}\omega \quad (2.8)$$

$a_0$  og  $a_1$  er



$$a_0 = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (2.9)$$

$$a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (2.10)$$

## 2.4 Jord-konstruksjon samvirke

Grunnbevegelsen som ikke er påvirket av konstruksjonen kalles frittfelt-bevegelse. Konstruksjon på fjell som utsettes for jordskjelv, vil på grunn av den store stivheten til fjellet oppnå en bevegelse som er tilnærmet den samme som frittfelt-bevegelsen (Kramer 1996). Den samme konstruksjonen på jord, vil få respons som avviker fra frittfelt-bevegelsen, dette kommer av at responsen av konstruksjonen påvirker bevegelsen av jorden og omvendt. Dette kalles jord-konstruksjon samvirke.

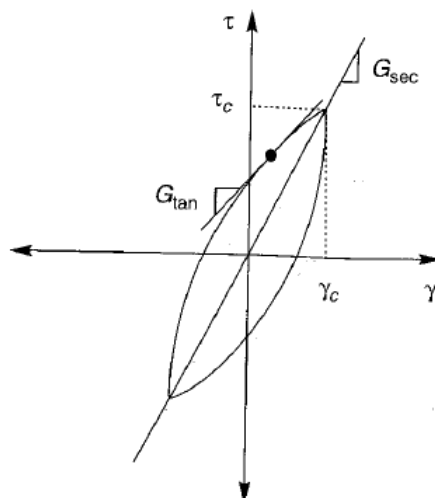
Kramer (1996) beskriver at demping i jorden oppstår på to måter, materialdemping og strålingsdemping. Materialdemping kommer av at jord er inelastisk, mengden av demping er avhengig av hvor stor tøyning det er i jorden. Store tøyninger vil gi stor demping. Strålingsdemping oppstår ved at rystelse av konstruksjonen får jorden til å sende ut spenningsbølger fra fundamentet. Som regel er strålingsdempingen mye større enn materialdempingen. En viktig effekt av jord-konstruksjon samvirke er at egenperiode og demping er større for konstruksjon på jord enn konstruksjon på fjell.

## 2.5 Skjærmodul

Ved jordskjelv vil jorden bli utsatt for syklisk last, Kramer (1996) beskriver hvordan jorden da vil vise hystereseeffekt, se Figur 2.2. Tangent-skjærmodulen ( $G_{tan}$ ) beskriver hvordan stivheten endres ettersom skjærtøyningene i jorden øker. Det er en utfordring å ta hensyn til formen til hele hysteresekurven, derfor gjøres det en forenkling i beregninger ved å beskrive gjennomsnittlig stivhet til hele kurven med sekant-skjærmodul ( $G_{sek}$ ) (Kramer 1996):

$$G_{sek} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (2.11)$$

$\tau_c$  er skjærspenning og  $\gamma_c$  er skjærtøyning.



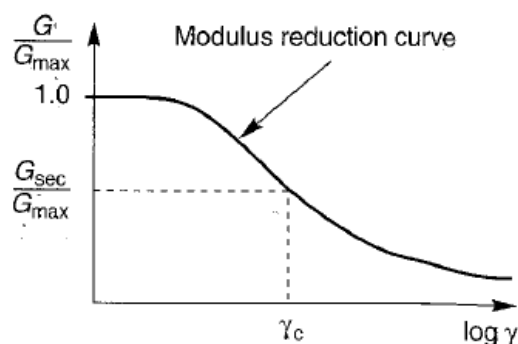
Figur 2.2: Hysteresekurven med Sekant-skjærmodul og tangent-skjærmodul (Kramer 1996).

Det tas ofte kun utgangspunkt i slutt punktet til kurven og arealet under den ( $A_{loop}$ ). Kramer (1996) beskriver sammenhengen mellom dempingen og arealet som:

$$\xi = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{loop}}{G_{sec} \gamma_c^2} \quad (2.12)$$

Sekant-skjærmodulen og dempingsforholdet er ekvivalent-lineære materialparametere som er en tilnærming til den reelle ikke-lineære materialoppførselen til jorden. Ikke-lineæritet tas hensyn til ved å bruke tøyingsavhengige stivhets- og dempingsparametere. Bruk av ekvivalent-lineæritet gir effektive modeller som brukes til å analysere responsen til jorden (Kramer 1996).

Figur 2.3 viser hvordan sekant-skjærmodulen avtar med økende tøyninger og at sekant-skjærmodulen er tilnærmet lik maksimal skjærmodulen ved små tøyninger. Skjærmodul vil heretter bli brukt om sekant-skjærmodul.



Figur 2.3: Skjærmodul som funksjon av tøyning (Kramer 1996).

Jordskjelv med stor eksitasjon gir store tøyninger og det må da bestemmes ny skjærmodul ved jordskjelvanalyser. Dette gjøres ved iterasjon og er en tidkrevende prosess. Det er derfor laget et forslag til reduksjon av skjærmodul i EC 8-5, se Tabell 2.1

Tabell 2.1: Reduksjon av skjærmodul (Tabell 4.1 i EC 8-5).

Ground acceleration ratio, $\alpha.S$	Damping ratio	$\frac{v_s}{v_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,90( $\pm 0,07$ )	0,80( $\pm 0,10$ )
0,20	0,06	0,70( $\pm 0,15$ )	0,50( $\pm 0,20$ )
0,30	0,10	0,60( $\pm 0,15$ )	0,36( $\pm 0,20$ )

Maksimal skjærmodul kan beregnes fra skjærbølgehastighet:

$$G_{max} = \rho v_s^2 \quad (2.13)$$

I et homogent lag med konstant skjærbølgehastighet ( $v_s$ ) er egenfrekvensen ( $f_n$ ):

$$f_n = \frac{v_s}{4h} \quad (2.14)$$

der  $h$  er høyden til laget.

Kramer (1996) beskriver hvordan maksimal skjærmodul kan beregnes fra forsøk og erfaringstall, for friksjonsmateriale:

$$G_{max} = 625F(e)(OCR)^K P_a^{1-n} (\sigma'_m)^n \quad (2.15)$$

hvor  $OCR$  er overkonsolideringsgraden,  $K$  er eksponent for overkonsolideringsgraden som er avhengig av plastisitetsindeksen,  $P_a$  er atmosfærens trykk (100 kPa),  $\sigma'_m$  er middel effektivspenning,  $n$  er spenningsekspONENT med verdi 0,5 for sand og  $F(e)$  er funksjon av porettall:

- Hardin foreslo i 1978 at  $F(e) = 1/(0,3 + 0,7e^2)$
- Jamiolkowski et al. foreslo i 1991 at  $F(e) = 1/e^{1,3}$

Skjærmodul for kohesjonsmateriale beregnes fra (Nordal 2012):

$$G = \frac{15000S_u}{3I_p} \quad (2.16)$$

der  $I_p$  er plastisitetsindeks og  $s_u$  er udrenert skjærstyrke.



## 3 Analysemetoder\*

I dette kapittelet introduseres Mohr-Coulomb materialmodell før de ulike analysemetoder som blir brukt videre i oppgaven blir beskrevet. Deretter følger beregning av jordtrykk etter metode som undervises ved Institutt for Geoteknikk ved NTNU i Trondheim. Av analysemetoder for jordskjelvdimensjonering blir Pseudo-statisk (P-S) og Mononobe-Okabe (M-O) metode beskrevet, og da spesielt hvordan Eurokodene EC 8-1 (NS-EN 1998-1:2004+NA:2008) og EC 8-5 (NS-EN 1998-5:2004+NA:2008) omhandler disse. Videre beskrives elementmetoden og elementmetodeprogrammet PLAXIS.

\* Kapittelet er skrevet i samarbeid med Siri Bente Haugen.

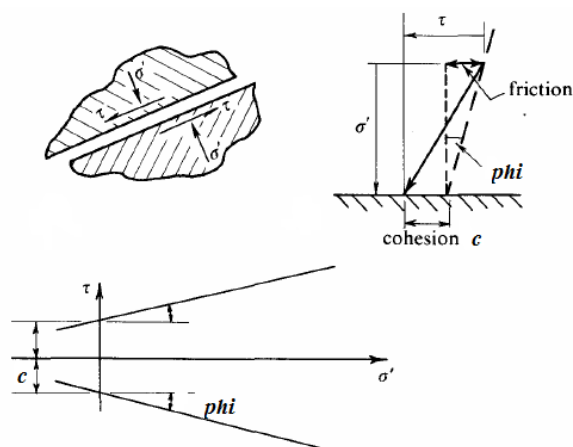
### 3.1 Mohr-Coulomb

Coulomb var i 1776 den første som studerte oppførselen til jorden ved brudd (Schofield & Wroth 1968). Coulomb antok at jorden er et fast materiale som kan sprekke opp i mindre biter. Disse bitene har fortsatt kontakt, men sklir i forhold til hverandre langs en kontaktflate når kreftene langs planet blir større enn kohesjonsmotstanden langs det samme planet. For at teorien skulle stemme bedre overens med eksperimentresultater, foreslo Coulomb at det ikke kun er kohesjonsmotstanden som motvirker gliding, men også friksjon på grunn av normalkraft på planet (Yu 2002). Ved å definere effektivspenningskomponenten ( $\sigma'$ ) vinkelrett på glideflaten, så er skjærspenningen ( $\tau$ ) som motvirker gliding gitt som (Schofield & Wroth 1968):

$$\tau \leq c + \sigma' \tan \phi. \quad (3.1)$$

der  $c$  er kohesjon og  $\phi$  er friksjonsvinkel, se Figur 3.1.

På 1800-tallet videreutviklet Mohr et mer komplett studie av styrken til materialet. Mohrs bruddkriterie er basert på antagelsen om at maksimal skjærspenning er eneste mål på hvor nærme materialet er brudd. Denne skjærspenningen er i Mohrs bruddkriterie antatt å være en funksjon av normalspenningene på et element, mens Tresca foreslo at kritisk skjærspenning er konstant (Yu 2002). Mohrs bruddkriterie bygger på arbeidet til Coulomb, og blir derfor omtalt som Mohr-Coulomb bruddkriterie. Bruddkriteriet blir mye brukt i



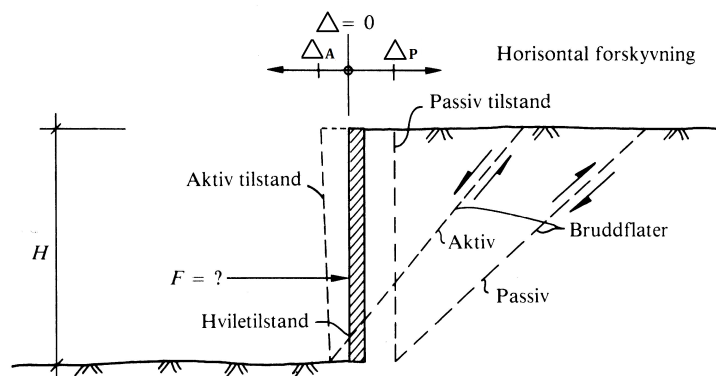
Figur 3.1: Coulombs bruddkriterie (Schofield & Wroth 1968).

geoteknikk, men den har ulemper som at den ikke tar hensyn til mellomliggende spenning ( $\sigma_2$ ) og den gir for store deformasjoner (Yu 2002).

Mohr-Coulomb materialmodell er lineær elastisk perfekt-plastisk, det vil si at materialet oppfører seg elastisk under bruddgrensen, men plastisk når skjærspenningene overgår denne grensen (Brinkgreve et al. 2011).

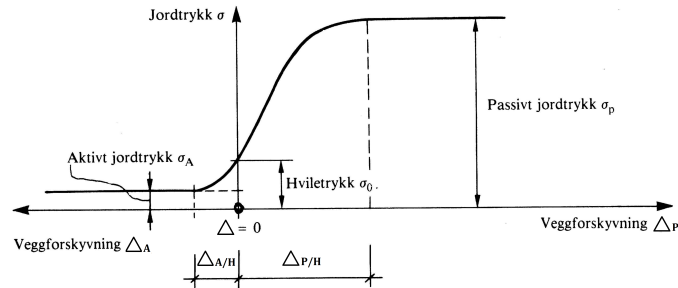
## 3.2 Jordtrykk

Aarhaug (1984) beskriver jordtrykk som normalspenninger og skjærspenninger som virker i kontaktflaten mellom et vertikalt konstruksjonselement og den omkringliggende jorden. Det skilles mellom tre grenseverdier avhengig av konstruksjonens bevegelse relativt til de omliggende jordmassene; hviletilstand med hvilettrykk ( $\sigma_0$ ), aktiv tilstand med aktivt jordtrykk ( $\sigma_A$ ) og passiv tilstand med passivt jordtrykk ( $\sigma_P$ ), se Figur 3.2.



Figur 3.2: Definisjon av grensetilstander (Aarhaug 1984).

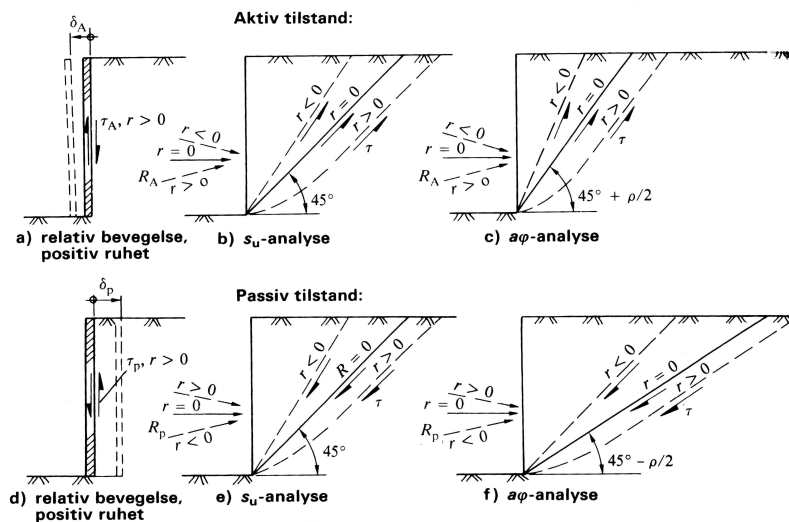
Kraften som må til for at støtteveggen skal stå i ro, med  $\Delta=0$ , er hvilekraften ( $F_0$ ). Aktiv og passiv tilstand er i motsetning til hviletrykket deformasjonsavhengig. Det vil si at mobilisering av jordtrykk fra hviletrykktilstand vil kreve deformasjon. Figur 3.3 viser at det må større deformasjoner til for å mobilisere passivt grensejordtrykk enn aktivt grensejordtrykk.



Figur 3.3: Sammenheng mellom jordtrykk og deformasjon (Aarhaug 1984).

### Friksjon mellom jord og vegg

Friksjon mellom jord og vegg har betydelig innvirkning på størrelsen av jordtrykket. Ruheten inkluderer påvirkningen av at jorden henger seg på konstruksjonen når den gir etter for jordtrykket (aktiv tilstand), og når veggen trykkes inn mot jorden (passiv tilstand). Figur 3.4 viser hvordan bruddflaten påvirkes av ruheten, for eksempel at den krummes når ruheten er positiv.



Figur 3.4: Ruhetens innvirkning på bruddflatene og resultantkøftene sin retning mot veggen (Aarhaug 1984).

## 3.2. JORDTRYKK

---

Ruhetsforholdet ( $r$ ) defineres som forholdet mellom skjærspenning mobilisert langs støtteveggen og skjærspenning mobilisert langs skjærflaten i jorden (Aarhaug 1984).

### Aktivt og passivt jordtrykk

Aarhaug (1984) beskriver at aktivt jordtrykk oppstår når støtteveggen holder et jordvolum på plass. Vertikalspenningene er da større eller like store som horisontalspenningene i et jordelement som ligger tett inntil konstruksjonen. Passivt jordtrykk oppstår når veggen blir presset inn mot jorden og det oppstår en stor motkraft, horisontalspenningene er da større eller like store som vertikalspenningene.

### Positiv og negativ ruhet

Det skilles mellom positiv og negativ ruhet. Hvis deformasjonene er som vist i Figur 3.4 (a), at jorden henger seg på veggen, defineres det som positiv ruhet. Dersom veggen i aktivt tilfelle tvinges nedover mer enn jordens nedoverbevegelse, vil friksjonskraften bli motsatt vei og det oppstår negativ ruhet. Tilsvarende for passiv tilstand er positiv ruhet når jorden beveger seg oppover i forhold til veggen, se Figur 3.4 (d). Negativ ruhet oppstår når veggen trekkes opp mer enn jordens bevegelse oppover. (Aarhaug 1984)

### Effektivspenningsanalyse

Ved effektivspenningsbasis er det spenningene fra kornskjelettet som er relevant, effektivspenningene og eventuelt poretrykk behandles hver for seg. Til slutt adderes vanntrykket for å få totaltrykk.

Aarhaug (1984) definerer normalspenningene i kontaktflaten mellom jord og vegg som i Formel 3.2 og 3.5. Skjærspenningene i kontaktflaten uttrykkes ved Formel 3.4 og 3.7.

Ved aktiv tilstand:

$$\sigma'_A + a = K_A \cdot (\sigma'_v + a) \quad (3.2)$$

$$\sigma'_v = q + \bar{\gamma} \cdot z \quad (3.3)$$

$$\tau_A = r \cdot \tan \varphi_d \cdot (\sigma'_A + a) \quad (3.4)$$

Ved passiv tilstand:

$$\sigma'_P + a = K_P \cdot (\sigma'_v + a) \quad (3.5)$$

$$\sigma'_v = q + \bar{\gamma} \cdot z \quad (3.6)$$

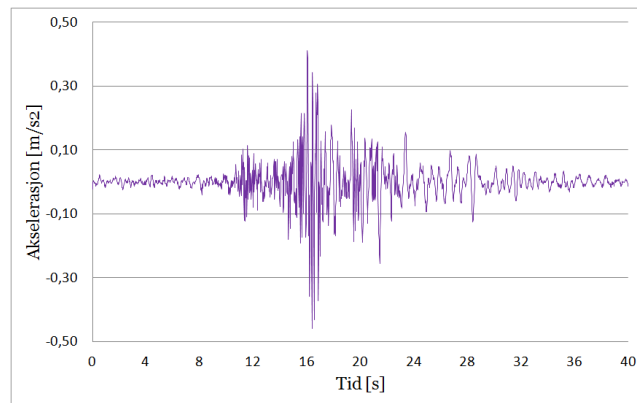
$$\tau_P = r \cdot \tan \varphi_d \cdot (\sigma'_P + a) \quad (3.7)$$

I ligningene over er  $\sigma'_v$  vertikal effektivspenning,  $a$  er attraksjon,  $q$  er ytre last,  $z$  er dybde og  $\bar{\gamma}$  er gjennomsnittlig tyngdetetthet. Jordtrykkskoeffisientene ( $K_A$  og  $K_P$ ) avhenger av ruheten og mobilisert friksjon ( $\tan \rho$ ). De utviklede ligningene for  $K_A$  og  $K_P$  er omfattende, de er derfor gitt i diagramform hvor verdiene kan leses av manuelt, se Figur A.1 i Vedlegg A.



### 3.3 Tidshistorieanalyse

Jordskjelvanalyser kan utføres ved å påføre konstruksjonen en tidsavhengig jordskjelveksitasjon. Dette kalles tidshistorieanalyse, der tidshistorie definerer akselerasjon som funksjon av tid. Figur 3.5 viser tidshistorie registrert for jordskjelvet Imperial Valley. Tidshistorieanalyse gir eksakt respons, men det er store mengder data involvert og tolkningen av data kan være tidkrevende (Nair et al. 1980). Siden påført last ved tidshistorieanalyse varierer hurtig med tiden kan det ikke benyttes c-phi reduksjon for å finne sikkerhetsfaktor etter jordskjelveksitasjon. For å evaluere om sikkerheten er tilfredsstillende reduseres styrken til materialet før analysen. Etter analysen vurderes det om deformasjoner og krefter i konstruksjonen er tilfredsstillende.



Figur 3.5: Tidshistorie registrert for jordskjelvet Imperial Valley.

### 3.4 Pseudo-statisk metode

Pseudo-statisk metode (P-S metode) er den enkleste og vanligste metoden ved dimensjonering av jordskjelv, den er lett å bruke og gir tilfredsstillende resultater (Azad et al. 2008, Melo & Sharma 2004, Li et al. 2010, Sadrekarimi 2010). Metoden forenkler en komplisert og tidsavhengig jordskjelveksitasjon til en konstant last. Dette vil ikke gi realistiske lastmekanismer og i tillegg er metoden sterkt avhengig av randbetingelser og størrelsen på modellen (Witasse 2012).

Vertikal og horisontal pseudo-statistiske koeffisienter ( $k_v$  og  $k_h$ ) er tilhørende pseudo-statistiske akselerasjoner ( $a_v$  og  $a_h$ ) dividert på gravitasjonsakselerasjonen. Kraftene i hvert jordelement ( $F_v$  og  $F_h$ ) finnes så ved å multiplisere de pseudo-statistiske koeffisientene med tyngden ( $W$ ) til hvert jordelement:

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h \cdot W \quad (3.8)$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v \cdot W \quad (3.9)$$

Ved dimensjonering beregnes de pseudo-statistiske koeffisientene med hjelp fra Eurokoden, dette blir beskrevet i Kapittel 3.6.

Pseudo-statisk analyse benyttes som regel ved hjelp av dataprogrammer, den praktiseres ikke manuelt. Det er gjort flere undersøkelser for å studere hvor god denne metode er, blant annet undersøkelse utført av Sadrekarimi (2010). Han sammenlignet målte horisontale jordtrykk med beregninger gjort med pseudo-statisk metode, noe som ga relativt gode overensstemmelser. For å simulere dette under kontrollerte forhold ble et ristebord med redusert skala benyttet. De la til grunn resultater fra A.D Gibson og R.F Scott sitt forsøk i 1995 ("Comparison of a 1g and centrifuge model dynamic liquefaction test"), siden en slik test kan brukes til å studere kompliserte jord-konstruksjon problemer.

Masterstudent Martin Holst ved NTNU (2011) har også gjort forsøk på å verifisere pseudo-statistiske modeller. Fokuset var numerisk og analytisk analyse av geo-syntetisk forsterkede støttevegger utsatt for dynamisk belastning, i tillegg studerte han effekten av forsterkingsparametere. Han kom frem til at ulike pseudo-statistiske metoder egnet seg for ulike prediksjoner (for eksempel av bruddflaten) ved ulike akselerasjonsamplituder.

## 3.5 Mononobe-Okabe metode

Mononobe-Okabe (M-O) metode er en pseudo-statisk metode som er direkte modifisert av Coulombs likevektsteori (Azad et al. 2008, Cai & Bathurst 1997). Metoden er i utgangspunktet utviklet for støttemurer med tørre bakfyllinger, hvor jordmassen er antatt å være homogen og friksjonsløs (Kramer 1996). I motsetning til metoden beskrevet i Kapittel 3.4, hvor de pseudo-statistiske koeffisientene multipliseres med tyngden til hvert element, så benytter M-O metode en ny jordtrykkskoeffisient for å finne totalkraft. Seed og Whitman foreslo i 1970 at den dynamiske totalkraften ( $P_{AE}$ ) kunne deles inn i to komponenter, hvor en representerer statisk kraft ( $P_A$ ) og en dynamisk kraft ( $\Delta P_{AE}$ ) (Kramer 1996, Cai & Bathurst 1997).  $P_{AE}$  er gitt:

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (3.10)$$

hvor H er høyden av veggen,  $\gamma = \gamma_d$  som er tørr tyngdetetthet til materialet og  $\Delta K_{AE}$  er aktiv dynamisk jordtrykkskoeffisient. Jordtrykkskoeffisienten er gitt (Kramer 1996):

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (3.11)$$

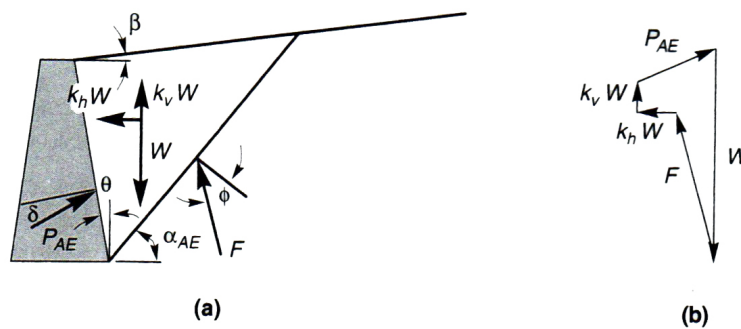
hvor  $\phi - \beta \geq \psi$  og  $\psi = \arctan^{-1}[\frac{k_h}{(1-k_v)}]$ , videre er  $\theta$ ,  $\phi$ ,  $\delta$ ,  $\beta$  og  $\alpha_{AE}$  vist i Figur 3.6(a). Vinkelen  $\alpha_{AE}$  er i følge Zarrabi-Kashani (1979) gitt:

$$\alpha_{AE} = \phi - \psi + \arctan^{-1}\left[\frac{-\tan(\phi - \psi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}}\right] \quad (3.12)$$

hvor

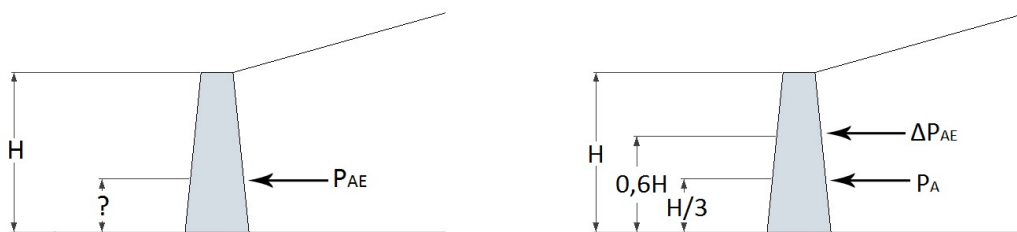
$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\phi - \psi - \beta)[\tan(\phi - \psi - \beta) + \cos(\phi - \psi - \beta)][1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cot(\phi - \psi - \beta)]} \quad (3.13)$$

$$C_{2E} = 1 + \tan(\delta + \psi + \theta)[\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)] \quad (3.14)$$



Figur 3.6: Krefter som virker på aktiv utglidningsmasse i M-O analyse (a) og krefter som illustrerer likevekt (b) (Kramer 1996).

Mononobe og Okabe hadde ikke noen forslag til hvor på veggen  $P_{AE}$  virker, se Figur 3.7(a), men det ble ofte antatt H/3-punktet siden den statiske resultantkraften virker der. Seed og Whitman foreslo i 1970 at den dynamiske komponenten angriper ved omtrent 0,6H, se Figur 3.7(b). Siden angripspunktet er ulik for  $P_A$  og  $\Delta P_{AE}$  vil plasseringen av angripspunkt til  $P_{AE}$  være avhenger av størrelsen på den statiske og dynamiske komponenten. (Kramer 1996)



(a) Angripspunkt for totalkraften i følge M-O analyse. (b) Angripspunkt for  $P_A$  og  $\Delta P_{AE}$  i følge Seed og Whitman.

Figur 3.7: Angripspunkt for resultantkrefter (illustrasjon av Stephanie L. G.).

## 3.6 Eurokode 8

Verdier som benyttes i P-S og M-O metoder finnes i EC 8. Dette kapittelet gir en oppsummering for hvordan parametrene bestemmes.

EC 8-1 (NS-EN 1998-1:2004+NA:2008) er sentral for prosjektering av bygg og anlegg i seismiske områder, ved at den gir alternative prosedyrer, verdier og anbefalinger. EC 8-5 (NS-EN 1998-5:2004+NA:2008) tar for seg geotekniske forhold ved jordskjelvdimensjonering og den inneholder analysemetoder som for eksempel M-O metode. Generelle krav EC 8-5 stiller er at støttekonstruksjonene skal dimensjoneres slik at de fortsatt oppfyller sin funksjon etter et jordskjelv. Det vil si uten signifikante skader (7.1 (1)P) og permanente deformasjoner skal være akseptable ut i fra funksjonelle og estetiske krav (7.1 (2)).

Utfordringen med pseudo-statiske metoder er å finne gode seismiske koeffisienter som skal representere de dynamiske egenskapene til jordmassene.  $k_h$  og  $k_v$  er i Eurokoden gitt som (EC 8-5 7.3.2.2 (4)P):

$$k_h = \alpha \frac{S}{r} = \left(\frac{a_g}{g}\right) \frac{S}{r} \quad (3.15)$$

$$k_v = \pm 0,33k_h^1 \quad (3.16)$$

$a_g$  er den dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ ).

$\gamma_I$  er seismisk faktor, avhengig av seismisk klasse, se Tabell A.3 og A.4 i Vedlegg A.

$a_{gR}$  er referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon for grunnforhold type A ( $a_{gR} = 0,8a_{g40Hz}$ ).

$a_{g40Hz}$  er spissverdi for berggrunnens akselerasjon med en returperiode på 475 år for Norge, se Vedlegg B. For alle maksimalområdene skal  $a_{g40Hz}$  gis et tillegg på  $0,05m/s^2$ .

$g$  er grunnakselerasjon.

$S$  er forsterkningfaktor som er avhengig av grunnforholdene.

$r$  er faktor for beregning av horisontal seismisk koeffisient, se Tabell 3.1.

---

<sup>1</sup>I følge EC 8-1 Tabell NA.3.4

Tabell 3.1: Faktor for beregning av horisontal seismisk koeffisient (Tabell 7.1 i EC 8-5).

Type of retaining structure	$r$
Free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 300 \alpha \cdot S$ (mm)	2
Free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 200 \alpha \cdot S$ (mm)	1,5
Flexural reinforced concrete walls, anchored or braced walls, reinforced concrete walls founded on vertical piles, restrained basement walls and bridge abutments	1

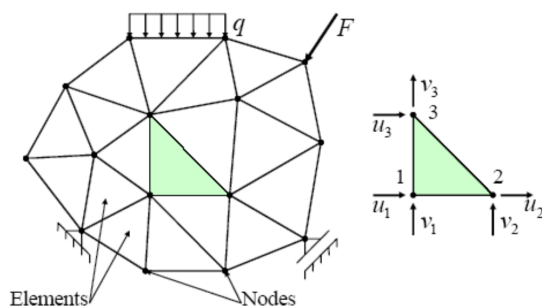
Grunntypene A, B, C, D, E, S<sub>1</sub> og S<sub>2</sub> identifiseres ved hjelp av Tabell A.1 i Vedlegg A. Deretter finnes forsterkningsfaktoren (S) fra Tabell A.2. Dette vil si at det først finnes en grunnakselerasjon som er representativ for det aktuelle området, deretter avhenger den dimensjonerende grunnakselerasjon av grunnforholdene der konstruksjonen skal stå.

Videre skal bygninger i følge EC 8-1 4.2.5 (1)P klassifiseres i fire seismiske klasser avhengig av konsekvensene av sammenbrudd for menneskeliv, deres betydning for offentlig sikkerhet og beskyttelse av befolkningen umiddelbart etter et jordskjelv, og av de sosiale og økonomiske konsekvensene av sammenbrudd. Det vil si at det er større sikkerhet rundt dimensjonering av sykehus, brannstasjoner og redningsentraler, enn for eksempel landbruksbygg, småhus og kaier. Seismisk klasse kan bestemmes ut ifra Tabell A.3, deretter kan seismisk faktor ( $\gamma_l$ ) leses av Tabell A.4.

### 3.7 Elementmetoden

Elementmetoden (Finite Element method), også kalt FEM, er en metode for numeriske løsninger. FEM kan brukes til å løse en rekke tekniske problemer, så lenge problemstillingen lar seg beskrive av partielle differensialligninger eller integralligninger (Cook et al. 2001). Metoden ble utviklet for spenningsanalyse, men har siden blitt utvidet til en generell metode for løsning av mange komplekse ingeniør- og vitenskaplige problemer (Bhavikatti 2007).

Metoden er basert på forskyvningsmetoden (Cook et al. 2001), det vil si at det settes på en kraft eller en last på konstruksjonen, deretter studeres responsen i form av deformasjon eller forskyvning,  $\mathbf{K} \cdot \Delta \mathbf{v} = \Delta \mathbf{F}$  (Stivhet·forskyvning = kraft). FEM gjør dette i hvert knutepunkt (node) på elementet. Figur 3.8 viser til venstre et elementnett med elementer, noder, opplager og ytre last og til høyre et 3-noders element med to frihetsgrader i hver node.



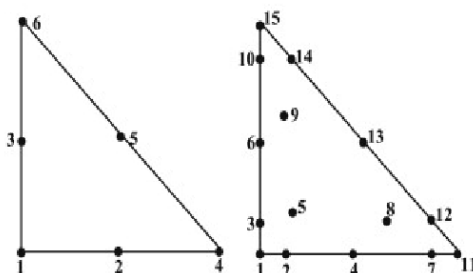
Figur 3.8: Elementnett og et 3-noders element med frihetsgrader (fra lysark i emnet TKT 4180, NTNU).

Ved bruk av FEM gjøres det fysiske problemet om til en matematisk modell som inneholder informasjon om blant annet randbetingelser, materialmodell og homogenitet. Denne matematiske modellen er en idealisering som ikke gjenspeiler det fysiske problemet eksakt, men løsningen til FEM blir dermed en tilnærmet løsning (Cook et al. 2001).

## PLAXIS

PLAXIS 2D er et to-dimensjonalt FEM-program utviklet for analyse av deformasjon, stabilitet og grunnvannstrømning i geoteknikk (Brinkgreve et al. 2011). Ved bruk av tilleggsmodulen PLAXIS Dynamic kan det også brukes til å studere vibrasjoner i jord og dets påvirkning på konstruksjoner. Fint elementnett og gode valg av modell og parametre er en forutsetning for å oppnå tilfredsstillende resultater.

I PLAXIS er det mulig å velge mellom 6- og 15-noders triangulært element, se Figur 3.9. For å få best resultat, altså nærmest mulig eksakt løsning, anbefales det å bruke 15 noder i PLAXIS 2D.



Figur 3.9: 6- og 15-noders triangulært element (fra lysark i emnet TKT 4180, NTNU).

For å modellere samvirke mellom jord og konstruksjon brukes det “interface”. Dette gjøres ved å tegne opp en linje mellom jord og konstruksjon, og så definerer hvilken ruhet denne linjen skal ha.

Del II

Analyse





## 4 Ristebordforsøk: Bakgrunn\*

Dette kapitlet introduserer et ristebordforsøk som ble utført i 2010 på laboratoriet i Bristol, BLADE (the Bristol Laboratory for Advanced Dynamics Engineering). Det eksperimentelle arbeidet ble utført av EERC (the Earthquake Engineering Research Center) i samarbeid med Universitet i Patras (Hellas), Universitetet av Federico II i Napoli (Italia) og Universitetet i Sannio (Italia). Referanser er fått etter personlig kommunikasjon med Augusto Penna, gjennom Amir M. Kaynia. Ristebordforsøket er relevant for denne masteroppgaven for å vise hvor godt analytiske metoder representerer modelltester som ristebordforsøk.

\* Kapitlet er skrevet i samarbeid med Siri Bente Haugen.

### 4.1 Generelt

Eksperimentet omfatter forskjellige kombinasjoner av geometrien til støttekonstruksjonen, jordkonfigurasjoner og input av grunnakselerasjon. Målet med undersøkelsen er å forstå dynamisk interaksjon mellom jord og vegg, forholdet mellom designparametre, sikkerhetsfaktor og bruddmekanismer. For å oppnå dette studerte de den dynamiske oppførselen til en skalert støttekonstruksjon med ristebordforsøk, se Figur 4.1. Resultatene står i samsvar med teoretiske modeller og er nyttige for å forstå og optimalisere jordskjelvdesign.

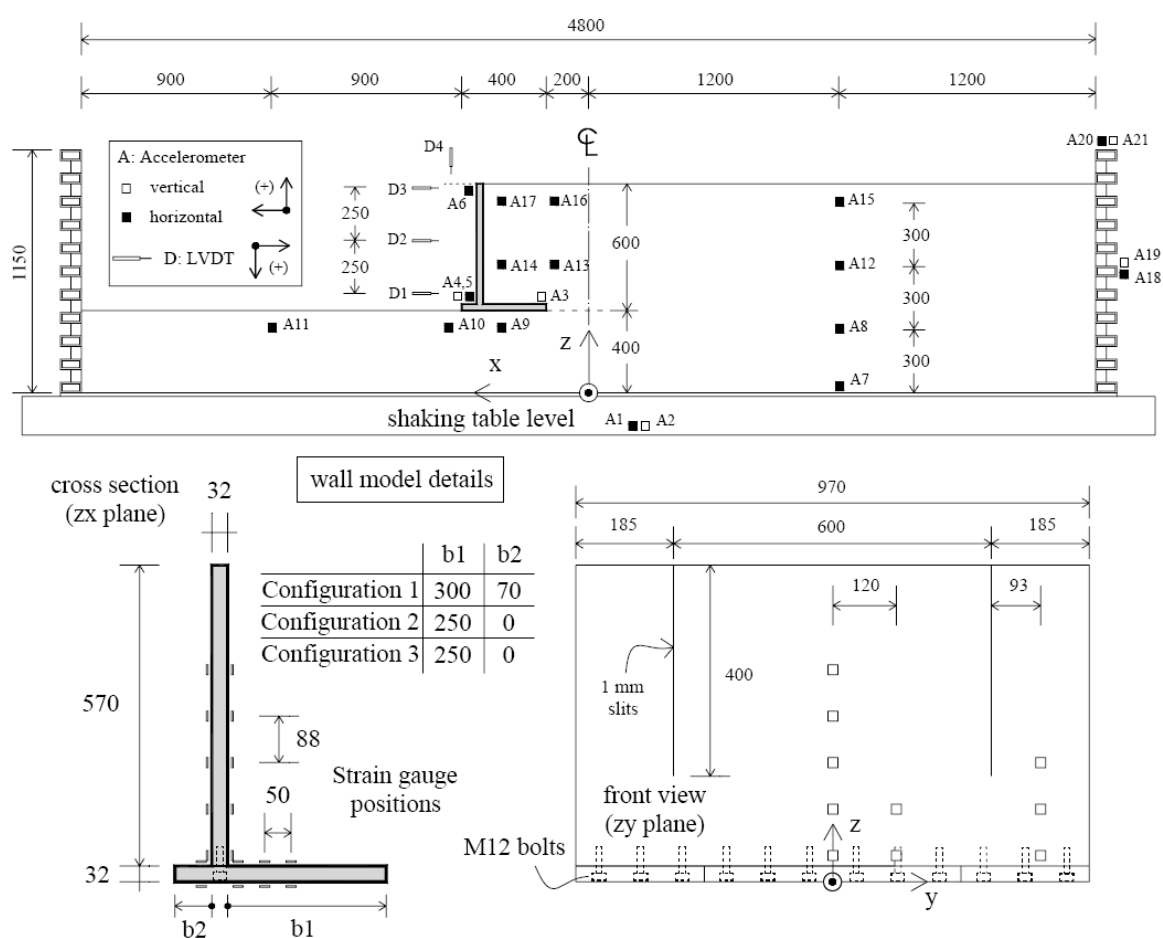


Figur 4.1: Boksen i ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012).

## 4.2 Geometri

Boksen som er brukt i ristebordforsøket består av 11 rektangulære aluminiumsringer med mellomliggende gummi, se Figur 4.1. Innvendig er boksen 4,8 m lang, 1 m høy og 1,15 m dyp. Boksen er plassert på et ristebord av aluminium med målene 3 m x 3 m og vekten 3,8 tonn. Ristebordet kan svinge med frekvens fra 1 Hz til 100 Hz.

Ristebordet, boksen og støtteveggen er utstyrt med 21 1-D akselerasjonsmeter, 4 LVDT (Linear variable differential transformer) og 32 tøyningmålere for å representativt registrere akselerasjon, dynamisk respons, permanent forskyvning og bøyning av støtteveggen. Se Figur 4.2 for plassering av måleinstrumentene.



Figur 4.2: Plassering av måleinstrument (Scotto di Santolo et al. 2012).

Figur 4.2 viser at systemet består av en L-formet støttevegg som støtter opp sand med dybde 0,6 m, over 0,4 m sand. I påfølgende kapittel vil laget på 0,4 m til venstre for veggen benevnes “bunnlag”, laget bak støtteveggen benevnes “bakfylling” og laget på

0,4 m under bakfyllingen vil benevnes “bunnlag under bakfylling”.

Det er brukt tre ulike konfigurasjoner i forsøkene. Konfigurasjon 1 har en “hæl” på  $b_1=300$  mm og en “tå” på  $b_2=70$  mm. Konfigurasjon 2 har en “hæl” på  $b_1=250$  mm og ingen “tå”. Konfigurasjon 3 har lik geometri som Konfigurasjon 2, men ruheten under veggen er økt ved å pusse den med sandpapir.

### 4.3 Materialparametre

Sanden som er brukt i forsøket er Leighton Buzzard sand BS 881-131. Denne sandtypen er ofte benyttet i forsøk, den er derfor blitt testet for å finne dens styrke- og stivhetsparametre. Den empiriske korrelasjonen mellom friksjonsvinkel og relativ tetthet er fra det eksperimentelle arbeidet til Cavallaro et al. (2001) brukt til å estimere sandens styrkeparametre. Bunnlagene er formet ved å drysse sand i lag på 150-200 mm fra 0,6 m høyde. Boksen er ristet mellom hvert lag for å komprimere sanden. Bakfyllingen er formet ved å drysse sand fra 0,2 m høyde uten komprimering.

Tabell 4.1 viser de viktigste materialparameterne til sanden som ble brukt i ristebordforsøket. Støtteveggen er av aluminium og har materialparametre som er gitt i Tabell 4.2.

Tabell 4.1: Materialparametre for sanden brukt i ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012).

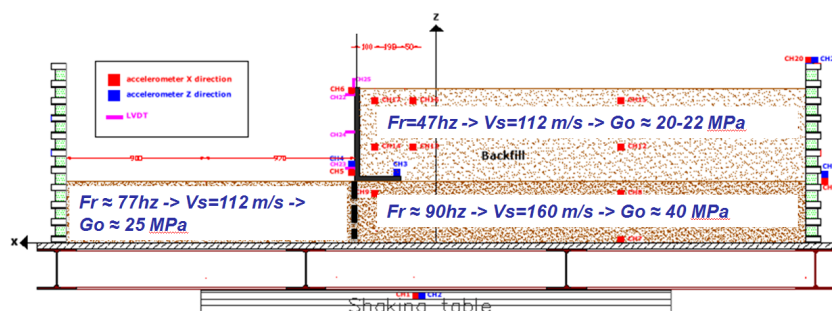
Materialparametre	Bunnlag	Bunnlag under bakfylling	Bakfylling
Tykkelse [mm]	390	390	600
$e$ [–]	0,61	0,61	0,72
$D_r$ [%]	60	60	22
$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	16,14	16,14	15,11
$\phi$ [°]	42	42	34

Tabell 4.2: Materialparametre for støtteveggen brukt i ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012).

Materialparametre	Veggen
$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	27
$E$ [GPa]	70
$\nu$ [–]	0,3

Fra ristebordforsøket er det beregnet egenfrekvens, tilhørende skjærbølgehastighet og skjærmodul for bunnlag, bakfylling og bunnlag under bakfylling, se Figur 4.3.

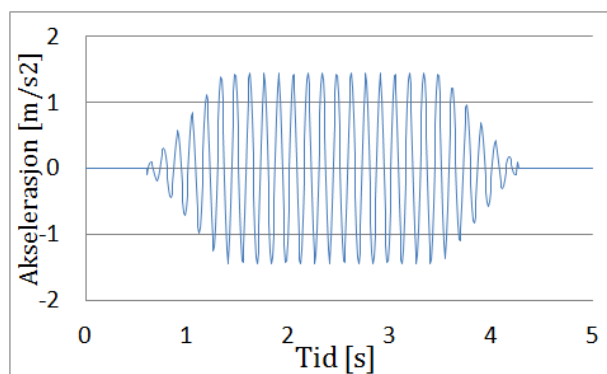
#### 4.4. EKSITASJON



Figur 4.3: Egenfrekvens, skjærbølgehastighet og skjærmodul for ristebordforsøket (Penna 2012).

### 4.4 Eksitasjon

Hver konfigurasjon er testet med hvit støy (white noise), harmonisk- og jordskjelv-eksitasjon. Hvit støy mellom 1 Hz og 100 Hz er benyttet for å finne de dynamiske egenskapene til jordlagene og til hele systemet. Som harmonisk eksitasjon er det brukt sinusbølger med totalt 15 sykluser, se Figur 4.4. Amplituden starter fra null og stiger jevnt opp til ønsket amplitude over 5 sykluser. Tilsvarende avtar amplituden til null med de fem siste syklusene. Det er brukt frekvenser på 4, 7, 13, 25 og 43 Hz sammen med amplitude på 0,05g for å studere den dynamiske responsen til systemet. 7 Hz er så brukt sammen med økende amplitude til brudd oppstår (Scotto di Santolo et al. 2012).



Figur 4.4: Sinusbølge med maks akselerasjon 0,15g.

Det er brukt eksitasjon fra tre målestasjoner for tre ulike jordskjelv: målestasjon Tolmezzo for Friuli-jordskjelvet i 1976, målestasjon Sturmo for Ipinia-jordskjelv i 1980 og målestasjon Northridge for Los Angeles-jordskjelv i 1994. Frekvensene til jordskjelv-tidseriene er skalert med en faktor på fem før de er brukt som eksitasjon på ristebordet. 0,05g er brukt som amplitude for de tre jordskjelvene sammen med den skalerte frekvensen for å studere dynamisk respons (Scotto di Santolo et al. 2012).

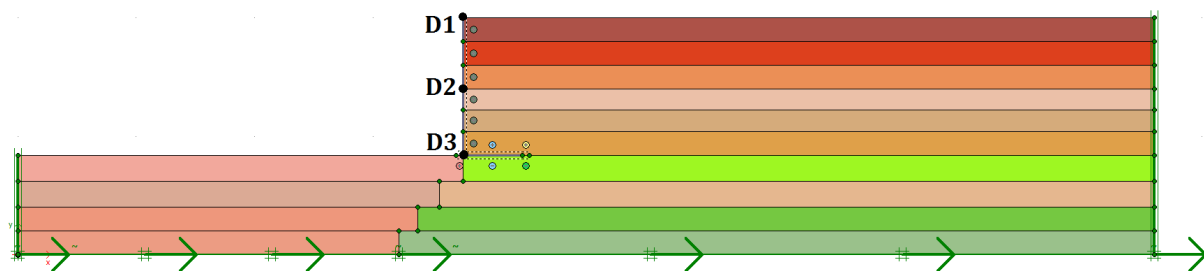
## 5 Ristebordforsøk: Verifisering\*

Det er av stor interesse å studere hvor godt analytiske metoder kan representere modelltester som et ristebordforsøk. Dette kapitlet beskriver den skalerte støtteveggen fra Kapittel 4, ved bruk av numerisk modell i PLAXIS 2D Dynamics (versjon 2011.02). Målet er å utvikle en numerisk modell som bekrefter at resultatene stemmer overens med fysisk modell, for så å bruke PLAXIS i senere parameterstudier.

\* Kapitlet er skrevet i samarbeid med Siri Bente Haugen.

### 5.1 Geometri

I den numeriske analysen er det valgt å bruke Konfigurasjon 3 og det er tilstrebet å oppnå den opprinnelige geometrien fra ristebordforsøket. Figur 5.1 viser modellen i PLAXIS, med høyde 1,0 m og lengde 4,8 m. For å registrere forskyvning av støtteveggen, er det plassert tre tøyingspunkter langs veggen, D1, D2 og D3.



Figur 5.1: Modell i Plaxis.

Det er antatt at de rektangulære aluminiumsringene i forsøket etterligner virkelige tilstander. For å representere absorberende randbetingelser i den numeriske modellen er det benyttet dynamiske randbetingelser. Dette hindrer at den dynamiske eksitasjonen blir feilaktig reflektert ved rendene til modellen.

“Interface” er brukt mellom støttevegg og sand for å kunne definere ruhet mellom to ulike materialer. For å unngå numeriske problem er det også en forlengelse av “interface” der støtteveggen slutter og i hjørnet.

Skjærmodulen øker med dybden, men ikke lineært. For å få frem dette er sanden delt inn i lag på ca. 0,1 m, der skjærmodulen defineres i hvert lag.

I beregningen er det fem faser der forskyvingen nullstilles mellom hver fase. Se Tabell 5.1 for oversikt over faser og beregningsmetode.

Tabell 5.1: Faser benyttet i Plaxis.

Fase nr.	Aktiverer	Beregning
1	Bunnlagene	K0 prosedyre
2	Støttevegg	Plastisk
3	Bakfylling	Plastisk
4	Sikkerhet	Sikkerhet
5	Eksitasjon	Dynamisk

## 5.2 Materialparametre og materialmodell

I den numeriske analysen er det benyttet elementer med 15-noder og plan-tøyning.

Det er brukt tilsvarende materialparametere for sand og støttevegg som i ristebordforsøket, se Kapittel 4.3. I tillegg til de oppgitte verdiene er det antatt Poisson forhold,  $\nu=0,3$  (Newcomb et al. 1999) og kohesjon  $c=1$  kPa for sanden. Parameterene er oppsummert i Tabell 5.2.

Tabell 5.2: Oversikt over materialparametre.

	Bunnlag	Bakfylling	Bunnlag bakfylling	Interface såle	Interface vegg/jord
$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	16,14	15,11	16,14	16,14	15,11
$e$ [-]	0,61	0,72	0,61	0,61	0,72
$G$ [ $MPa$ ]	12-32	0,8-26	30-36	30	20
$\phi$ [°]	42	35	42	42	35
$\psi$ [°]	0	0	0	0	0
$\nu$ [-]	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
$c$ [ $kPa$ ]	1	1	1	1	1
$R_{interface}$ [-]	1	1	1	0,8	0,6

Penna (2012) har målt egenfrekvensen til de ulike lagene og beregnet tilhørende skjærbølgehastighet og skjærmodul, se Kapittel 4.3. Det viser seg at skjærbølgehastigheten ikke stemmer med formelen:

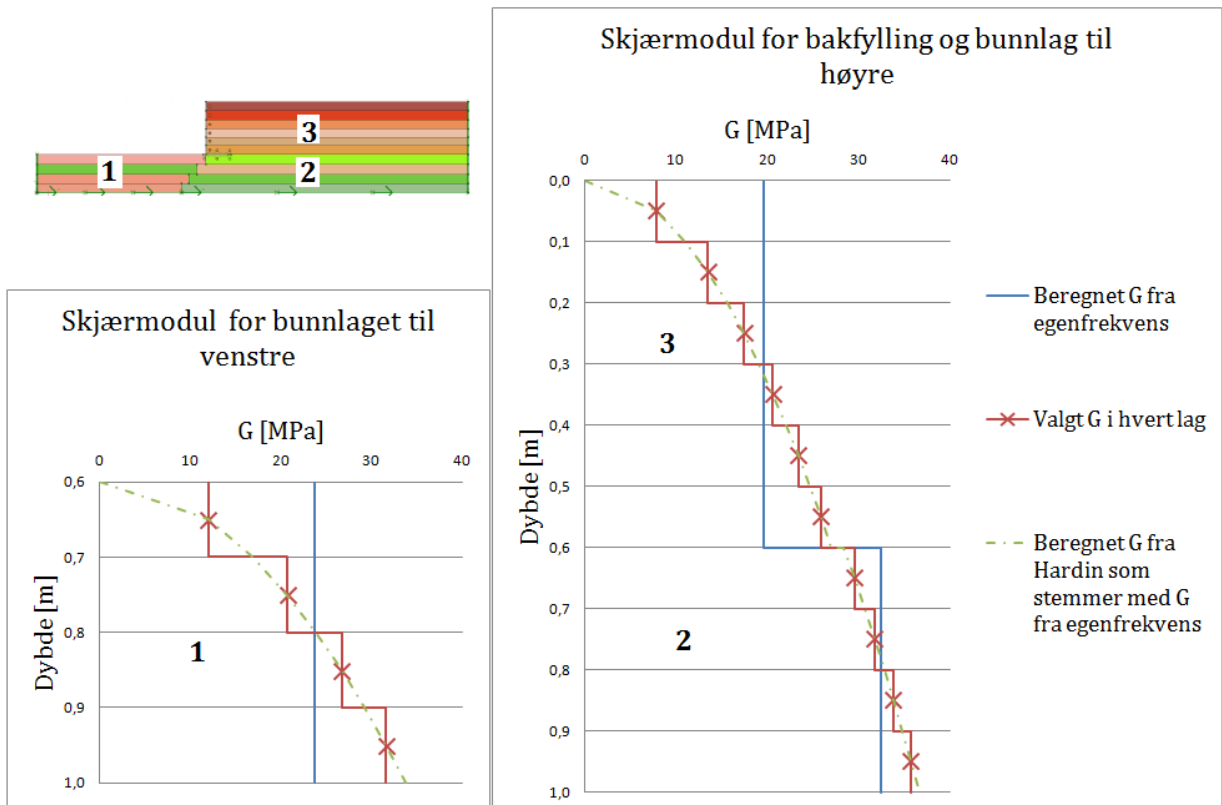
$$v_s = 4f_n h \quad (5.1)$$

og at den tilhørende skjærmodulen ikke stemmer med:

$$G_{max} = \rho v_s^2 \quad (5.2)$$

Det er dermed ikke klart hvordan Penna (2012) har beregnet skjærbølgehastighet og skjærmodul. I den numeriske analysen er det brukt beregnet skjærmodul som øker med dybden slik som beskrevet i Kapittel 2.5 om Hardin, se rød kurve i Figur 5.2. Verdier fra den røde kurven er satt inn i representative lag. Skjærmodulen er korrigert slik at gjennomsnittsverdien stemmer med skjærmodulen beregnet fra egenfrekvensen til lagene med Formel 5.1 og 5.2. Det er brukt Rayleigh damping for både sanden og støtteveggen, det er antatt 5 % dempingsforhold for frekvensene 7 Hz og 60 Hz ( $a_0=3,998$  og  $b_0=0,000225$ ) ut i fra målte verdier av egenfrekvenser av Penna (2012).

For sanden er det benyttet Mohr-Coulomb som materialmodell og drenert oppførsel, veggene er antatt som en elastisk plate med  $EI = 191 \text{ kNm}^2/\text{m}$ ,  $EA = 2,24 \times 10^6 \text{ kN/m}$ ,  $w = 0,86 \text{ kN/m/m}$  og  $\nu = 0,3$ .



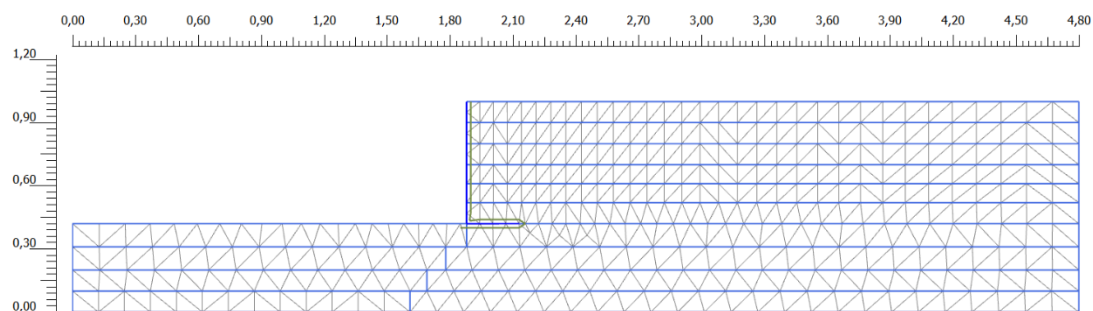
Figur 5.2: Skjærmodul.

## 5.3 Elementnett

Modellen er delt inn i et elementnett med 493 tilnærmet like store elementer, se Figur 5.3. Det viser seg etter forsøk at finere inndeling ikke gir utslag på nøyaktigheten. For å ikke få for grovt elementnett bør elementhøyden være mindre enn en fjerdedel av bølgelengden for et 15-noders element (Kramer 1996), hvor

$$\lambda_{min} = \frac{V_{s,min}}{f_{max}} \quad (5.3)$$

I dette tilfellet er  $V_{s,min} = 71$  m/s og  $f_{max} = 77$  s<sup>-1</sup>, som gir  $\Delta h_{min} = 0,23$  m. Modellen har en gjennomsnittlig elementstørrelse på 0,1 m og elementnettet er derfor ikke for grovt.



Figur 5.3: Modell med 493 elementer og 4171 noder.

## 5.4 Verifikasjon av modell

Dette delkapittelet inneholder sammenligning av resultatene fra ristebordforsøket og analyser utført i PLAXIS. Det er fokusert på å få sammenfallene resultat for maksimalt dynamisk moment i veggen og forskyvning av veggen som funksjon av tid. Det er valgt å kun se på resultatene fra sinuseksitasjonen med frekvens på 7 Hz og PGA<sup>1</sup> på 0,15g, se Figur 4.4. Tidshistorien er definert ut i fra informasjon fra Penna (2012). Tidshistorien er 5 sekunder lang og det er valgt å bruke 500 “additional steps” og 1 “dynamic sub step” i PLAXIS. Deformasjonen nullstilles før sinuseksitasjonen settes på. Forskyvningene er presentert som relative forskyvninger av veggen. Det vil si at forskyvningen av grunnen er subtrahert fra den totale forskyvningen til veggen. Tabell 5.3 viser oversikt over noen av analysetilfellene brukt i PLAXIS. Tilfelle 1 representerer basistilfellet, mens Tilfelle 2-4 presenterer noen av de utførte sensitivitetsanalysene hvor én parameter endres. For Tilfelle 2 er skjærmodulen halvert i bakfyllingen, Tilfelle 3 har lavere vertikal ruhet og Tilfelle 4 har lavere friksjonsvinkel i bakfyllingen.

<sup>1</sup>Maksimal grunnakselerasjon (Peak Ground Acceleration)

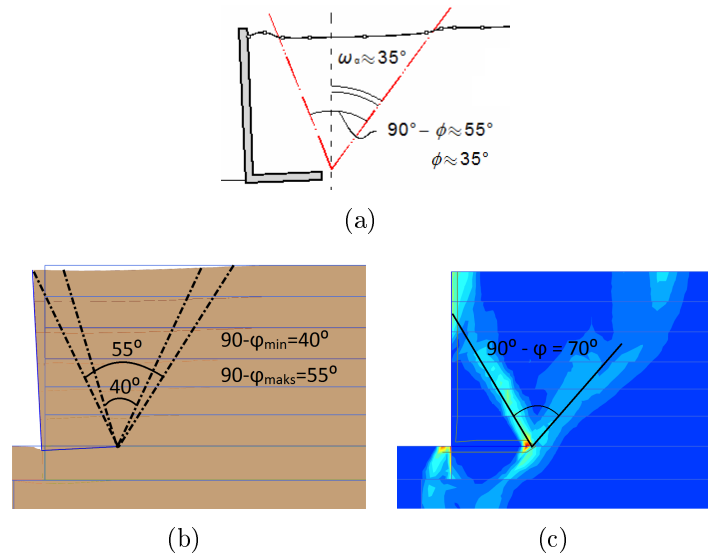


Tabell 5.3: Tilfeller for numerisk analyse.

Tilfelle	G <sub>bakfylling</sub> [MPa]	R <sub>vertikal</sub> [-]	Friksjonsvinkel [°]
1	0,8-26	0,6	35
2	0,4-13	0,6	35
3	0,8-26	0,3	35
4	0,8-26	0,6	30

## Resultater

Figur 5.4(a) viser deformasjon fra ristebordforsøket med jordskjelveksitasjon. Fra figuren er det beregnet friksjonsvinkel på  $35^\circ$ , noe som sammenfaller bra med labforsøk som gir friksjonsvinkel på  $34^\circ$  (Scotto di Santolo et al. 2012). Resultatene er fra jordskjelveksitasjon, da de ikke oppnådde klare nok deformasjoner til å anta bruddsone etter sinuseksitasjonen. I figuren er bruddsonen antatt etter hva som vises på overflaten av sanden, siden veggene i boksen ikke er gjennomsiktige. Det er da av interesse å studere sammenhengen mellom deformasjon og skjærtøyning, dette er gjort for sinuseksitasjon da jordskjelveksitasjonen brukt i ristebordforsøket ikke er tilgjengelig. For å tydeliggjøre deformasjonen er Figur 5.4(b) skalert med en faktor på 50. Figurene viser at bruddsonen i Figur 5.4(c) avviker fra antatt bruddsone i Figur 5.4(a) og 5.4(b). Friksjonsvinkelen fra Figur 5.4(c) beregnes til  $20^\circ$ , i motsetning til Figur 5.4(b) som gir friksjonsvinkel mellom  $35^\circ$  og  $50^\circ$ . Det er dermed mulig at friksjonsvinkelen i bakfyllingen er estimert for høyt, dette studeres i analysetilfelle 4 der friksjonsvinkelen i bakfyllingen er redusert til  $30^\circ$ .



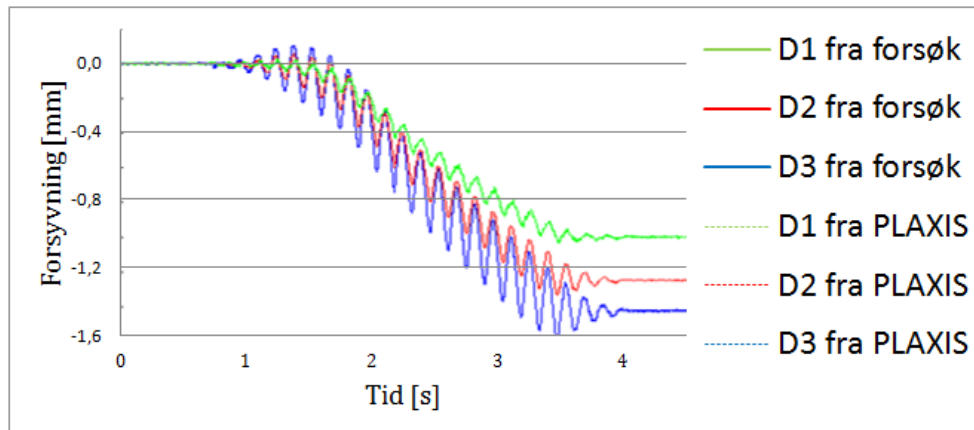
Figur 5.4: Deformasjon fra ristebordforsøket (Scotto di Santolo et al. 2012) (a), deformasjon fra PLAXIS-analyse (b) og skjærtøyning fra PLAXIS-analyse (c).

Figur 5.5 sammenligner forskyvningsforløpet mellom tilfellene i Tabell 5.3 og resultatene fra ristebordforsøket. Kurvene fra PLAXIS er vist med stiplet linje og kurvene fra ristebordforsøket er vist med heltrukken linje. Plasseringen av punktene D1, D2 og D3 er gitt på Figur 5.1.

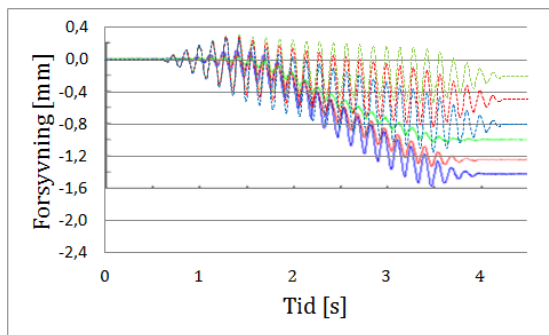
Figur 5.5 viser at tilfellene har for stor amplitude, bortsett fra Tilfelle 3 ( $R_{\text{vertikal}} = 0,3$ ) som har mindre amplitude enn resultatene fra ristebordforsøket. For stor amplitude indikerer at veggen svinger for mye frem og tilbake. Forholdet mellom amplituden i bunnen og i toppen for ristebordforsøket er en faktor på 2,1, dette er sammenfallende med forholdet til Tilfelle 3. Det vil si at toppen svinger mer frem og tilbake enn bunnen. De andre tilfellene svinger like mye i topp og bunn.

Figur 5.6 viser hvordan momentet og forskyvningen til veggen fra de numeriske analysetilfellene samsvarer med resultat fra ristebordforsøket. Figuren 5.6(a) viser det største dynamiske momentbidraget, det vil si at momentet ved hviletilstanden er subtrahert fra det totale momentet. Momentet er beregnet ved å ta ut spenningene i 10 punkt i jorden langs veggen, og deretter regne de om til krefter og moment. Figuren viser at momentet for Tilfelle 1 er i samme størrelsesorden som forsøket, men veggen har for liten forskyvning. For å øke forskyvningen blir skjærmodulen i bakfyllingen halvert i Tilfelle 2. Dette gir større forskyvning, men momentet blir 20 Nm for lavt i bunnen av veggen. Tilfelle 3 får større forskyvning, noe som sammenfaller bedre med forsøksresultatene, men veggen roterer for mye og momentet er fortsatt 20 Nm for lavt. I Tilfelle 4 reduseres friksjonsvinkelen i bakfyllingen, dette gir samme forskyvning som Tilfelle 3, men momentet er mer likt resultatet fra ristebordforsøket. Tilfelle 4 sammenfaller best med forsøksresultatene, hvor momentet i bunn avviker med 10 Nm (ca. 20 % avvik fra forsøksresultatet) og deformasjonen avviker med ca. 0,5 mm i topp og bunn.

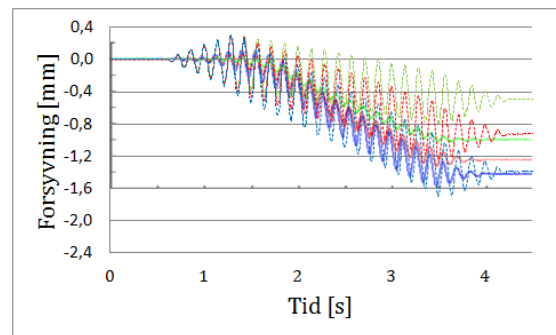
Det er i tillegg utført analyser med Rayleigh demping på 7 Hz som første frekvens og 20, 50, 70 eller 80 Hz som andre frekvens. Resultatene for disse analysene viser deformasjon i toppen av veggen fra henholdsvis 0,2 mm til 6,2 mm.



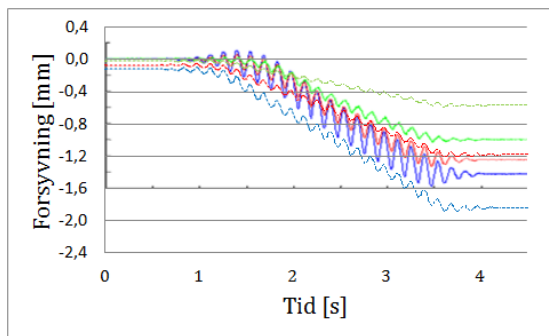
(a) Registrert forskyvning i forsøk.



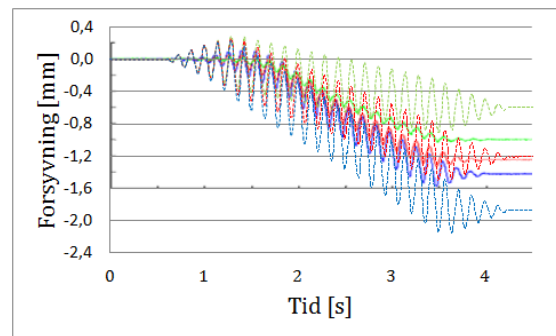
(b) Tilfelle 1



(c) Tilfelle 2



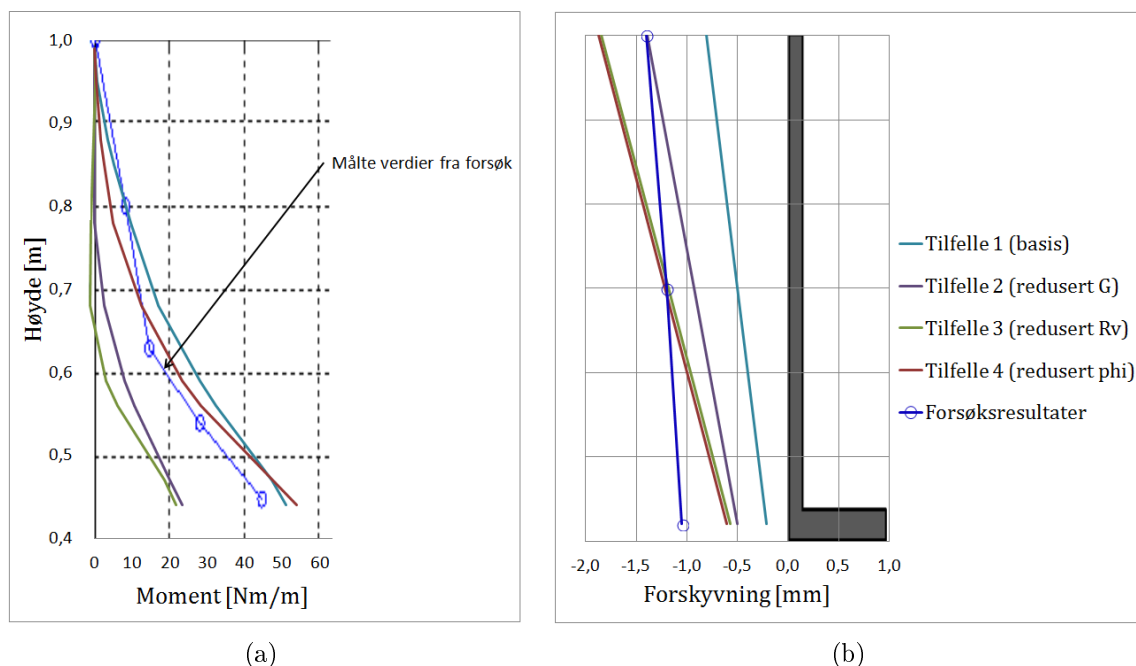
(d) Tilfelle 3



(e) Tilfelle 4

Figur 5.5: Forskyvning av vegg som funksjon av tid for ristebordforsøket (a) og de numeriske analysetilfellene (b)-(e).

## 5.5. DISKUSJON OG KONKLUSJON



Figur 5.6: Maks dynamisk momentbidrag for veggen som funksjon av tid for ristebordforsøket og de numeriske analysetilfellene, etter sinuslast på 0,15g (a) og permanent slutforskyving (b).

## 5.5 Diskusjon og konklusjon

I PLAXIS-analysen er parametre som friksjonsvinkel, demping, ruhet mellom vegg og sand, skjærmodul og porettall tolket ut i fra oppgitte data. Både tolkningen og de oppgitte dataene vil være en feilkilde for de oppnådde resultatene. Penna (2012) beregnet moment i veggen ved hjelp av resultater fra 32 tøyningmålere plassert på begge sidene av veggen og sålen. I de numeriske analysene er momentet beregnet fra 10 spenningspunkter i jorden inntil veggen, dette vil utgjøre en feilkilde for å kunne oppnå sammenfallende momentverdier. En annen årsak til avvik i resultatene kan være at det er benyttet en enkel materialmodell som Mohr-Coulomb. Videre kan det være at det ikke er oppnådd samme randbetingelser i den numeriske modellen som i ristebordforsøket.

For å anta fornuftig Rayleigh demping er egenfrekvensen til hvert lag og kombinasjon av disse studert. Modellen er liten i forhold til en fullskala modell og systemet har dermed høy egenfrekvens (47 Hz til 77 Hz). For Rayleigh dempingen er det valgt å bruke 5 % dempingsforhold for eksitasjonsfrekvensen 7 Hz som førstefrekvens og gjennomsnittlig egenfrekvens på 60 Hz som andrefrekvens. Dette vil si at frekvenser som er under 7 Hz og over 60 Hz vil dempes ut og i mellom vil systemet ha litt lavere demping enn 5 %, mens frekvenser i systemet på 7 Hz og 60 Hz vil dempes med 5 %.

Siden systemet blir utsatt for eksitasjon på 7 Hz, men har egenfrekvens på omtrent 60 Hz er det forventet at systemet vil oppføre seg mer pseudo-dynamisk enn dynamisk. Derfor skal ikke selve dempingen og variasjon av dempingsparametre ha betydelig innvirkning på resultatene. For å studere effekten av variasjoner av Rayleigh dempingen er det utført analyser med 5 % dempingsforhold der 7 Hz er førstefrekvens og 20, 50, 70 eller 80 Hz er andrefrekvens. Resultatene viser at forskyvningen i toppen av veggen varierer fra 0,2 mm til 6,2 mm ved å endre andrefrekvensen for Rayleigh dempingen fra 20 Hz til 80 Hz. Det er ikke klart hvorfor endring av dempingen gir stort utslag for et system som antagelig er tilnærmet pseudo-dynamisk. En forklaring kan være at dempingen ikke håndteres tilfredsstillende i PLAXIS når situasjonen nærmer seg pseudo-dynamisk. For å studere dette er det utført analyse med lav demping (0,1%), uten at dette ga bedre resultat.

Videre følger analysetilfellene med Rayleigh demping på 7 Hz og 60 Hz. Tilfelle 1 gir lite forskyvning i forhold til ristebordforsøket, men momentbidraget er i riktig størrelsesorden. Siden det er usikkert hvilke verdier skjærmodulen har i de ulike lagene er det i Tilfelle 2 forsøkt å redusere skjærmodul i bakfyllingen. Resultatene viser mer korrekt forskyvning, men momentbidraget er for lavt i forhold til ristebordforsøket.

Ruheten mellom aluminiumsveggen og sanden kommer fra erfaringsparametre i PLAXIS. Dette er en parameter som angir hvor lett sanden vil skli langs veggen og vil gi utslag på deformasjonskurven og momentbidraget. Ved å redusere ruheten, som gjort i Tilfelle 3, oppstår det større forskyvning. Noe som sammenfaller bedre med forsøksresultatene, men veggen roterer for mye og momentet er for lavt i forhold til resultater fra ristebordforsøket. Resultatene fra ristebordforsøket har større svingning i toppen, enn i bunnen av veggen, denne tendensen viser seg også i Tilfelle 3.

Ved å studere bruddflaten estimert fra deformasjoner i ristebordforsøket og skjærtøyninger i PLAXIS viser det seg at de ikke stemmer overens. For å synliggjøre deformasjonen i ristebordforsøket er det benyttet en jordskjelvsitasjon, mens det i den numeriske modellen er deformasjonen skalert med en faktor på 50. Dette kan gi en feilkilde i antagelsen om friksjonsvinkelen i Figur 5.4(b). Skjærtøyninger fra PLAXIS-analysene indikerer en lavere friksjonsvinkel, derfor er det studert om et forsøk med redusert friksjonsvinkel i Tilfelle 4 gir bedre resultater. Det viser seg at dette tilfellet får samme forskyvning som Tilfelle 3 med redusert ruhet, men mer sammenfallende momentbidrag som forsøksresultatene. Det vil si at Tilfelle 4 sammenfaller best med forsøksresultatene.

Resultatene viser at selv om forskyvningene er sammenfallende, stemmer ikke nødvendigvis momentbidraget overens og det er dermed viktig å vurdere disse sammen. En og en parameter har blitt endret for å studere hvilke utslag dette gir og Tilfelle 4 med redusert friksjonsvinkel i forhold til oppgitte parametre gir resultater som sammenfaller best med forsøksresultatene.

## 5.5. DISKUSJON OG KONKLUSJON

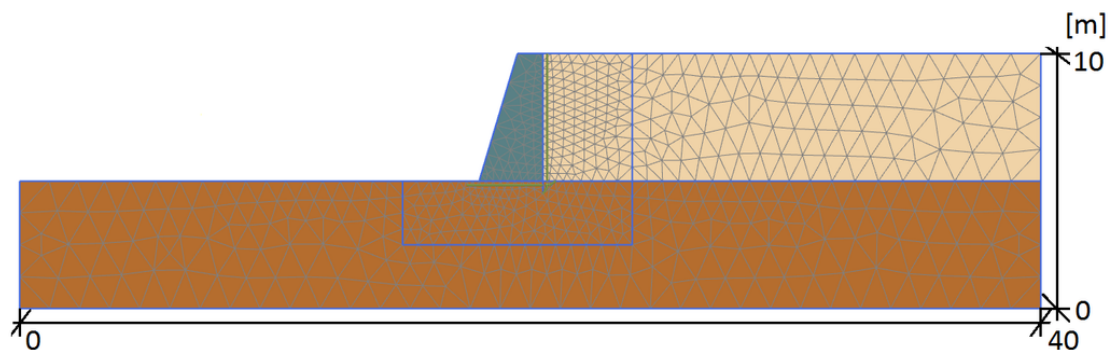
---

## 6 Numerisk modell

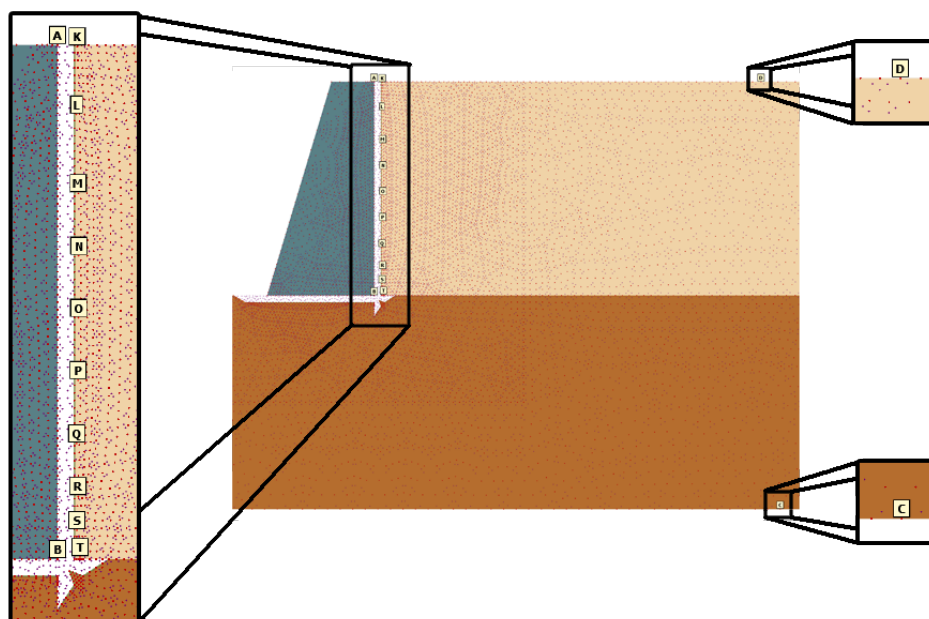
I dette kapitlet studeres responsen til en gravitasjonsmur under et jordskjelv med maks akselerasjon på 0,05g PGA. Det er av interesse å studere hvordan totalkraften varierer i løpet av et jordskjelv med forskjellig initialtilstand. Målet er å undersøke om M-O metode er representativ eller ikke. Tidligere studier viser delte meninger om dette temaet, Green et al. (2003) og Ostadan (2005) antyder at M-O metode er ukonservativ, mens Gazetas et al. (2004) og Psarropoulos et al. (2005) antyder metoden som overkonservativ. I dette studiet er det spesielt fokusert på hvordan totalkraften varierer med tiden under et jordskjelv og hvor angripunktet er, om det er forskjell når støttemuren står med tilnærmet hviletrykk eller med aktivt trykk i utgangspunktet.

### 6.1 Geometri

Benyttet modell er 40 m lang og 10 m høy, støttemuren er 5 m høy og plassert midt i modellen, se Figur 6.1. Materialet bak støttemuren er fyllmasser av sand, mens underlaget er antatt leire. Støttemuren er av betong med bredde 2,5 m og høyde 5 m. For å studere responsen under et jordskjelv er det valgt 10 tøyningpunkter og 4 spenningspunkter, se utsnitt i Figur 6.2. Punktene K til T langs ryggen av støttemuren er for å studere hvordan jordtrykket og totalkraften varierer med tiden. For å studere deformasjonsforløpet til støttemuren er det valgt et punkt i topp og bunn av støttemuren (punktene A og B). Det er også valgt punkter i topp og bunn av modellen for å hente ut akselerasjonresponsen (punktene C og D), punktene er midt mellom konstruksjonen og ytterkant av modellen.



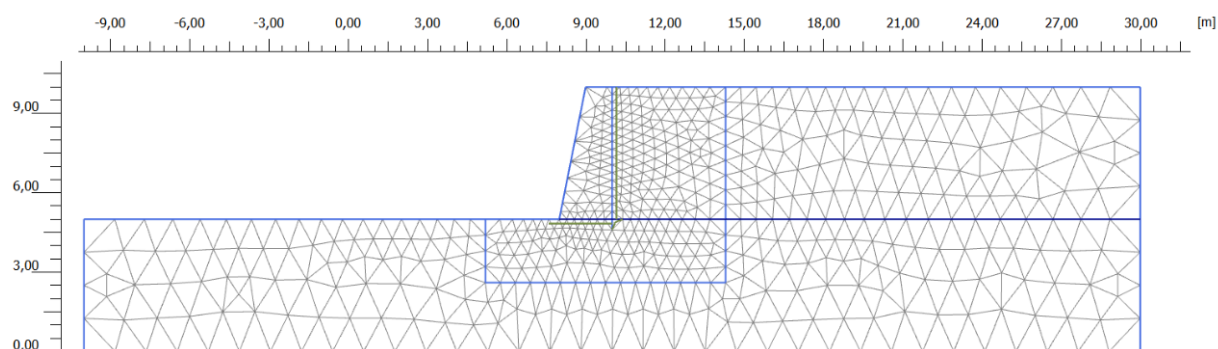
Figur 6.1: Valgt modell i beregningsmodell.



Figur 6.2: Utsnitt fra beregningsmodell med valgte punkter.

## 6.2 Elementnett

For å oppnå gode resultater er det valgt å benytte et fint elementnett i modellen, med et område med finere inndeling rett bak og under støttemuren, se Figur 6.3. Etter forsøk viste det seg at modell med 1099 elementer (gjennomsnittlig elementstørrelse på 0,6 m) gir tilnærmet like resultater som en finere inndeling, se Tabell 6.1 og Figur 6.4. Fire analyser med forskjellig elementinndeling er studert.

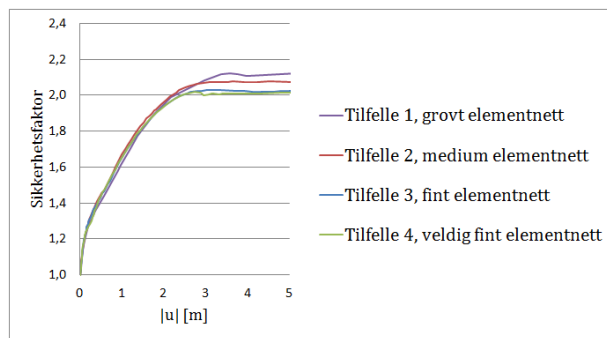


Figur 6.3: Valgt modell med 1099 elementer.



Tabell 6.1: Oversikt over elementanalyse.

Tilfelle	Beskrivelse av elementnettet	Antall elementer	Gjennomsnittlig elementstørrelse	Sikkerhetsfaktor
1	Grovt	96	2,0 m	2,15
2	Medium	259	1,2 m	2,07
3	Fint	1099	0,6 m	2,02
4	Veldig fint	2126	0,4 m	2,00



Figur 6.4: Sammenligning av sikkerhetsfaktor ved fire forskjellige elementinndelinger.

### 6.3 Materialmodell og materialparametre

Analysen er utført med 15-noder og det er benyttet plan tøyning, tilsvarende Kapittel 5.2. For betongen er det valgt lineær elastisk materialmodell, mens for jordmaterialet er det valgt Mohr-Coulomb. Skjærmodulen til sanden er beregnet ved hjelp av Formel 2.15, hvor det er benyttet Hardin & Drenevich sin formel for  $F(e)$ . Sammenhengen mellom  $\phi$  og  $e_0$  er gitt i Figur A.2 i Vedlegg A (Lambe & Whitman 1969), for  $\phi=35^\circ$  er  $e=0,6$ . Valgte materialparametre i bakfyllingen er gitt i Tabell 6.2, det er antatt demping på 5 % for frekvensene  $f_1=0,5$  Hz og  $f_2=10$  Hz for hele systemet. For å få med virkningen av interaksjonen mellom to elementer med forskjellige egenskaper, tilsvarende ruhet i virkeligheten, benyttes interface (R) mellom konstruksjon og jord.  $R_{\text{vertikal}}$  er antatt 0,6 for at sanden skal gli langs muren uten å henge fast og  $R_{\text{horisontal}}$  er 1,0 for å anta god kontakt med leiren.

For å studere jordtrykket med tilnærmet hviletrykk og med aktivt trykk som utgangspunkt er det valgt å variere stivheten i leiren. Tilfelle 1 har skjærmodul i leiren på 70 MPa og Tilfelle 2 har 35 MPa. For å studere mekanismen er det av interesse å oppnå en høy sikkerhetsfaktor, det er da valgt en høy udrenert skjærstyrke i leiren på 70 kPa i disse to tilfellene. Videre er det valgt å studere ett tilfelle med redusert sikkerhetsfaktor, Tilfelle 3 med  $\bar{s}u=35$  kPa og  $G=70$  MPa, se Tabell 6.3.

Tabell 6.2: Materialparametre.

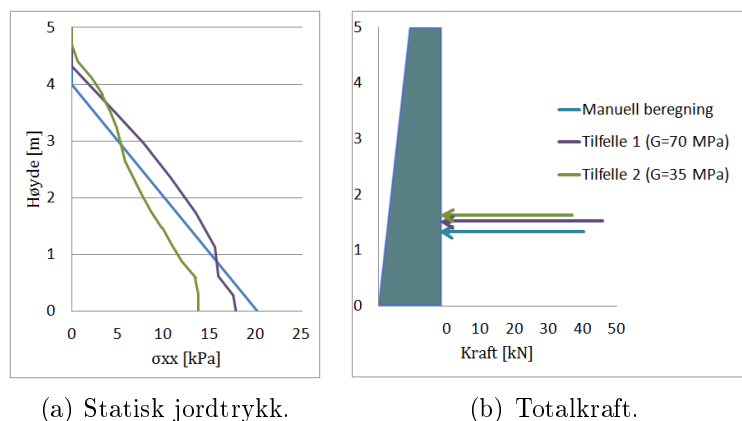
Materialparametre i bakfyllingen	Bakfylling
Tykkelse [m]	5
$\phi$ [°]	35
$e$ [–]	0,6
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18
$G$ [MPa]	56

Tabell 6.3: Materialparametre i leiren.

Materialparametre	Tilfelle 1	Tilfelle 2	Tilfelle 3
$\bar{s}u$ [kPa]	70	70	35
$G$ [MPa]	70	35	70

## 6.4 Verifikasjon av modellen

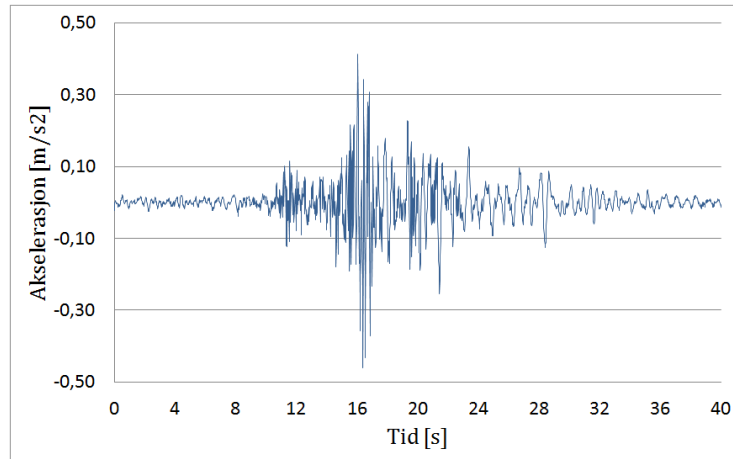
For å verifisere resultatene fra PLAXIS er det foretatt manuell beregning av støttemuren, se Vedlegg C. Figur 6.5 viser statisk jordtrykk og totalkraft ved manuell beregning og resultatene fra PLAXIS. Det oppstår større avvik i Tilfelle 1 med fast leire som underlag ( $G = 70$  MPa), enn ved Tilfelle 2 med mykt underlag ( $G = 35$  MPa). Figur 6.5(a) viser at den manuelle beregningen avviker noe fra beregningene gjort med PLAXIS, det viser seg at Tilfelle 1 blir større og Tilfelle 2 blir noe mindre enn manuell beregning. Jordtrykket er integrert for å finne totalkraften og dens angripspunkt. Ved manuell beregning ble totalkraft 40 kN og virker i en høyde på 1,3 m, Tilfelle 1 med totalkraft på 45 kN ved 1,5 m og Tilfelle 2 med 37 kN ved 1,6 m, se Figur 6.5(b). Da Tilfelle 1 og 3 har lik stivhet i leiren, vil det ikke bli forskjell i jordtrykket ved statisk beregning.



Figur 6.5: Statisk jordtrykk (a) og totalkraft (b).

## Akselerasjon

For å simulere et jordskjelv i PLAXIS er det satt en forskyvning i bunn av modellen som varierer med en gitt tidshistorie. Det er benyttet en tidshistorie som tilsvarer dimensjonerende grunnakselerasjon på 0,05g, den er laget slik at den tilsvarer grunntype A i EC 8, se Figur 6.6. Tidsserien er på 40,94 sekunder med  $\Delta t$  på 0,02 sekunder, nødvendig antall steg blir 2048 ( $40,94\text{sek}/0,02\text{sek} + 1 = 2048$ ).



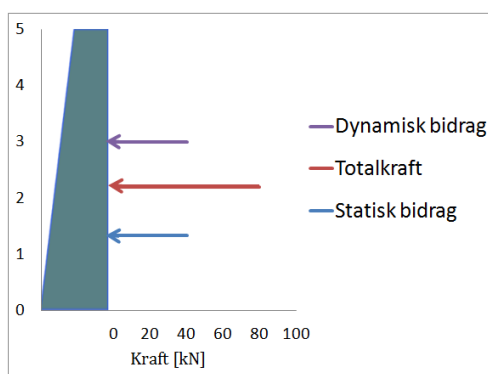
Figur 6.6: Tidshistorie med dimensjonerende grunnakselerasjon på 0,05g.



## 7 Resultater

For beregning av M-O metode er det laget et selvprodusert Excel-ark, se <http://altur1.com/cfu53>. Først gjøres det en vurdering av det stratigrafiske profilet under konstruksjonen for å bestemme grunntype i M-O metode. Dette kan gjøres ved å beregne skjærbølg hastigheten utifra antatt skjærmodul og deretter bruke Tabell A.1 i Vedlegg A, i dette tilfellet antas grunntype E. Tidshistorien representerer grunntype A, men denne lasten settes på i bunn av modellen. Det vil si at lasten konstruksjonen utsettes for må ganges med en forsterkningsfaktor som er avhengig av laget under konstruksjonen. Ut ifra valgt grunntype, bestemmes forsterkningsfaktoren (S) ved hjelp av Tabell A.2 i Vedlegg A, i dette tilfellet blir  $S=1,7$ . Videre antas seismisk klasse 2 og  $r=1,5$  som i henhold til Tabell 3.1 aksepterer en forskyvning opp til  $d_r = 200\alpha S = 17 \text{ mm}$ . Ved disse antagelsene gir M-O metode en totalkraften på 80 kN. Totalkraften deles i to bidrag, et dynamisk bidrag og et statisk bidrag. Det dynamiske bidraget er differansen mellom totalkraften på 80 kN og det statiske bidraget på 40 kN, se Figur 7.1. Angripunktet bestemmes utifra størrelsen på disse bidragene:

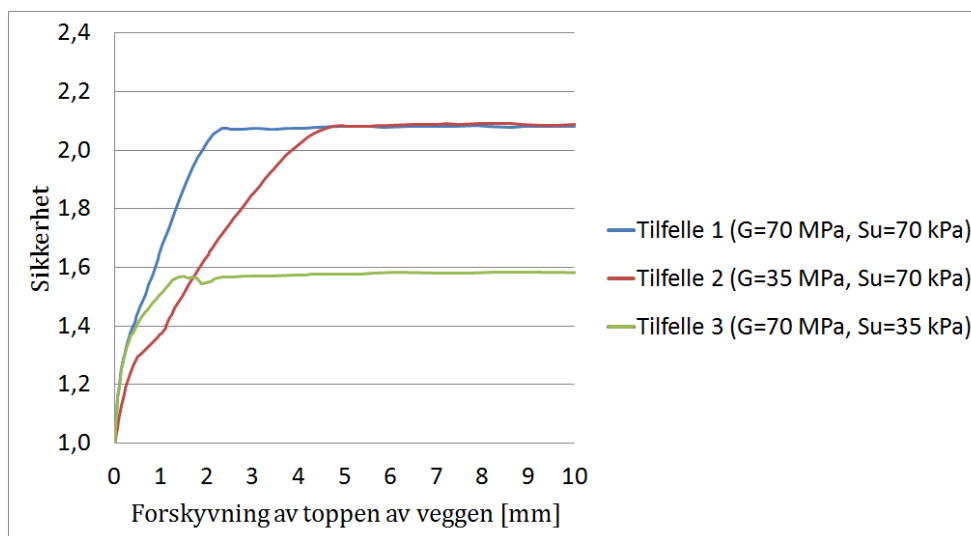
$$h_{total} = \frac{\text{Statisk bidrag} \cdot h_{statisk} + \text{Dynamisk bidrag} \cdot 0,6H}{\text{Totalkraft}} \quad (7.1)$$
$$= \frac{40kN \cdot 1,33 \text{ m} + 40kN \cdot 0,6 \cdot 5\text{m}}{80kN} = 2,2\text{m}$$



Figur 7.1: Resultat fra M-O analyse.

## 7.1. RESPONS FRA AKTIV SEISMISK LAST

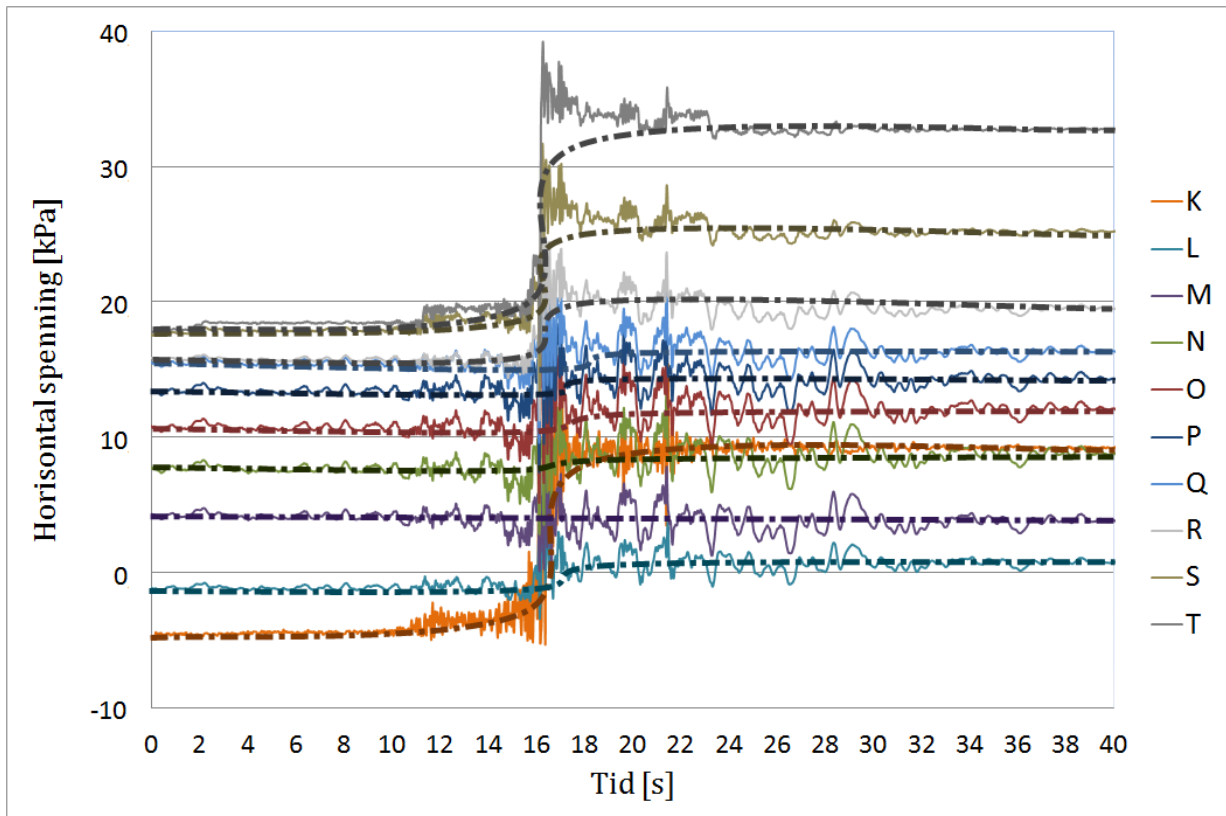
For å finne sikkerhetsfaktoren er det valgt å benytte  $c$ - $\phi$  reduksjon ved hjelp av PLAXIS. Metoden fungerer slik at styrken til materialet blir gradvis redusert og modellen vil vise en potensiell bruddmekanisme. Deformasjonene som oppstår er ikke realistiske, men viser hvordan konstruksjonen vil bevege seg ved et eventuelt brudd. Metoden finner den laveste sikkerhetsfaktoren, når dette gjøres manuelt må flere bruddmekanismer vurderes. EC krever en sikkerhetsfaktor over 1,4 hvis det er bæreevnen som er kritisk. I dette kapitlet er det valgt en robust konstruksjon med sikkerhetsfaktor over 1,4. Tilfelle 1 og 2 har sikkerhet på over 2, mens Tilfelle 3 har en sikkerhet på 1,5, se Figur 7.2. Tilfelle 1 og 3 har stivere underlag enn Tilfelle 2, derfor får disse en brattere kurve opp til brudd. Det er av interesse å studere om samme trender oppstår for Tilfelle 3, som har en lavere sikkerhetsfaktor.



Figur 7.2: Sammenligning av sikkerhetsfaktor ved tre tilfeller.

## 7.1 Respons fra aktiv seismisk last

Utfordringen med å finne jordtrykket fra seismiske laster ved hjelp av PLAXIS er å finne når totalkraften er størst. Det er ikke mulig å ta ut resultatene som viser hvordan jordtrykket varierer med tiden, uten å prosessere det manuelt (vha for eksempel Excel). PLAXIS viser resultatene fra situasjonen når den dynamiske lasten er ferdig, men lasten fra jordskjelvet er ikke nødvendigvis størst da. For å finne når det er størst påkjenning på støttemuren er det valgt 10 punkter jevnt fordelt bak konstruksjonen, se Figur 6.2. For hvert av disse punktene er det hentet ut horisontalspenninger som varierer med tiden, se Figur 7.3. Etter 16 sekunder øker det øverste punktet (K) og de nederste punktene (S og T) mer enn de resterende punktene (L-R). De resterende punktene er relativt konstante gjennom hele jordskjelvet. Samme trenden finnes i Tilfellene 2 og 3, de er derfor ikke illustrert.



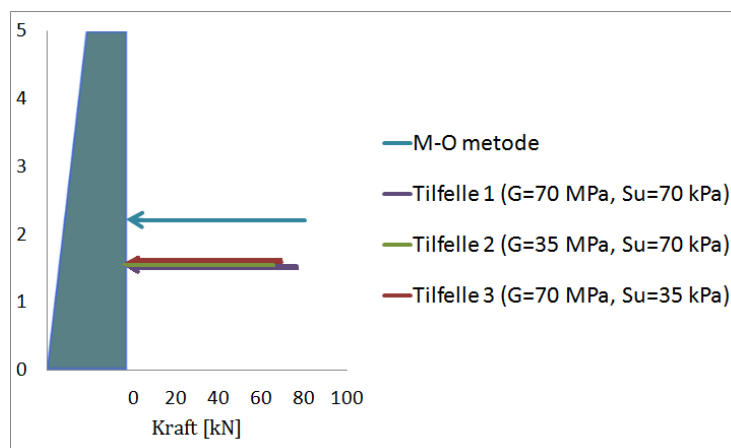
Figur 7.3: Horisontalspenninger i hvert punkt mot dynamisk tid, for Tilfelle 1.

Ut ifra disse spenningen kan totalkraften fra jordtrykket beregnes, for å finne ved hvilket tidspunkt kraften er størst. Figur 7.4(a) viser hvor totalkraften angriper ved M-O metode og ved maks totalkraft for Tilfelle 1, 2 og 3. Det kommer frem at M-O metode får et høyere angripingspunkt enn i tilfellene med TH analyse hvor alle tilfellene treffer i omtrent samme punkt. Figur 7.4(b) viser hvordan totalkraften variere med tiden, samt den konstante totalkraften fra M-O metode. Disse resultatene er også presentert i Tabell 7.1.

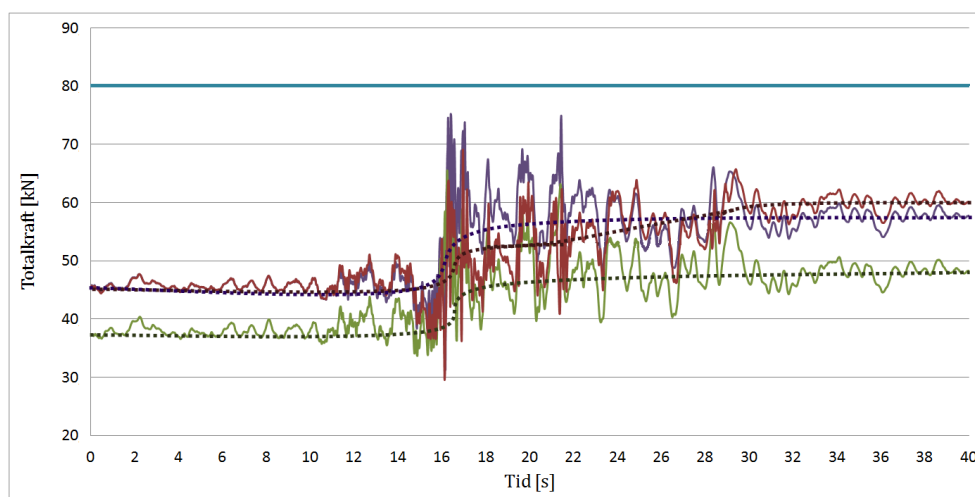
Tabell 7.1: Angripingspunkt og totalkraft.

	M-O metode	Tilfelle 1	Tilfelle 2	Tilfelle 3
Angripingspunkt [m]	2,2	1,53	1,56	1,59
Totalkraft [kN]	80	75	66	69

## 7.1. RESPONS FRA AKTIV SEISMISK LAST



(a) Angripunkt og totalkraft.



(b) Totalkraft.

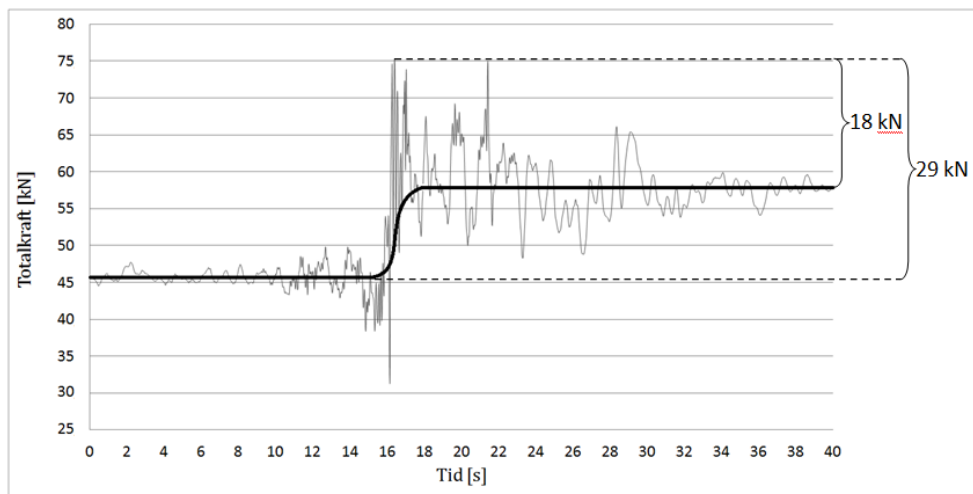
Figur 7.4: Angripunkt (a) og variasjon i totalkraft (b).

Det kommer frem i resultatene at Tilfelle 1 med høyere stivhet i underlaget, får større krefter på støttemuren enn ved de to andre tilfellene. Tilfelle 1 har maks totalkraft på 75 kN og nærmest M-O metode på 80 kN. Tilfelle 2 har totalkraft på 66 kN og avviker dermed fra M-O metode med 14 kN, mens Tilfelle 3 avviker med 11 kN. Videre kommer det frem et konstant avvik mellom Tilfelle 1 og 2 på ca. 9 kN. Det vil si at underlaget har noe å si for mobilisert jordtrykk bak muren, dette tar ikke M-O metode hensyn til. Figur 7.4(b) viser at Tilfelle 2 ved utgangspunktet er nærmere aktivt jordtrykk, men treffer ikke M-O metode like godt som Tilfelle 1.

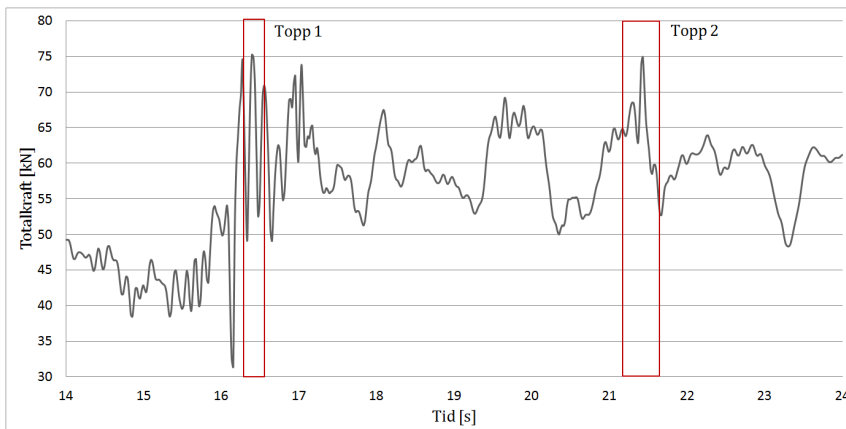
Videre er Tilfellene studert nærmere i detalj, hvor jordtrykket er studert på i de tidspunktene kraften er størst, se Figur 7.5, 7.6 og 7.7. Figur 7.5(b), 7.6(b) og 7.7(b) viser hvilke toppunkter som blir studert nærmere. Figur 7.5(c), 7.6(c) og 7.6(c) viser



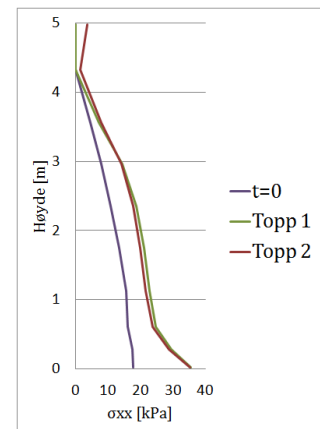
jordtrykket ved initialtilstand og ved de to toppene hvor totalkraften er størst. Det kommer frem i Tilfelle 1 og 2 at differansen mellom toppunkt og utgangspunkt er 29 kN, se Figur 7.5(a) og 7.6(a). Denne differansen kan sammenlignes med det dynamiske bidraget fra M-O metode, som er på 40 kN. Tilfelle 3 får et dynamisk bidrag på 23 kN, noe som er lavere enn for Tilfelle 1 og 2, se Figur 7.7(a). Tilfelle 1 og 2 stabiliseres etter 16 sekunder, mens Tilfelle 3 viser det seg at kreftene fortsetter å stige etter 16 sekunder og etter ca. 30 sekunder begynner kreftene å stabilisere seg. Totalkraften og angrispunktet i hvert tilfelle er oppsummert i Tabell 7.2.



(a) Variasjon av totalkraft.



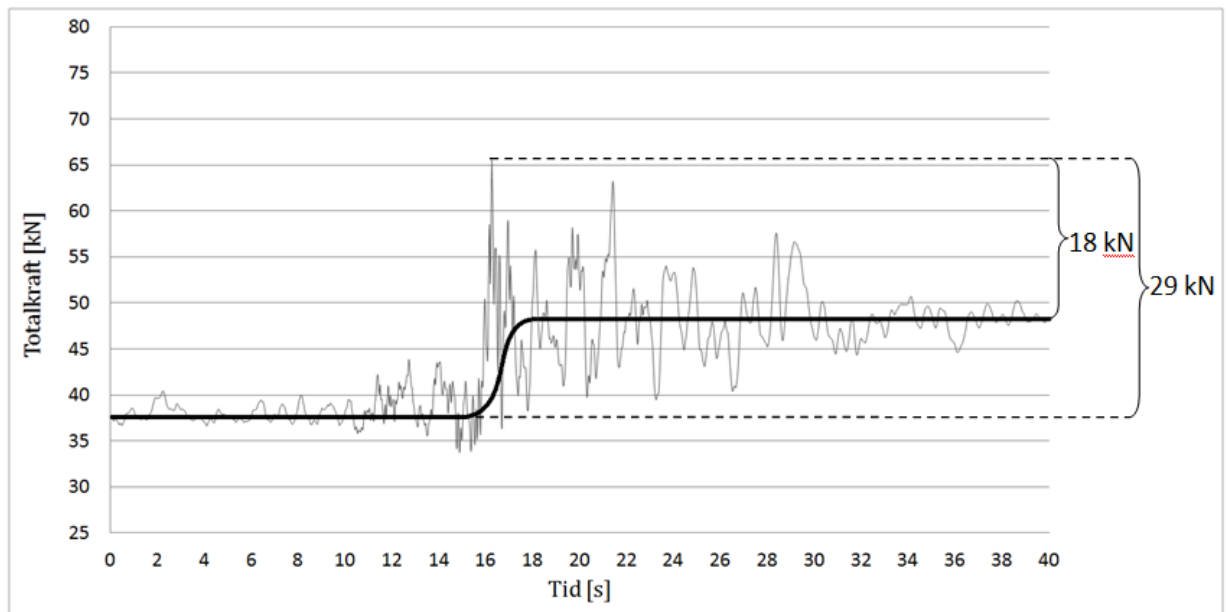
(b) Totalkraft ved maks utslag.



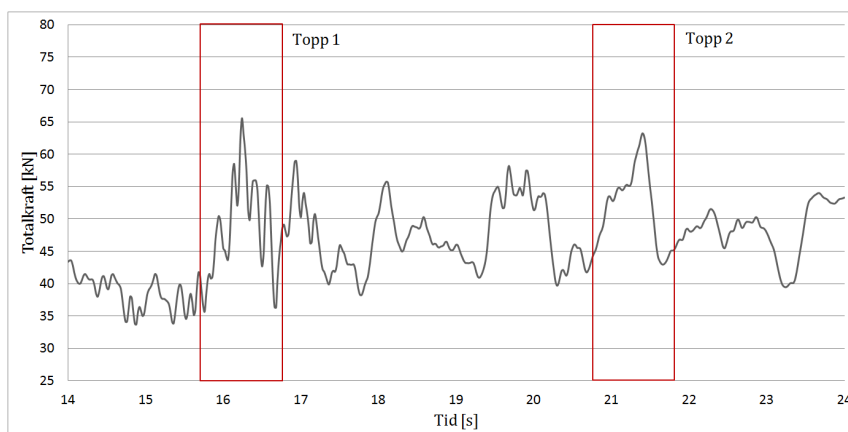
(c) Jordtrykksprofil ved start og ved maks utslag.

Figur 7.5: Tilfelle 1, variasjon av totalkraft med fast leire (høy stivhet) som underlag.

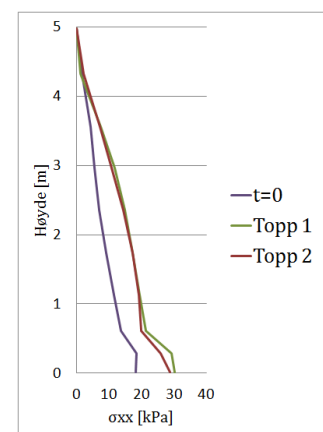
## 7.1. RESPONS FRA AKTIV SEISMISK LAST



(a) Variasjon av totalkraft.

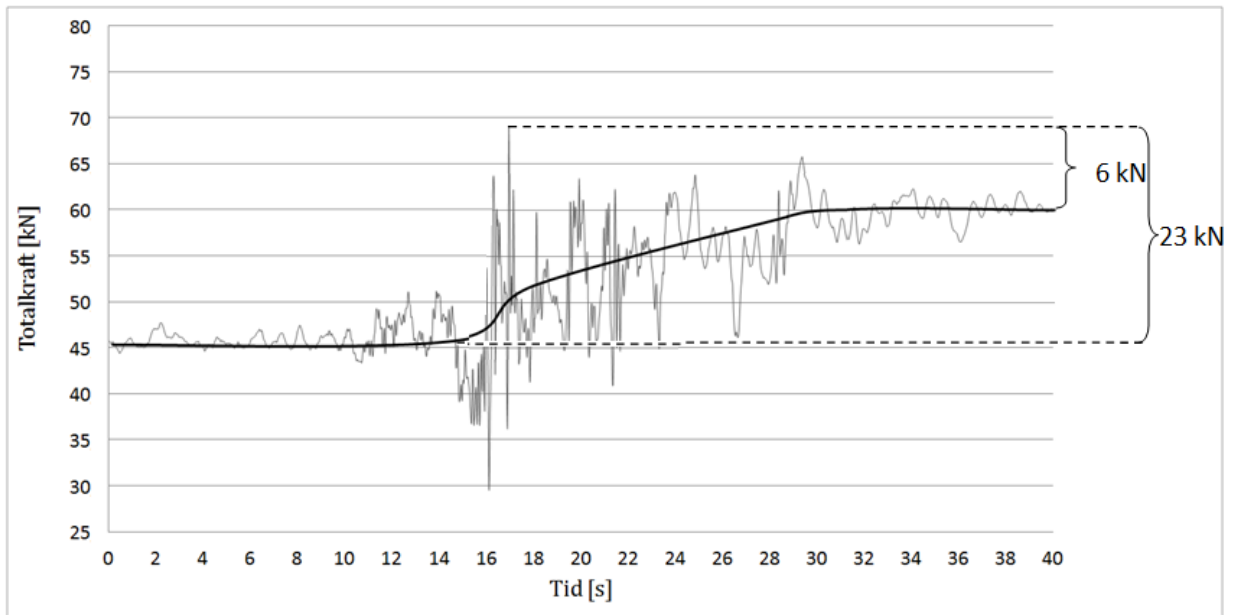


(b) Totalkraft ved maks utslag.

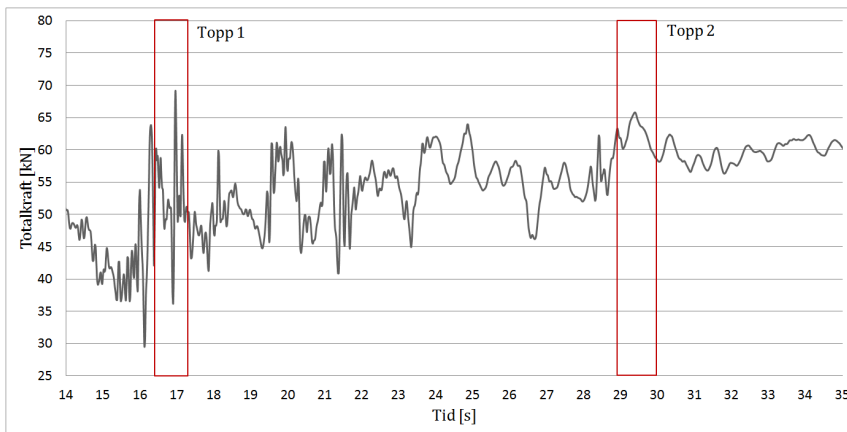


(c) Jordtrykksprofil ved start og ved maks utslag.

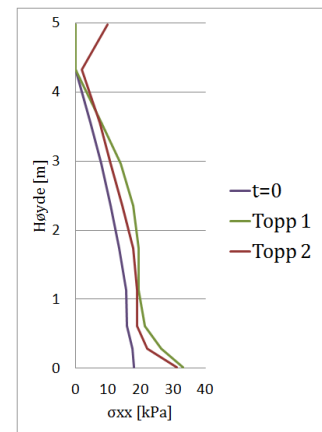
Figur 7.6: Tilfelle 2, variasjon av totalkraft med myk leire (lav stivhet) som underlag.



(a) Variasjon av totalkraft.



(b) Totalkraft ved maks utslag.



(c) Jordtrykksprofil ved start og ved maks utslag.

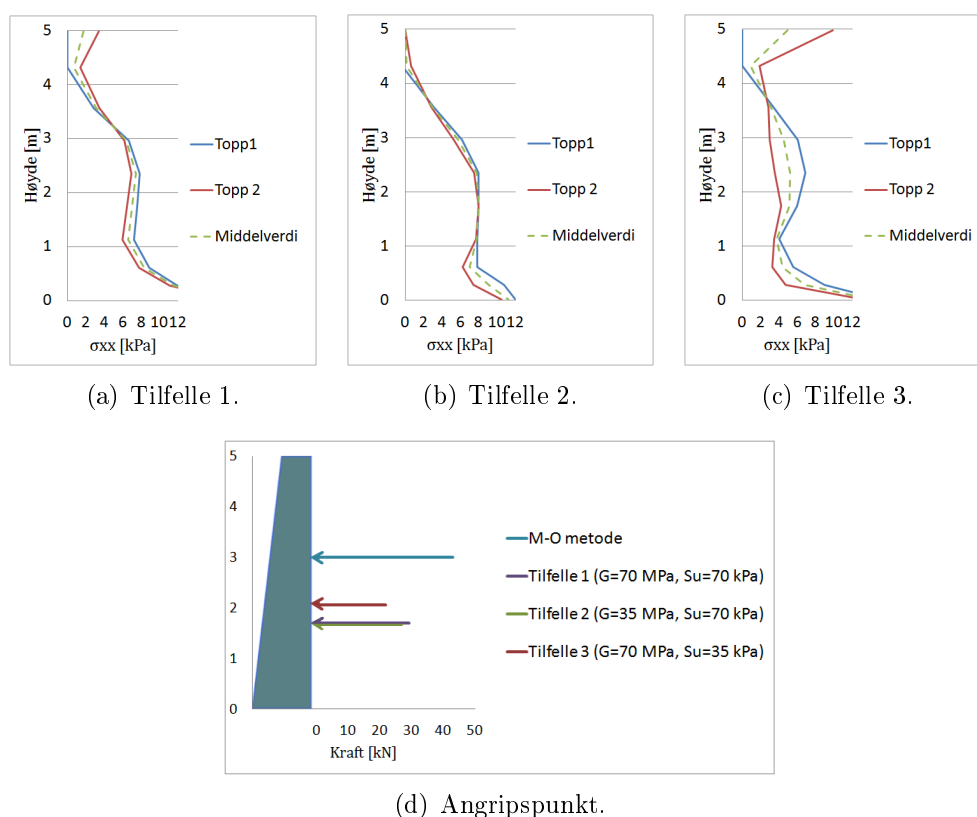
Figur 7.7: Tilfelle 3, variasjon av totalkraft med fast leire (høy stivhet) som underlag, men lavere styrke.

Tabell 7.2: Totalkraft for Tilfelle 1, 2 og 3.

	Tilfelle 1			Tilfelle 2			Tilfelle 3		
	t=0	Topp 1	Topp 2	t=0	Topp 1	Topp 2	t=0	Topp 1	Topp 2
t [s]	0	16,4	21,4	0	16,2	21,4	0	17	29,4
F [kN]	46	75	75	37	66	63	46	69	66

## 7.1. RESPONS FRA AKTIV SEISMISK LAST

I disse tilfellene avviker angripspunktet i større grad enn totalkraften. For å finne ut hvorfor M-O metode avviker mye ved angripspunktet er det valgt å studere differanse-jordtrykket i hvert toppunkt, se Figur 7.8(a), 7.8(b) og 7.8(c). Figurene viser differansen mellom jordtrykket ved maks utslag og det statiske jordtrykket ved  $t=0$ . Deretter er middelveiden av disse jordtrykkene beregnet og det dynamiske bidragets angripspunkt og størrelse er illustrert i Figur 7.8(d). Der kommer det frem at angripspunktet for det dynamiske bidraget ved M-O metode, er for høyt i forhold til alle tilfellene. Som beskrevet tidligere er ikke størrelsesordenen på totalkraften ved M-O metode for konservativ, men angripspunktet. Angripspunktet og det dynamiske bidraget er oppsummert i Tabell 7.3.



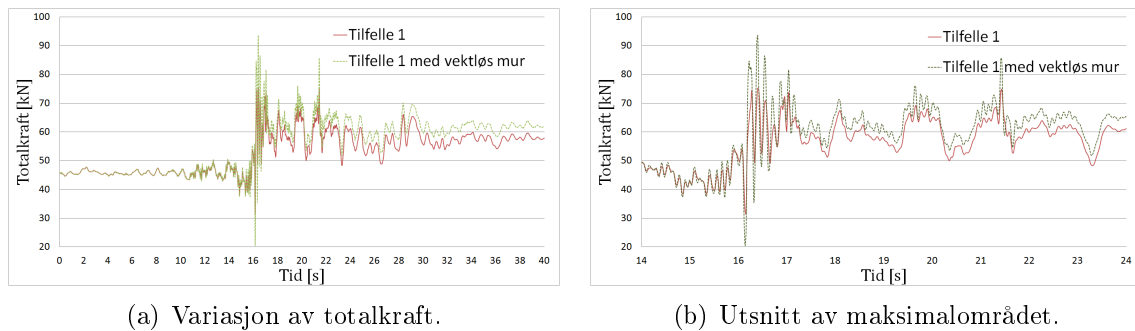
Figur 7.8: Differanse-jordtrykk for Tilfelle 1-3 (a)-(c) og angripspunkt for dynamisk bidrag (d).

Tabell 7.3: Angripspunkt for dynamisk bidrag.

	M-O metode	Tilfelle 1	Tilfelle 2	Tilfelle 3
Angripspunkt [m]	2,3	1,53	1,56	1,59
Dynamisk bidrag [kN]	40	29	29	23
Totalkraft [kN]	80	75	66	69

## 7.2 Vektløs mur

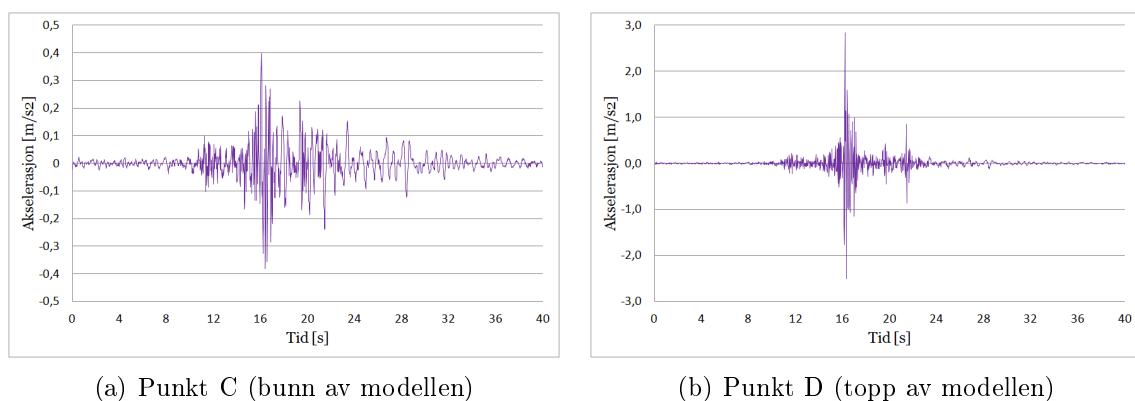
Det er utført et studie på et tilfelle med vektløs mur for å studere om resultatene er sensitive til murens tyngde. Figur 7.9(a) sammenligner tilfelle med og uten vekt. Det viser seg at det oppstår større krefter og større utslag i totalkraften, dette vises ved 16 sekunder hvor kreftene varierer fra 20 kN til 94 kN. Figur 7.9(b) viser forstørret utsnitt. Ved jordskjelvets slutt er det en permanent økning av totalkraften på ca. 5 kN.



Figur 7.9: Sensitivitet for murens vekt.

## 7.3 Forsterkningsfaktor

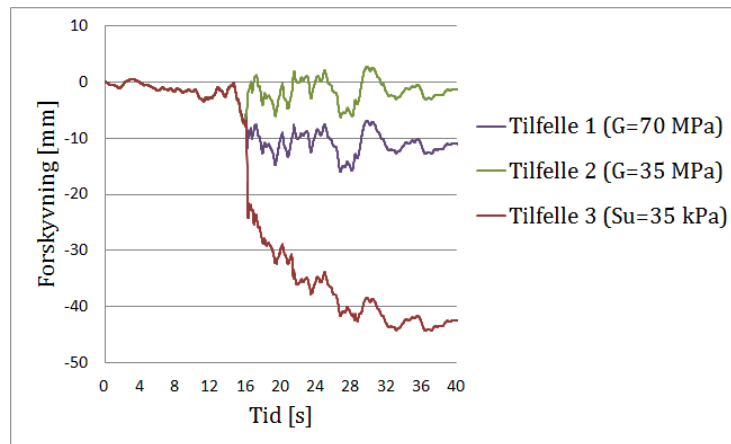
Ved M-O metode er det antatt forsterkningsfaktor på 1,7, for å studere om dette er en bra antagelse i forhold til modellen i PLAXIS er det hentet ut akselerasjon i toppen og bunnen av modellen. Forholdet mellom maks akselerasjon i disse to punktene er  $\frac{2,8}{0,4} = 7$ , noe som ikke er lik størrelsesorden som antagelsene gjort i M-O metode.



Figur 7.10: Akselerasjon i bunn og topp av modellen, for beregning av forsterkningsfaktor.

## 7.4 Horisontal forskyvning av muren

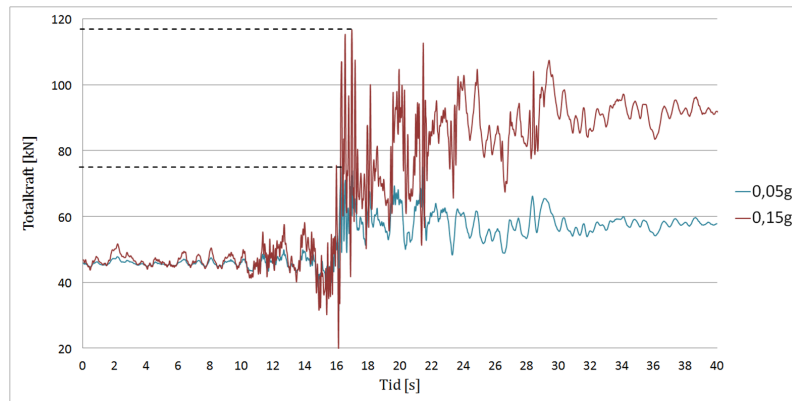
Det viser seg at støttemuren i hvert tilfelle får en liten rotasjon på mindre enn 1 mm. Det er valgt å studere punkt B som er i nederste hjørne av muren, se Figur 6.2. Figur 7.7(a) av Tilfelle 3 viser at totalkraften fortsetter å øke etter 16 sekunder og begynner å stabilisere seg etter ca. 30 sekunder. Dette kan komme av at leiren plastifiseres, ved å studere horisontal forskyvning kan dette bekreftes. Figur 7.11 viser horisontal forskyvning av muren som funksjon av tid. Det viser seg i Tilfelle 3 at det oppstår større og større forskyvninger av muren etter 16 sekunder. For Tilfelle 1 og 2 stabiliseres forskyvningen etter 16 sekunder, den fortsetter ikke å stige som i Tilfelle 3. Tilfelle 1 med større styrke i leiren enn Tilfelle 3 flytter seg frem og tilbake iløpet av skjelvet (opptil 17 mm) og får permanent forskyvning på ca. 1 cm. Det oppstår tilnærmet null permanent forskyvning for Tilfelle 2 som har lavere stivhet i leiren enn Tilfelle 1 og 3 og forskyves kun frem og tilbake.



Figur 7.11: Horisontal forskyvning av muren.

## 7.5 Eksitasjon

Ved M-O metode er totalkraften proporsjonal med eksitasjonen, dette viser seg å ikke være tilfellet ved TH analyse. Figur 7.12 viser TH analyse med PGA 0,05g og PGA 0,15g, altså 3 ganger så stor eksitasjon. Siden det dynamiske bidraget ved PGA 0,05g er på 29 kN, kan det forventes et dynamisk bidrag på ca. 90 kN ved å øke eksitasjonen med en faktor på 3. Istedet viser det seg at tilfellet med PGA 0,15g får et dynamisk bidrag på ca. 70 kN og en tendens av flyting fra 16 til 30 sekunder, tilsvarende Figur 7.7(a). Det tyder da på en sammenheng mellom Tilfelle 3 med redusert styrke og Tilfelle 1 som utsettes for en større eksitasjon. Begge tilfellene får lavere dynamisk bidrag enn forventet.



Figur 7.12: Totalkraft ved høy og lav eksitasjon.

## 7.6 Diskusjon

Den valgte modellen er et idealisert eksempel for å studere prinsippene av responsen til støttekonstruksjonen. I virkeligheten er det vanlig å bygge en tørrmur av stein eller en tradisjonell betongstøttemur med såle, istedet for en massiv betongkonstruksjon. Det er også vanlig at det opereres med terrenglast på toppen av fyllingen og i fremkant, men dette er bevisst valgt uten for å sette fokus på mekanismen og på grunn av parameterstudiet. Uten last vil det komme tydeligere frem hva som forårsaker hvilke trender. Det er valgt å benytte en stor modell (10x40 m), slik at forstyrrelser som kan oppstå ved rendene ikke påvirker responsen til muren. Det er flere feilkilder ved etablering av numeriske modeller, rendene kan påvirke konstruksjonen ved at skjærbølgene fra jordskjelvet blir reflektert i rendene og tilbake på konstruksjonen. I virkeligheten vil bølgene gradvis bli dempet i jorden, men i de numeriske modellene er det en utfordring å absorbere utgående bølger tilsvarende. Det er derfor viktig å benytte en stor modell ved seismisk analyse, slik at minst mulig refleksjon treffer konstruksjonen. Resultatene vil aldri bli identiske med virkeligheten ved bruk av numeriske metoder, men det vil være en god tilnærming ved gode valg av blant annet materialparametre og elementinndeling. Det ble gjort et studiet på elementinndelingen, for å unngå store feilkilder i resultatene.

For å verifisere modellen er det gjort en manuell beregning av det statiske jordtrykket. Det viser seg at kreftene i Tilfelle 1 (med stivt underlag) er større enn Tilfelle 2 (med mykt underlag). I Tilfelle 3 mobiliseres like stort jordtrykk som i Tilfelle 1 ved statisk beregning, fordi det er lik stivhet i leiren under. Ved å sammenligne den statiske totalkraften fra PLAXIS analysene med de manuelle beregningene, kan en konkludere med at Tilfelle 2 er nærmere aktiv tilstand enn Tilfellene 1 og 3. Det er også en feilkilde med nøyaktigheten av totalkraft og angripunkt, fordi resultatene er basert på 10 spenningspunkter langs muren. For å finne totalkraft er spenningene integrert langs muren, disse er igjen benyttet for å finne angripunktet.

Figur 7.2 viser sikkerhetsfaktoren i Tilfellene 1, 2 og 3 som viser at Tilfellene 1 og 3 har brattere kurve enn Tilfelle 2. Dette kommer av at Tilfellene 1 og 3 har stivere underlag enn Tilfelle 2, som gjør at muren i Tilfelle 2 kan bevege seg lettere og kan få en større forskyvning før den når brudd. Ved å studere sikkerhetsfaktoren før og etter jordskjelvet for Tilfellene 1 og 2 er disse like i TH analysen. Dette kommer av at sikkerheten før og etter jordskjelvet må være det samme med mindre styrken eller friksjonsvinkelen reduseres på grunn av jordskjelvet. I virkeligheten vil materialet reduseres, men siden materialet ikke er endret i modellen vil sikkerheten være lik i dette tilfellet.

I Tilfelle 3 viser det seg at murens forskyvning øker gradvis i løpet av jordskjelvet, se Figur 7.11. Dette kan tyde på at det oppstår plastifisering i leiren under. Plastifisering forklarer også trenden som viser seg i Figur 7.7(a), at kreftene fortsetter å stige etter at maks utslag fra jordskjelvet er ferdig. Etter ca. 30 sekunder viser det seg at både kreftene og forskyvningen begynner å stabilisere seg. Det kan merkes at det dynamiske bidraget blir lavere når konstruksjonen kan forskyve seg i forhold til underlaget, tilsvarende trend viser seg i Tilfelle 1 med PGA 0,15g. Det er derfor gunstig at konstruksjonen kan bevege seg noe i forhold til underlaget. Dette er i samsvar med det generelle prinsippet om at stivere konstruksjoner tiltrekker seg større krefter under et jordskjelv.

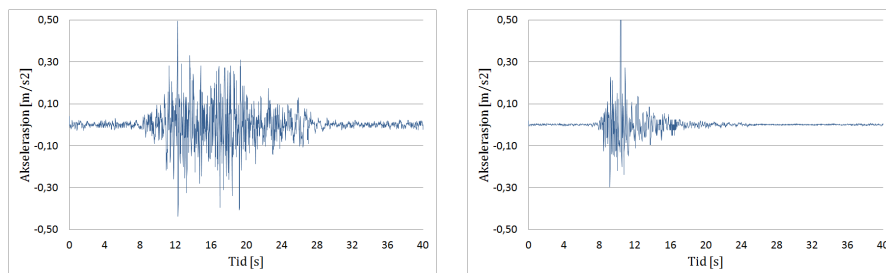
Det er gjort et lite studie for å undersøke om resultatene er sensitive til vekten av muren, dette viser å være tilfelle. Uten vekt vil ikke muren ha treghetskrefter til å holde tilbake med, muren vil derfor slenge mer frem og tilbake sammen med jorda. Uten treghetskreftene oppstår det et større utslag etter 16 sekunder, da kreftene fra jordskjelvet er størst. Ruheten under muren og stivheten til muren gjør at massene fremdeles holdes tilbake, selv om det er null vekt. M-O metode er uavhengig av vekten til konstruksjonen, men uten vekt viser det seg at resultatene fra TH analysen avviker mer fra M-O metode enn med vekt.

Det viser seg at resultatene fra TH analysen avviker noe fra M-O metode, det bør derfor studeres om det er metoden som gjør dette eller valgte parametre. Ved å studere forsterkningsfaktoren viste det seg at denne er høyere i TH analysen enn antatt i M-O metode. Det viser seg at forholdet mellom et punkt i høyde med angripspunktet og i bunn av modellen også ligger godt over 1,7. En forsterkningsfaktor på 7 virker ekstremt. I neste kapittel vil dette studeres nærmere. Før det fastsettes om M-O metode er konservativ eller ikke må det utføres flere analyser med forskjellig type jordskjelv.

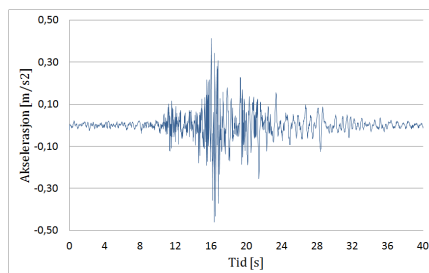


## 8 Parameterstudiet

Med Tilfelle 1 fra Kapittel 6 som utgangspunkt er det valgt å gjøre et parameterstudie for å studere hva som påvirker totalkraften og dens angripstidspunkt. To parametre er studert: høyden av muren (3, 5 og 7 m) og friksjonsvinkelen i fyllingen ( $35^\circ$  og  $40^\circ$ ). Det ble valgt å eksitere hvert av tilfellene med tre forskjellige jordskjelvtidsserier (kalt her EQ1, EQ2 og EQ3), se Figur 8.1. Responsspekteret til disse tidsseriene samsvarer med EC 8-spekteret for grunntype A. Totalkraft og angripstidspunkt fra disse analysene beregnes for hvert av jordskjelvene og deretter tas middelerdien av disse. Det samme gjentas for fire forskjellige PGA nivåer (0,05g, 0,075g, 0,10g og 0,15g). Det er i tillegg til tidshistorie analysen benyttet M-O og P-S metoder for å sammenligne resultatene.



(a) EQ1: Nahani, Canada, Comp. 270 deg., 1985      (b) EQ2: Friuli, St. Tarcento, Italy, Comp. NS,1976



(c) EQ3: Imperial Valley, St. Superstition Mt., USA, Comp. 135deg., 1979

Figur 8.1: Tre forskjellige jordskjelveksitasjoner.

Parametrene for alle tilfellene er oppsummert i Tabell 8.1. I tillegg til å sammenligne M-O metode med TH analyse er det også utført P-S analyse ved hjelp av PLAXIS.

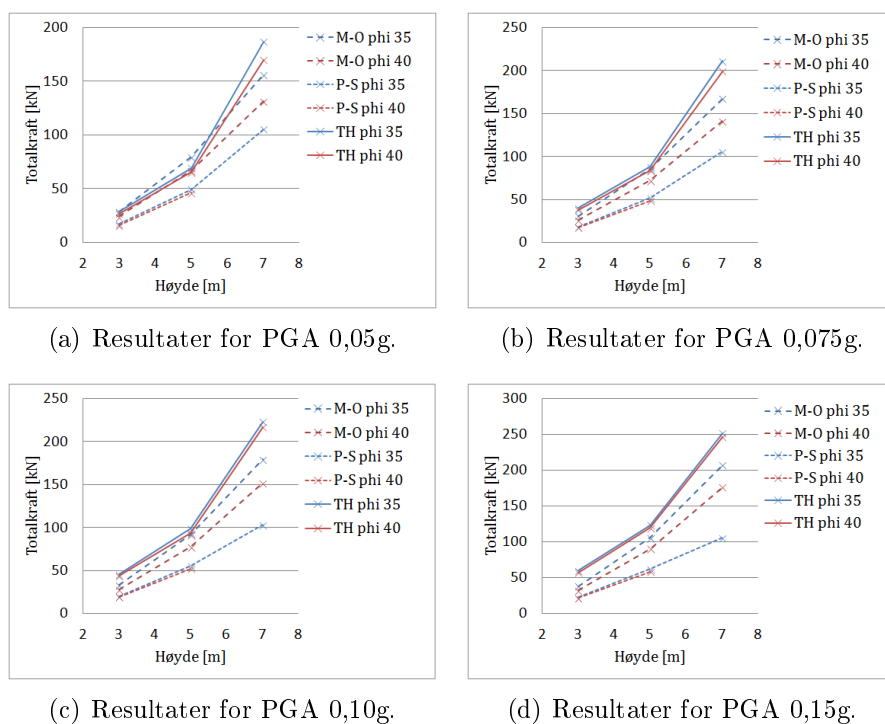
Tabell 8.1: Oversikt over parameterstudiet.

Tilfelle	$\phi$	e	Høyde	Bredde	F <sub>sikkerhet</sub>	ag	G <sub>sand</sub>	G <sub>leire</sub>
1	35°	0,6	3 m	1 m	2,1	0,05g	56 MPa	70 MPa
						0,075g	56 MPa	70 MPa
						0,10g	44,8 MPa	56 MPa
						0,15g	36,4 MPa	45,5 MPa
2	40°	0,52	3 m	1 m	2,2	0,05g	64 MPa	70 MPa
						0,075g	64 MPa	70 MPa
						0,10g	51,2 MPa	56 MPa
						0,15g	41,6 MPa	45,5 MPa
3	35°	0,6	5 m	2,5 m	2,4	0,05g	56 MPa	70 MPa
						0,075g	56 MPa	70 MPa
						0,10g	44,8 MPa	56 MPa
						0,15g	36,4 MPa	45,5 MPa
4	40°	0,52	5 m	2,5 m	2,5	0,05g	64 MPa	70 MPa
						0,075g	64 MPa	70 MPa
						0,10g	51,2 MPa	56 MPa
						0,15g	41,6 MPa	45,5 MPa
5	35°	0,6	7 m	3 m	1,4	0,05g	56 MPa	70 MPa
						0,075g	56 MPa	70 MPa
						0,10g	44,8 MPa	56 MPa
						0,15g	36,4 MPa	45,5 MPa
6	40°	0,52	7 m	3 m	1,5	0,05g	64 MPa	70 MPa
						0,075g	64 MPa	70 MPa
						0,10g	51,2 MPa	56 MPa
						0,15g	41,6 MPa	45,5 MPa

Den sykliske lasten fra jordskjelv forårsaker en reduksjon av jordens skjærmodul, men også en økning av skjærstyrke. Det er valgt å ta hensyn til reduksjonen av skjærmodulen ved økende eksitasjon. Tabell 2.1 er benyttet for å korrigere dette, hvor det er valgt å redusere skjærmodulen med 80 % ved 0,10g og med 65 % ved 0,15g.

## 8.1 Resultater

Ved variasjon av høyden til muren er også bredden tilpasset. Tilfellene 5 og 6 med høyde 7 m er et ekstremtilfelle, for slike høye murer er det mer økonomisk å bruke samvirkende støttekonstruksjoner. Disse to tilfellene har ikke tilsvarende sikkerhetsfaktor som Tilfellene 1-4, se Tabell 8.1. For å oppnå tilsvarende sikkerhetsfaktor ville bredden vært urealistisk stor i en slik konstruksjon, det er derfor valgt å studere tilfeller med noe lavere sikkerhetsfaktor for 7 m. For å studere sammenhengen mellom totalkraften og høyden av muren, er resultatene presentert i Figur 8.2. Figuren viser totalkraft som funksjon av høyden for forskjellige PGA fra 0,05g til 0,15g. Der kommer det frem at resultatene til forskjellige analysemetoder samsvarer bedre for høyde 3 og 5 m, enn for ekstremtilfellet med 7 m.

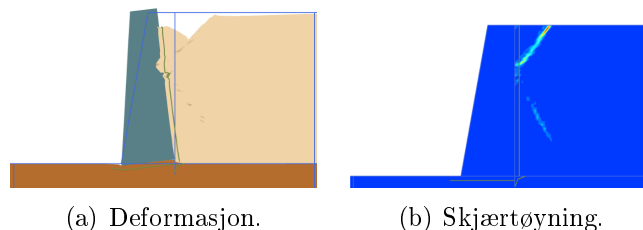


Figur 8.2: Totalkraft mot høyde.

Det er ikke oppnådd resultater ved P-S analyse for Tilfellene 5 og 6 (7 m) siden det oppstår brudd i bakfyllingen, se Figur 8.3. Dette kommer også frem ved å studere verdiene fra P-S analyse for Tilfelle 5. Totalkraften øker ikke med økende eksitasjon. Det viser seg at M-O metode er mer sensitiv til antatt friksjonsvinkel, enn TH og P-S analyse. M-O og P-S analyse baserer seg på lik  $k_h$ , men ved P-S analyse oppstår det lavere krefter enn M-O metode. P-S analyse er utført ved hjelp av PLAXIS, mens M-O metode er utført manuelt. Det vil si at initialtilstanden ikke er den samme og det blir vanskelig å

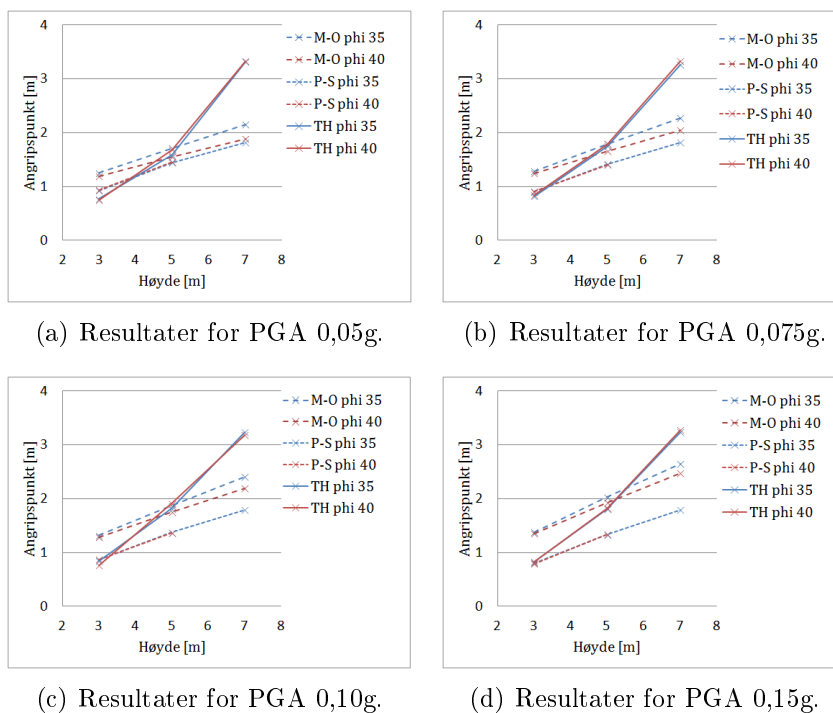
## 8.1. RESULTATER

sammenligne metodene. P-S og TH analysene er derfor mer sammenlignbare enn M-O metode, selv om disse resultatene avviker mer enn M-O metode.



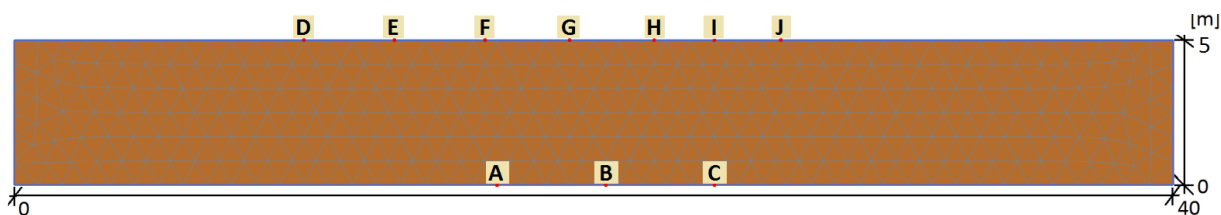
Figur 8.3: Kollaps for P-S analyse ved 7 m.

Figur 8.4 viser sammenhengen mellom angripspunktet og variasjon av høyden for TH, M-O og P-S analyse ved hvert av PGA nivåene. Stigningstallet i forhold til økning av høyde sammenfaller godt i alle metodene, mens stigningstallet i forhold til økende eksitasjon avviker i større grad. I motsetning til totalkraften, stiger angripspunktet lineært med høyden i M-O og P-S analyse og øker raskere med høyde enn TH analysene. Det kommer frem at M-O og P-S analyse stiger med likt stigningstall i forhold til økning av høyde, men avviker fra hverandre med økende eksitasjon. I tillegg viser det seg at M-O metode får konstant høyere angripspunkt enn ved P-S analyse. Ved TH analyse avviker angripspunktet mer for 3 og 7 m, enn for 5 m i forhold til M-O metode.



Figur 8.4: Angripspunkt mot vegghøyde.

Utfordring med å være helt konsekvent ved sammenligning av P-S metoder med TH analyse er at analysene er avhengig av hverandre. Om det skal benyttes riktig forsterkningsfaktor ( $S$ ) i forhold til den numeriske modellen, må det først utføres en TH analyse for å finne riktig verdi. Som beskrevet i Kapittel 2.5 om skjærmodul, er dette en iterasjonsprosess siden  $S$  er avhengig av skjærbølgehastingen, som igjen er avhengig av skjærmodulen. I Kapittel 7 ble det funnet en forsterkningsfaktor på 7, for å kontrollere at denne høye verdien ikke kun er lokal er det gjort et studiet hvor forsterkningsfaktoren er studert i et lag med 5 m leire. Det er da valgt å finne middelveiden i flere punkt i toppen og i bunnen.



Figur 8.5: Totalkraft ved høy og lav eksitasjon.

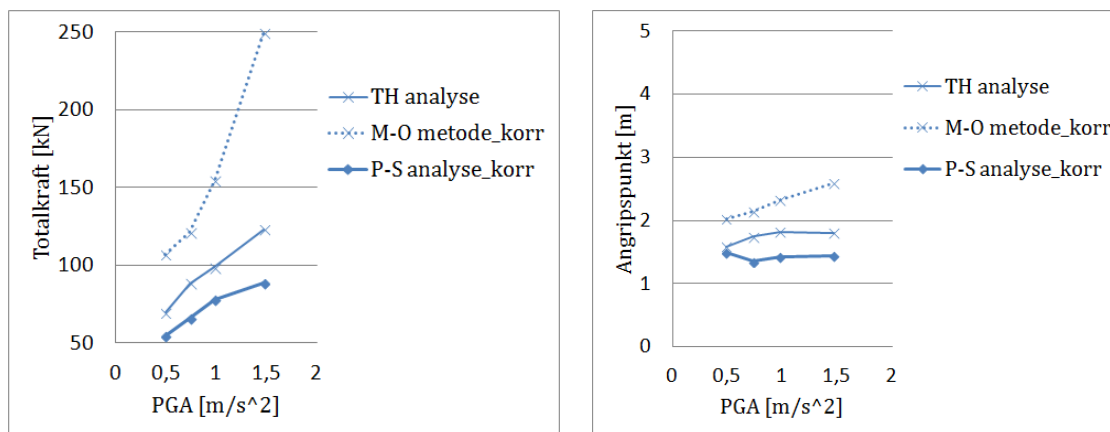
Forsterkningsfaktoren er avhengig av eksitasjon og skjærmodul, derfor er det forskjellig faktor for analysene ved økende eksitasjon. Resultatene er gitt i Tabell 8.2.

Tabell 8.2: Resultater fra analyse om forsterkningsfaktor.

PGA	S (EQ1)	S (EQ2)	S (EQ3)	$S_{\text{middel}}$
0,05g	2,7	5,8	7,1	5,2
0,075g	3,6	4,5	5,2	4,4
0,10g	4,3	3,7	5,5	4,5
0,15g	4,0	3,4	5,0	4,1

Det viser seg at  $S$  er mer sensitiv ved lave eksitasjoner, da varierer  $S$  fra 2,7-7,1 for de ulike jordskjelvene. Lavere skjærmodul viser seg å gi redusert  $S_{\text{middel}}$ , det er derfor gjort en ny analyse hvor  $S$  er korrigert i M-O og P-S analyse. Figur 8.6 viser totalkraft og angripspunkt plottet mot økende PGA nivå og sammenligner TH analysen med korrigert M-O og P-S metode. Korrigert P-S analyse treffer TH analysen bedre enn tidligere, mens M-O metode sammenfaller dårligere. Endring/økning av  $S$  gjør at M-O metode stiger med et større stigningstall i forhold til eksitasjonen og er i stor grad overkonservativ, både i forhold til totalkraft og angripspunkt. Som beskrevet tidligere er dette en iterasjonsprosess, hvis skjærmodulen reduseres ytterligere må det vurderes en ny  $S$ . Det er gjort en analyse for å studere om M-O og P-S analyse sammenfaller bedre om skjærmodulen reduseres ytterligere, men da reduseres totalkraften i alle analysene og ingen av de sammenfaller bedre. M-O metode vil fremdeles være i stor grad større for både totalkraft og angripspunkt, enn TH og P-S analyse.

## 8.1. RESULTATER

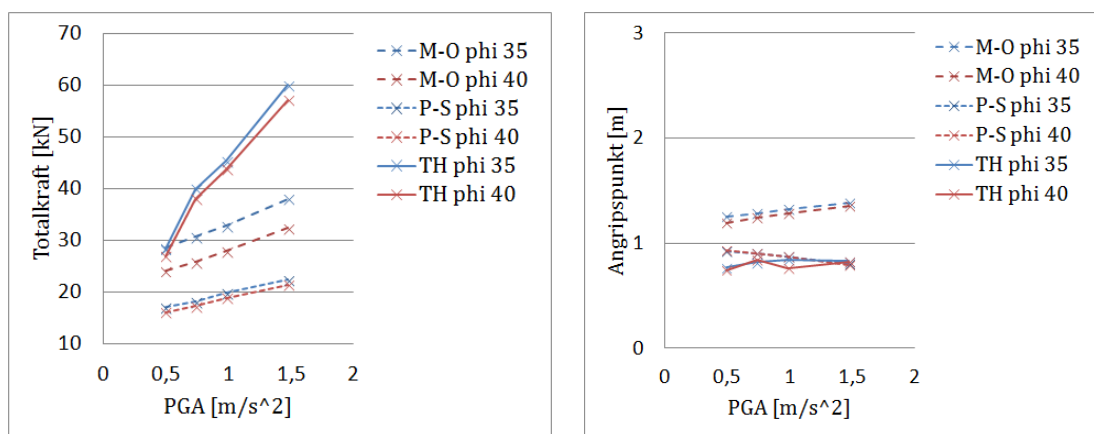


(a) Totalkraft mot PGA.

(b) Angripspunkt mot PGA.

Figur 8.6: Resultater fra Tilfelle 1 (5 m og  $\phi = 35^\circ$ ).

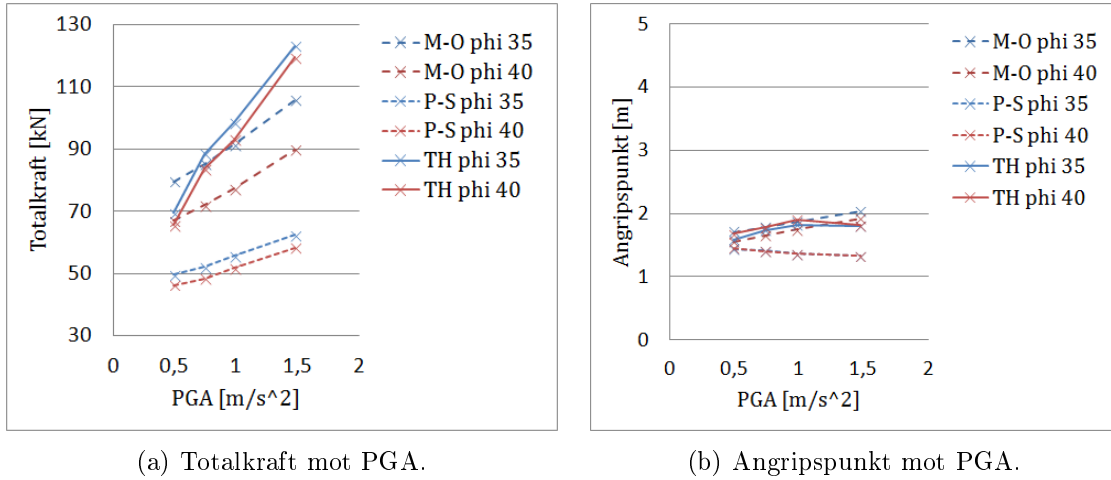
For å studere hvordan totalkraft og angripspunkt varierer med økende ekitasjon er resultatene med  $S=1,7$  plottet i tre nye figurer. Figur 8.7, 8.8 og 8.9 viser totalkraft som funksjon av PGA for høydene 3, 5 og 7 m. I disse figurene kommer det tydelig frem hva som skjer ved økende eksitasjon, det viser seg at angripspunktet ved P-S analyse reduseres ved økende eksitasjon. Det kommer også frem at M-O metode samsvarer bedre med TH analysen for høyde 5 m enn for 3 og 7 m. Friksjonsvinkelen har mer å si for M-O metode enn for TH og P-S analyse, det viser seg at resultatene fra  $\phi 35$  sammenfaller bedre enn  $\phi 40$  ved M-O metode.



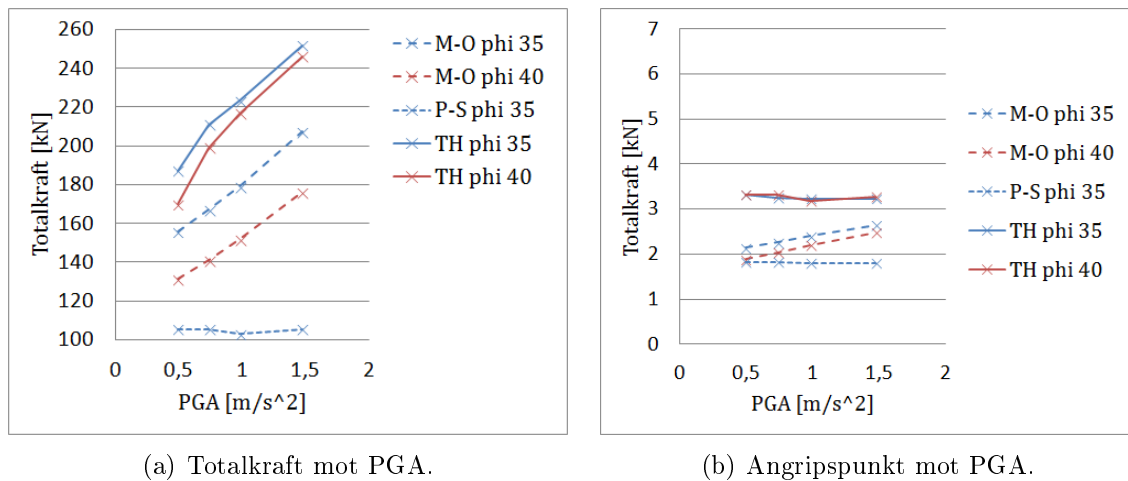
(a) Totalkraft mot PGA.

(b) Angripspunkt mot PGA.

Figur 8.7: Resultater for 3 m.



Figur 8.8: Resultater for 5 m.



Figur 8.9: Resultater for 7 m.

## 8.2 Diskusjon

Det viser seg at M-O metode ble dårligere når det ble tatt hensyn til riktig forsterkningsfaktor, mens P-S analyse ble noe bedre. Det kommer frem at M-O metode samsvarer i stor grad for høyde 5m, både for totalkraft og angripspunkt. Det at Tilfellet 1 i Kapittel 6 om mekanismen ikke sammenfaller tilsvarende i parameterstudiet, kommer av at resultatene baserer seg på ett jordskjelv. Det viser seg at utfallet er i noe grad avhengig av type jordskjelv, det er derfor viktig å basere resultatene på større variasjon. M-O metode avviker i stor grad fra TH analysen ved alle PGA nivåer for høyde 7 m, det vil si at M-O metode bør ikke benyttes for ekstremtilfeller på 7m. Det viser seg også at

M-O metode avviker i større og større grad ved økende eksitasjon med høyde 3 m. Det at M-O metode traff i noe grad i de tidligere analysene må ses som tilfeldighet.

I Tidligere studier er det kommet frem til ulike konklusjoner angående M-O metode, mye tyder på tilfeldigheter. Hovedproblemet med M-O metode er at den ikke er tar hensyn til initialtilstanden, den baserer seg kun på aktivt/passivt jordtrykk. Det eneste som er avhengig av initialtilstanden i M-O metode, er angripspunktet. I TH analysen er det dynamiske bidraget større i tilfeller hvor konstruksjonen står nærmere hviletilstand, enn ved aktiv. Det at M-O metode ikke får med denne effekten er en ulempe. Det viser seg også at M-O metode er mer sensitiv til friksjonsvinkelen enn TH og P-S analyse, resultater fra  $\phi$  40 avviker mer enn  $\phi$  35. Dette kommer av at jordtrykkoeffisienten ( $K_A$ ) i M-O metode minker fra 0,35 ( $\phi$  35) til 0,29 ( $\phi$  40), derfor blir totalkraften en del lavere ved  $\phi$  40. Det vil si at antatt  $K_A$  ikke er representativ, det viser igjen at tilfeldighetene har mye å si i M-O metode. Det viser seg at det ikke hjelper å endre forsterkningsfaktoren for å få M-O metode til å sammenfalle bedre med TH analysen. M-O metode er for sensitiv til forsterkningsfaktoren og kreftene stiger ikke med tilsvarende forholdet i TH og P-S analyse.

P-S analyse er i utgangspunktet en bedre sammenligning med TH analyse enn M-O metode, fordi både TH og P-S analyse utføres på samme modell og samme utgangspunkt. Etter å korrigere for forsterkningsfaktoren er P-S analyse noe bedre enn M-O metode. P-S analyse med og uten korrigerende av forsterkningsfaktoren er ukonservativ. Det er viktig at de forenklete metodene som benyttes, ikke er avhengig av en TH analyse for å være representativ.



## Del III

# Oppsummering av resultater



# 9 Oppsummering av resultater og konklusjon

## 9.1 Oppsummering av resultater

I Kapittel 5 om ristebordforsøket er det utviklet en numerisk modell i PLAXIS som representere et ristebordforsøk utført på laboratoriet i Bristol. Resultatene fra den numeriske modellen i PLAXIS viser at målt moment og forskyvning ikke sammenfaller med ristebordforsøket. Momentet avviker med ca. 5 Nm, mens forskyvningen avviker med 0,5 mm i topp og bunn. Når momentet sammenfaller i stor grad, oppstår det enten for lite forskyvning eller for stor rotasjon i forhold til forsøksresultatene. Manglende informasjon gjør det vanskelig å treffe forsøksresultatene og små endringer i ruhet, skjærmodul og friksjonsvinkel gir store variasjoner i resultatene. Det er derfor viktig å vite riktige materialparametre for å verifisere modellen, det kan utføres ytterligere forsøk for optimaliser den numeriske modellen.

I Kapittel 6 er det utarbeidet en ny numerisk modell i PLAXIS som representerer en støttemur i fullskala, altså 5 m høy og 2,5 m bred. I Kapittel 7 er det utført TH analyse tilsvarende jordskjelv med dimensjonerende grunnakselerasjon på 0,05g som er sammenlignet med M-O metode. For å studere effekten av initialtilstanden er det valgt å studere forskjellige tilfeller. Støttemur i Tilfelle 1 står på en stiv og sterk leire ( $G=70$  MPa og  $\bar{s}u=70$  kPa), Tilfelle 2 med redusert stivhet og sterk leire ( $G=35$  MPa og  $\bar{s}u=70$  kPa) og Tilfelle 3 med stiv leire og redusert styrke i leiren ( $G=70$  MPa og  $\bar{s}u=35$  kPa). Resultatene er sammenlignet med manuelle beregninger for aktivt jordtrykk og ved M-O metode. De viktigste resultatene fra dette kapittelet er oppsummert i Tabell 9.1.

Tabell 9.1: Oppsummering av angripspunkt og totalkraft.

	M-O metode	Tilfelle 1	Tilfelle 2	Tilfelle 3	Vektløs
Angripspunkt [m]	2,2	1,53	1,56	1,59	1,8
Totalkraft [kN]	80	75	66	69	94

## 9.1. OPPSUMMERING AV RESULTATER

Tabell 9.2: Oversikt over tilfellene fra parameterstudiet.

Tilfelle	1	2	3	4	5	6
$\phi$ [°]	35	40	35	40	35	40
høyde [m]	3	3	5	5	7	7

I Kapittel 8 om parameterstudiet er det benyttet Tilfelle 1 fra Kapittel 6 som utgangspunkt. Det er utført P-S og TH analyse som er sammenlignet med M-O metode. Det studeres seks tilfeller: to forskjellige friksjonsvinkeler til tre forskjellige høyder, se Tabell 9.2 for oversikt over tilfellene. Resultatene fra analysene er gitt i Tabell 9.3.

Tabell 9.3: Oversikt over resultater fra parameterstudiet.

Tilfelle	ag	M-O metode		P-S analyse		TH analyse	
		F [kN]	h [m]	F [kN]	h [m]	F [kN]	h [m]
1	0,05g	28,7	1,3	17,1	0,9	28,4	0,8
	0,075g	30,7	1,3	18,2	0,9	40,0	0,8
	0,10g	32,9	1,3	19,9	0,9	45,3	0,8
	0,15g	38,1	1,4	22,4	0,8	60,0	0,8
2	0,05g	24,1	1,2	16,1	0,9	26,9	0,7
	0,075g	25,9	1,2	17,2	0,9	38,0	0,8
	0,10g	27,9	1,3	18,9	0,9	43,8	0,8
	0,15g	32,4	1,4	21,4	0,8	57,1	0,8
3	0,05g	79,6	1,7	49,6	1,4	69,5	1,6
	0,075g	85,2	1,8	52,1	1,4	88,4	1,7
	0,10g	91,4	1,9	55,6	1,4	98,5	1,8
	0,15g	105,7	2,0	58,2	1,3	123,2	1,8
4	0,05g	67,1	1,6	46,2	1,5	65,5	1,7
	0,075g	72,0	1,7	48,2	1,4	83,6	1,8
	0,10g	77,4	1,8	51,8	1,4	93,1	1,9
	0,15g	89,9	1,9	58,2	1,3	119,4	1,8
5	0,05g	156,0	2,2	105,6	1,6	187,1	3,3
	0,075g	167,1	2,3	105,6	1,7	211,0	3,3
	0,10g	179,1	2,4	103,1	1,8	223,3	3,2
	0,15g	207,2	2,7	105,5	1,8	251,8	3,2
6	0,05g	131,4	1,9	-	-	170,0	3,3
	0,075g	141,1	2,0	-	-	199,2	3,3
	0,10g	151,8	2,2	-	-	216,8	3,2
	0,15g	176,2	2,5	-	-	246,2	3,3

## 9.2 Konklusjon

Konklusjonen i denne masteroppgaven er at materialet konstruksjonen står på har noe å si for hvor store krefter og forskyvninger som oppstår. For konstruksjoner som står med tilnærmet hviletrykk og ikke kan forskyve seg i forhold til underlaget vil få større dynamiske krefter, enn for konstruksjoner hvor det tillates en større forskyving. I denne oppgaven er det fokusert på totalkraft og dens angripspunkt. Det viser seg etter sammenligning av forenklete metoder med TH analyse at M-O metode ikke er konsekvent med å være konservativ eller ikke, mens P-S analyse er konsekvent ukonservativ.

Det er en ulempe at størrelsen på totalkraften er uavhengig av initialtilstanden ved M-O metode og at det kun er angripspunktet som påvirkes av dette. Desto større statisk bidrag, desto mindre blir det dynamiske bidraget med M-O metode. M-O metode viser seg å være mer sensitiv for valg av friksjonsvinkel, enn P-S og TH analysene. Det viser seg også at M-O og P-S metoder er sensitive for valg av forsterkningsfaktor. Det viser seg at P-S metode vil være en god metode dersom man vet forsterkningsfaktoren, men uten representerende forsterkningsfaktor vil P-S metode være for ukonservativ i forhold til TH analysen og derfor upraktisk å bruke ved dimensjonering.

Konklusjonen er at hverken M-O eller P-S metoder er å foretrekke fremfor TH analyse. Det er av interesse å etablere bedre metoder, som tar hensyn til flere parametre enn akselerasjon og jordens friksjonsvinkel. Et annet problem er at metodene ikke skal være avhengig av en TH analyse for å få gode verdier.

## 9.3 Videre arbeid

Forslag til videre arbeid er å gjøre flere parameterstudier og forstå bedre effekt av de enkelte parametrene. Deretter modifisere forenklete metoder som tar hensyn til initialtilstanden. Det er kanskje mulig å finne et forhold med økning av dynamisk bidrag, i forhold til økning av eksitasjon. En annen tanke er å studere avviket mellom P-S metode og TH analysen for å finne en sammenheng. Det kan være en tanke å etablere en metode for å estimere et mer reelt dynamisk bidrag.



# Bibliografi

- Aarhaug, O. R. (1984), *Geoteknikk og fundamentering 2, kap 5*, NKI-forlaget.
- Al Atik, L. & Sitar, N. (2010), ‘Seismic earth pressures on cantilever retaining structures’, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* **136**(10), 1324–1333.
- Azad, A., Yasrobi, S. & Pak, A. (2008), ‘Seismic active pressure distribution history behind rigid retaining walls’, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **28**(5), 365–375.
- Bhavikatti, S. (2007), *Finite element analysis*, New Age International.
- Brinkgreve, R., Swolfs, W. & Engin, E. (2011), *Plaxis brukermanual*.
- Cai, Z. & Bathurst, R. (1997), ‘Seismic-induced permanent displacement of geosynthetic-reinforced segmental retaining walls’, *Canadian geotechnical journal* **33**(6), 937–955.
- Chopra, A. (2001), *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*, Vol. 2, Prentice Hall Saddle River, NY NY.
- Clough, R. W. & Penzien, J. (1993), *Dynamics of Structures, second edition*, McGraw-Hill, Inc.
- Cook, R. D., Malkus, D. S., Plesha, M. & Witt, R. J. (2001), *Concepts and applications of finite element analysis*, WILEY.
- Gazetas, G., Psarropoulos, P., Anastasopoulos, I. & Gerolymos, N. (2004), ‘Seismic behaviour of flexible retaining systems subjected to short-duration moderately strong excitation’, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **24**(7), 537–550.
- Green, R., Olgun, C., Ebeling, R. & Cameron, W. (2003), Seismically induced lateral earth pressures on a cantilever retaining wall, *in* ‘Advancing Mitigation Technologies and Disaster Response for Lifeline Systems’, ASCE, pp. 946–955.
- Kramer, S. (1996), *Geotechnical earthquake engineering*, Vol. 1.
- Lambe, T. & Whitman, R. (1969), *Soil mechanics*, John Wiley, New York.
- Li, X., Wu, Y. & He, S. (2010), ‘Seismic stability analysis of gravity retaining walls’, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **30**(10), 875–878.

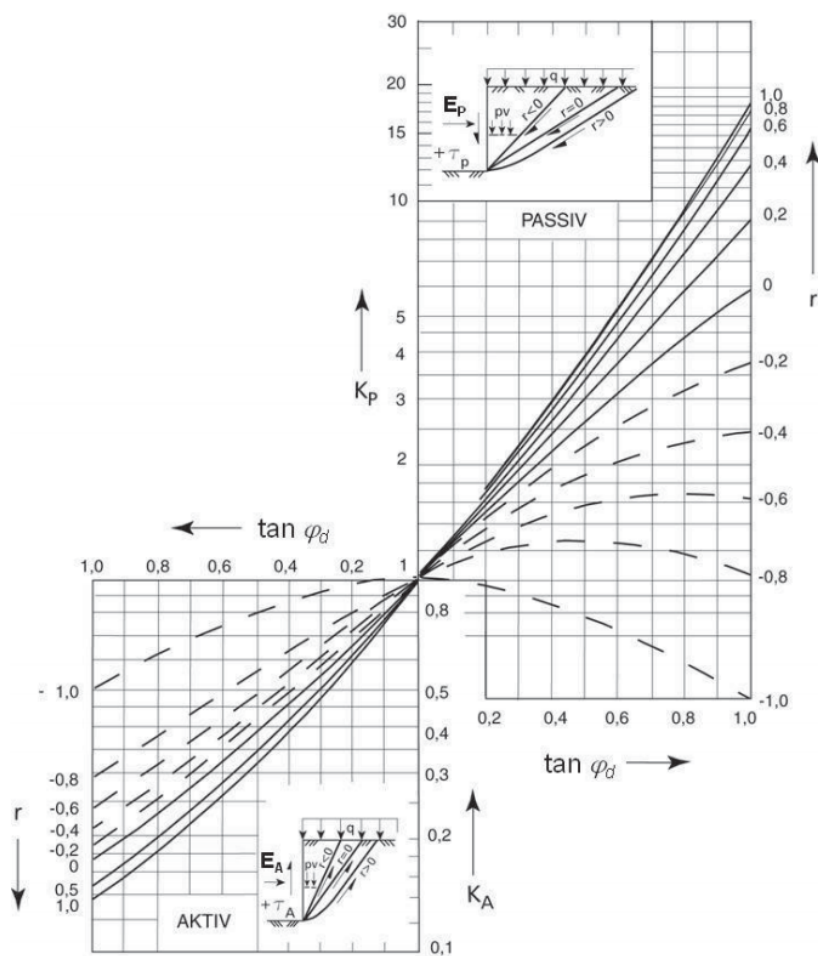
- Melo, C. & Sharma, S. (2004), Seismic coefficients for pseudostatic slope analysis, *in* '13 WCEE: 13 th World Conference on Earthquake Engineering Conference Proceedings'.
- Nair, D., Valdivieso, J. & Johnson, C. (1980), Comparison of spectrum and time history techniques in seismic design of platforms, *in* 'Offshore Technology Conference'.
- Newcomb, D., Birgisson, B., Program, N. C. H. R. & (U.S.), N. R. C. (1999), *Measuring in Situ Mechanical Properties of Pavement Subgrade Soils*, National Academy Press.
- Nordal, S. (2012), *Geotechnical engineering advanced course*, NTNU.
- Ostadan, F. (2005), 'Seismic soil pressure for building walls: An updated approach', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **25**(7), 785–793.
- Penna, A. (2012), Dyncrew project (ta-1) meeting, data analysis results, Personlig kommunikasjon.
- Psarropoulos, P., Klonaris, G. & Gazetas, G. (2005), 'Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **25**(7), 795–809.
- Sadrekarimi, A. (2010), 'Pseudo-static lateral earth pressures on broken-back retaining walls', *Canadian Geotechnical Journal* **47**(11), 1247–1258.
- Schofield, A. N. & Wroth, P. (1968), 'Critical state soil mechanics'.
- Scotto di Santolo, A., Penna, A. & Evangelista, A. (2012), 'Experimental investigation of dynamic behaviour of cantilever retaining walls', *15 WCEE* .
- Statens vegvesen, V. (n.d.), 'Handbok 016 - geoteknikk i vegbygging, kapittel 5 jordtrykk'.
- Witasse, R. (2012), Workshop on the use of plaxis 2d for earthquake geotechnical analysis.
- Yu, M.-h. (2002), 'Advances in strength theories for materials under complex stress state in the 20th century', *Applied Mechanics Reviews* **55**, 169.



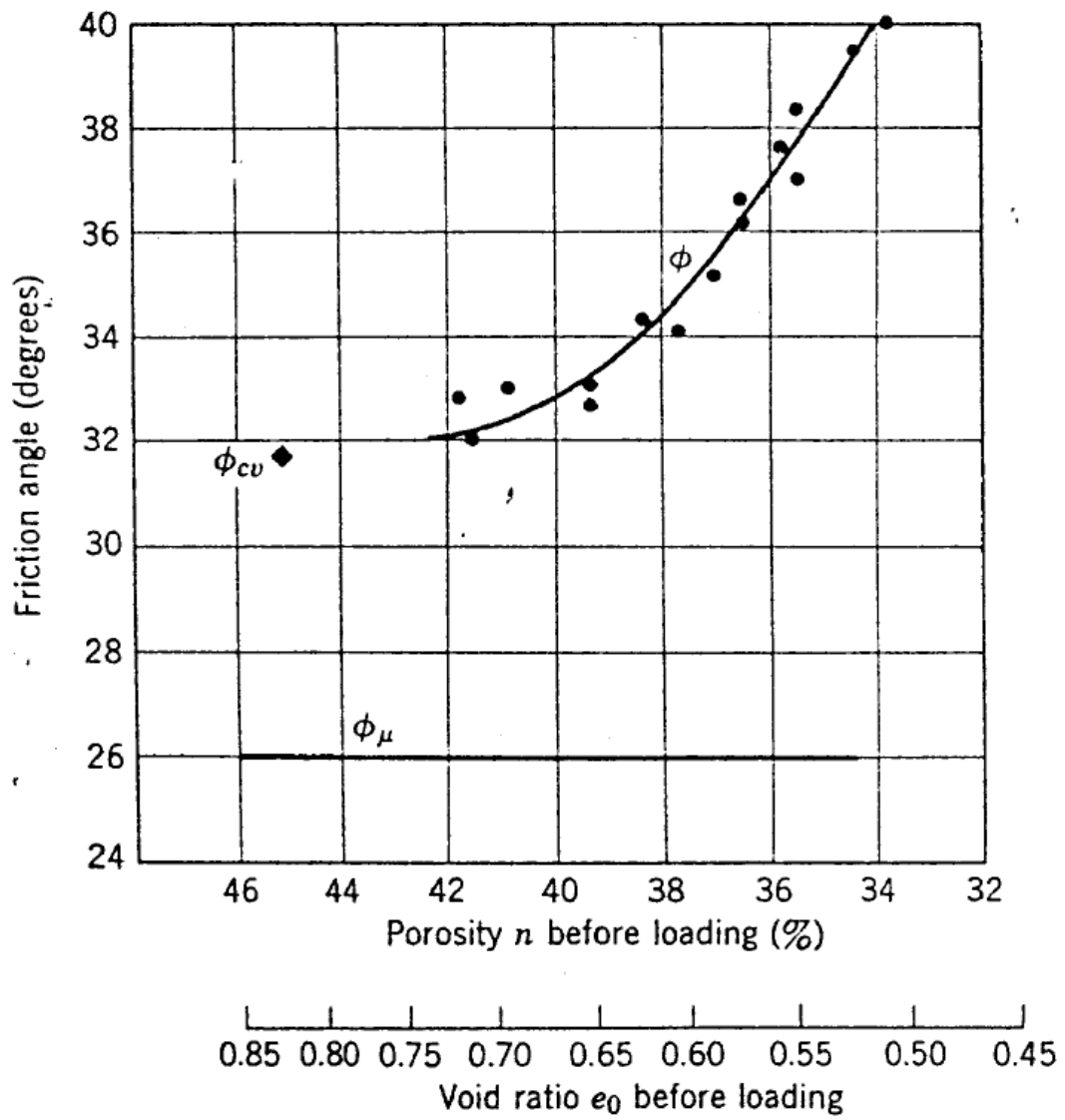
# Vedlegg



# A Parametre



Figur A.1: Effektivspenningsanalyse - jordtrykkskoeffisienter ved horisontalt terreng (Statens vegvesen n.d.).



Figur A.2: Friksjonsvinkel mot porettall før pålastning for medium fin sand (Lambe & Whitman 1969).

Tabell A.1: Grunntype (Tabell NA.3.1 i EC 8-1)

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (slag/30cm)	$c_u$ (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	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 <sub>1</sub>	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 <sub>2</sub>	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 <sub>1</sub> .			

Tabell A.2: Verdier for forsterkningsfaktor S (Tabell NA.3.3 i EC 8-1)

Grunntype	S
A	1,0
B	1,25
C	1,4
D	1,6
E	1,7

Tabell A.3: Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse (Tabell NA.4(902) i EC 8-1)

Byggverk	I	II	III	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				X <sup>1)</sup>
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende			(X)	X
Høye bygninger, mer enn 15 etasjer		(X)	X	
Jernbanebruer <sup>2)</sup>			X	(X)
Veg- og gangbruer <sup>2)</sup>		(X)	X	(X)
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler osv.)		(X)	X	
Kaier og havneanlegg		X	(X)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer	(X)	X	(X)	
Industrianlegg		X	(X)	
Skoler og institusjonsbygg		(X)	X	
Kontorer, forretningsbygg og boligbygg		X	(X)	
Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, mindre lagerhus osv.	X	(X)		
Landbruksbygg	(X)			
Fiskerihavner	(X)			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	(X)			
<sup>1)</sup> For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer og marine konstruksjoner bør jordskjelvriskoen vurderes spesielt, eventuelt basert på en risikoanalyse. Lagertanker for flytende gass og store hydrokarbonførende rørledninger over land er behandlet i NA til NS-EN 1998-4.				
<sup>2)</sup> Se veiledende tabell for valg av seismisk klasse for bruer i NA til NS-EN 1998-2.				

Tabell A.4: Verdier for seismisk faktor  $\gamma_l$  (Tabell NA.4(901) i EC 8-1)

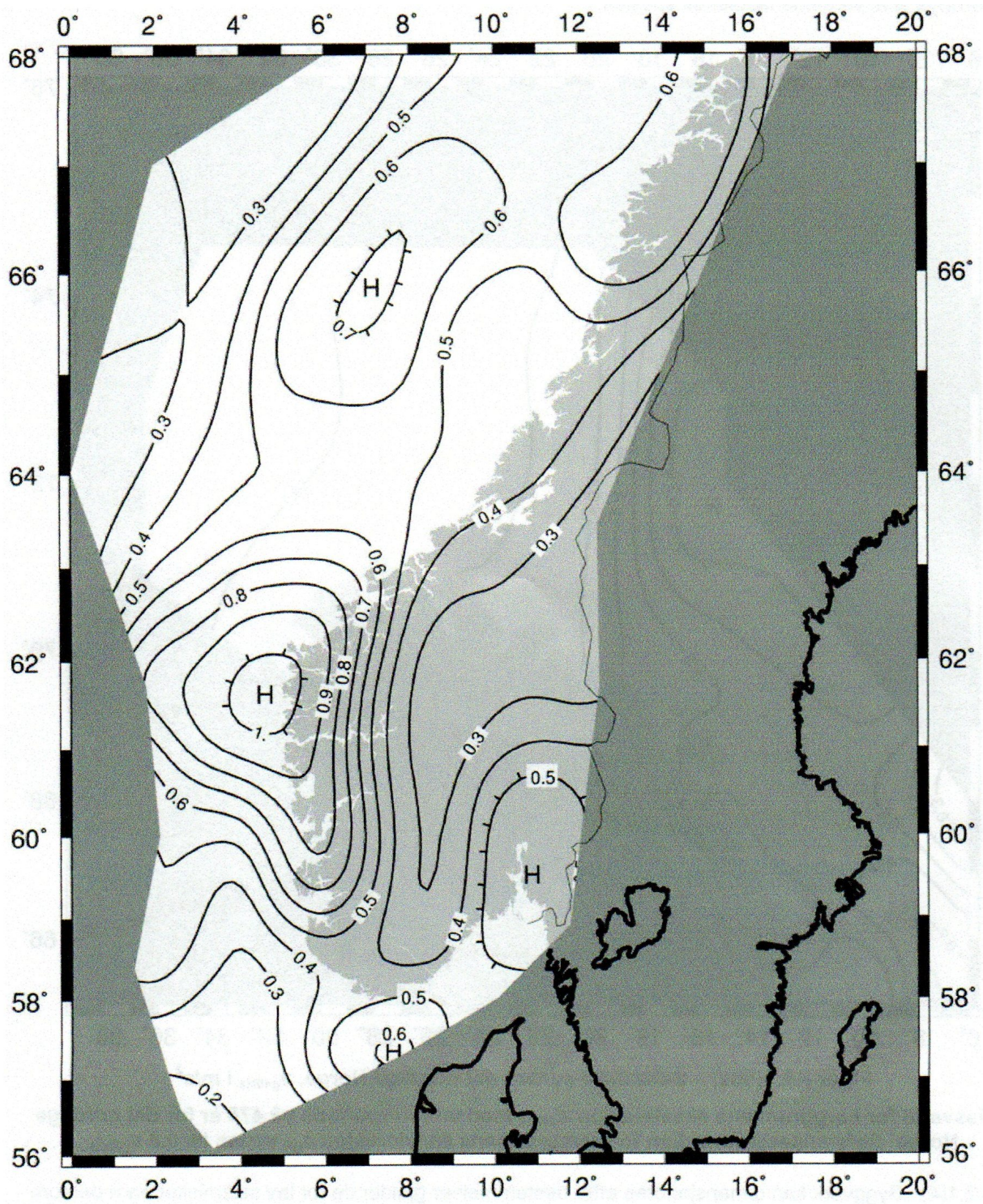
Seismisk klasse	$\gamma_l$
I	0,7
II	1,0
III	1,4
IV	2,0



## B Seismiske soner (EC 8-1 NA.3.2.1)









# C Dimensjonering av støttekonstruksjon

## Geometri

### Parametre

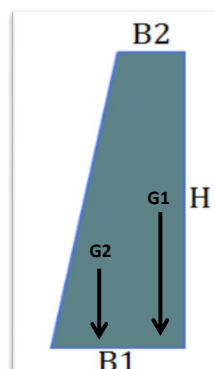
H	5	m
B1	2,5	m
B2	1,25	m
Areal vegg	9,375	m <sup>2</sup>
Tyngde vegg	187,5	kN/m
Y <sub>vegg</sub>	20	kN/m <sup>3</sup>
Y <sub>leire</sub>	20	kN/m <sup>3</sup>
Y <sub>sand</sub>	18	kN/m <sup>3</sup>
Rho <sub>leire</sub>	2038,74	kg/m <sup>3</sup>

### Kraft

G1	125	kN
G2	62,5	kN
G <sub>tot</sub>	187,5	kN

### Arm fra midten

	-0,625	m
	0,42	m



## Jordtrykk

### Parametre

$\varphi'$	35	0,61086524 [rad]
$\varphi'd$	0,511	29,3 [grader]
a	7	kPa
$\tan\varphi'd$	0,56	
Y $\varphi'$	1,25	
k	0,5	
$\delta'd$	14,6	0,25530735 [rad]
$\tan\delta$	0,3	
$\delta$	0,3	18,1 [grader]
r <sub>v</sub>	0,58	
K <sub>A</sub>	0,28	

PGA 0,05g                      0,05

Korrigert høyde:	4,0	m
P <sub>A</sub> :	40,3	kN
F <sub>v</sub> :	23,8	kN
Høyde	1,33	m
M-O	79,61	kN
Høyde	1,71	m

Dybde	$\sigma'_v$	p' <sub>A</sub>	$\tau_A$
0	0	-5,0	0,6
5	90	20,2	8,9

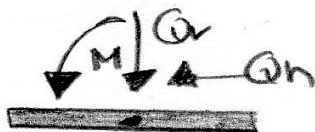
## Likevekt

### Krefter

G1	125	kN
G2	62,5	kN
Gsåle	0	kN
Gjord	0	kN
T <sub>a</sub>	23,8	kN
E <sub>A</sub>	79,6	kN

### Momentlikevekt

Krefter	Q <sub>v</sub>	Q <sub>h</sub>	M
G1	125,0	0,0	-78,1
G2	62,5	0,0	26,0
Gsåle	0,0	0,0	0,0
Gjord	0,0	0,0	0,0
T <sub>a</sub>	23,8	0,0	-29,7
E <sub>A</sub>		79,6	135,8
Sum	211,3	79,6	54,0



## Bæreevne

### Parametre

c <sub>u</sub> (middel)	75	kPa
Y <sub>cu</sub>	1,4	
τ <sub>d</sub>	53,6	kPa
Q <sub>v</sub>	211,3	kN
Q <sub>h</sub>	79,6	kN
ΔB	0,256	
B <sub>0</sub>	1,99	
r <sub>b</sub>	0,75	
f <sub>ω</sub>	0,45	
ω	0,42	
N <sub>c</sub>	3,96	

Støttmuren er langstrakt B/L=0

Ok kapasitet?	ja
r <sub>b</sub>	ok

Partialfaktor, Y<sub>M</sub>                      1,4

Aksjon		Reaksjon		
q <sub>v</sub>	106,2	τ <sub>c</sub>	53,6	kPa
t <sub>h</sub>	40,0	σ' <sub>v</sub>	212,3	kPa

## Mononobe-Okabe metode

1) Identifiser grunntype , gitt i EC 8-1 Tabell NA.3.1	E
2) Identifiser seismisk klasse, gitt i EC 8-1 Tabell NA.4(902)	2
3) Finn spissverdi for berggrunnen, $a_{g40Hz}$ , gitt i EC 8-1 NA.3.2.1	0,61
4) Faktor $r$ , for horisontal seismisk koeffisient, gitt i EC 8-5 Tabell 7.1	1,5
5) Verdier av parametre som beskriver det elastiske responspekteret, $a_{vg}/a_g$ , i hht EC 8-1/NA:2008, Tabell NA.3.4	0,6

Inndata	
H [m]	5
H' [m]	0
$\gamma$ [kPa]	18
$\psi$ [°]	90
$\beta$ [°]	0
$\phi'$ [°]	35
$\delta$ [°]	18,5
$K_v$ fortegn*	+
$E_{ws}$ [kN]	0
$\gamma_d$ [kPa]	18
$P_A$	40,3
$P_P$	
Hkorr	1,33

*[radianer]*  
 $1,57$   
 $0,00$   
 $0,61$   
 $0,32$

Utdata	
$a_{gR}$	0,491
$a_g$	0,491
$\alpha$	0,050
$k_h$	0,057
$k_v^*$	0,019
$\gamma_i$	1,000
S	1,7
$\gamma_{\phi'}$	1,25
$\phi_{d'}$	0,51
$\delta_d$	0,26
$\Delta P_{AE}$	39,29
$\Delta P_{PE}$	
$P_{AE}$	79,61
$P_{PE}$	
h	1,71

*[radianer]*  
 $29,3$   
 $15,0$

\* Prøv med minus, i hht EC 8-5 7.3.2.2

### E.5 Water table below retaining wall

$\gamma^* = \gamma$	18	K (aktiv)	0,347
$\theta$	0,058		
$E_{wd}$	0		
Aktiv		$E_d$ (Aktiv) [kN]	79,61
K ( $\beta \leq \phi_{d'} - \theta$ )	0,347		
K ( $\beta > \phi_{d'} - \theta$ )	0,764		