

Forord

Masteroppgaven er utarbeidet ved Institutt for bygg- og miljøteknikk under Fakultet for ingeniørvitenskap ved NTNU. Oppgaven er skrevet under veiledning av Gudmund Reidar Eiksund i løpet av våren 2023.

I oppgaven er det studert forskjellige metoder til seismisk design generelt og disse som kan brukes for støttekonstruksjoner. Den ene delen av oppgaven handler om verifisering av spuntveggs prototype i sand og leire ved hjelp av elementmetodeprogram PLAXIS. Den andre delen handler om analyse av spuntveggsoppførsel under jordskjelv. Samt er det undersøkt å studere resultatene av tidshistorieanalyse og responsen til spuntvegg, og disse er sammenlignet med resultatene fra kvasi-statiske og pseudo-statiske metoder.

Jeg vil gjerne takke Gudmund Reidar Eiksund ved NTNU for en god veiledning, både nyttige og omfattende anbefalinger angående litteratur-studie, innhold, verifisering og for all hans hjelp da han svarte på spørsmålene mine. Jeg vil også takke Amir M. Kaynia ved NTNU/Norconsult for inspirasjon til temaet for masteroppgave og hans hjelpsomme råd. For hjelp med kodelesing og programmeringssaker generelt vil jeg takke Stephen Lindesay Chapman og Luis Jalabert.

Trondheim, juni 2023

Sammendrag

Jordskjelv er et svært komplisert naturfenomen som kan føre til konstruksjonskollaps og reduisering av stabilitet til støttekonstruksjoner. Pålitelig prosjektering med hensyn til dynamisk belastning kan minke fare for store skader og tap.

Denne oppgaven tar for seg et mål å gi en oversikt av eksisterende metoder til seismisk design med fokus på kvasi-statiske, pseudo-statiske, empiriske og numeriske metoder, som kan anvendes til prosjektering av spuntvegger av stål. Dessuten handler oppgaven om viktige begreper for dynamisk analyse, dynamiske jordparametere og presenterer grunnleggende geotekniske antagelser og teorier.

Deretter gis det en kort innledning til small-strain teori og dens anvendelse i beskrivelse av jordas oppførsel. Det skapes et grunnlag for videre fordypning i typer jordmodeller, som er tilgjengelige i PLAXIS 2D for å analysere konstruksjons oppførsel under forskjellige påvirkninger. Det diskuteres hvordan PLAXIS 2D kan brukes til å modellere seismisk påvirkning, vurdere stabilitet, deformasjoner og forskyvninger av støttevegger i forskjellige jordarter.

Videre går oppgaven til verifisering av en foreslått oppbygning av forankret spuntvegg. Etter nødvendige justeringer av systemgeometrien, bestemmelse om materialegenskaper til spuntvegg og anker, beregning av aktivt og passivt jordtrykk fortsetter oppgaven med praktisk anvendelse av PLAXIS 2D. Det beskrives to hovedmodeller med forskjellige grunnvannsnivåer og jordartsfordeling for å få en stor analysebase. Det gjennomføres tre forskjellige jordskjelvs simuleringer ved hjelp av PLAXIS 2D til hver modell for å få et bredt bilde av jord- og spuntveggs respons til påført dynamisk last.

Deretter analyseres resultater av håndberegninger som bygges på forenklete analytiske metoder og anbefalinger til prosjektering i Eurocode 8 (NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014). Det legges vekt på krefter og moment som spuntveggen bør være i stand til å holde, mulige forskyvninger, forskjell av disse og utbredelse av akselerasjon og deformasjoner ved tid.

Avslutningsvis oppsummerer oppgaven oppnådde resultater, vurderer mulige grunner til avvik, konkluderer om potensial av forenklete analytiske metoder til seismisk design av forankrete spuntvegger og gir noen anbefalinger til videre arbeid og forbedring.

Abstract

An earthquake is a complex natural phenomenon that can lead to the collapse of structures and the reduction of stability in support structures. Reliable design considering dynamic loading can reduce the risk of significant damage and loss of life.

This study aims to provide an overview of existing methods for seismic design, focusing on quasi-static, pseudo-static, empirical, and numerical methods, which can be applied to the design of steel sheet pile walls. Along the way, the study addresses important concepts for dynamic analysis, dynamic parameters of soil, and presents fundamental geotechnical assumptions and theories.

Next, a brief introduction to small-strain theory and its application in describing soil behavior is provided. This lays the foundation for further exploration of different types of soil models available in PLAXIS 2D to analyze the behavior of constructions under various influences. The study discusses how PLAXIS 2D can be used to model seismic impact, assess stability, deformations, and displacements of sheet pile walls in different soil types.

Furthermore, the study proceeds with the verification of a proposed construction of an anchored sheet pile wall. After necessary adjustments to the system's geometry, determination of material properties for the sheet pile and anchors, calculation of active and passive earth pressure, the study continues with the practical application of PLAXIS 2D. Two main models with different groundwater levels and soil distributions are described to provide a broad basis for analysis. Three different seismic simulations are conducted using PLAXIS 2D for each model to obtain a comprehensive understanding of the soil and sheet pile wall response to applied dynamic loads.

Subsequently, the study analyzes the results of manual calculations based on simplified analytical methods and recommendations for design in Eurocode 8 (NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014). Emphasis is placed on the forces and moments that the sheet pile wall should be able to withstand, potential displacements, differences between them, and the extent of acceleration and deformations over time.

In conclusion, the study summarizes the achieved results, discusses possible reasons for discrepancies, draws conclusions about the potential of simplified analytical methods for seismic design of anchored sheet pile walls, and provides recommendations for further work and improvement.

Innhold

1. STØTTEKONSTRUKSJONER	9
1.1. <i>Typer av støttekonstruksjoner</i>	9
1.2. <i>Feilmekanisme i støttekonstruksjoner</i>	11
2. DYNAMISK RESPONS OG VIBRASJONSANALYSE	15
2.1. <i>Bølgetyper</i>	16
2.2. <i>2.2. Egenskaper ved bølgeutbredelse</i>	19
2.3. <i>2.3. Bevegelseslikning</i>	21
2.4. <i>2.4. Fri vibrasjon</i>	23
2.5. <i>Demping</i>	25
3. DYNAMISKE JORDEGENSKAPER	27
3.1. <i>Small-Strain teori</i>	27
3.2. <i>Small-strain stivhet</i>	29
3.3. <i>Damping i jord</i>	32
4. METODER TIL SEISMISK PROSJEKTERING	34
4.1. ANALYTISKE METODER	36
4.2. MONONOBE-OKABE METODE	37
4.3. PSEUDO-STATISK METODE	40
4.4. SAMMENHENG MELLOM MONONOBE-OKABE METODE OG PSEUDO-STATISK METODE	43
4.5. SEISMISK KOEFFISIENTMETODE	43
4.6. NUMERISKE METODER	45
4.7. EMPIRISKE METODER	47
4.7.1. <i>Shaking tables test</i>	47
4.7.2. <i>Sentrifugemetode</i>	51
4.7.3. <i>Sammenligning av shaking table test og sentrifugemetode</i>	56
4.7.4. <i>Felt performance</i>	57
5. EUROCODE	58
5.1. EUROKODE 8	58
5.1.1. <i>Eurokode 8 Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.</i>	59
5.1.2. <i>Eurokode 8 Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold</i>	59
6. PLAXIS FOR SEISMISK DESIGN	61
6.1. HARDENING SOIL MODELL	61
6.2. THE HARDENING SOIL MODEL WITH SMALL-STRAIN STIFFNESS	65
6.3. DYNAMISK LAST	68
6.4. RANDBETINGELSER	70
6.1. OPPSUMMERING	73
7. ANALYSE OG RESULTATER	74
7.1. INNFØRING	74
7.1.1. <i>Beregning av aktivt og passivt jordtrykk</i>	79
7.1.2. <i>Beregning av dynamiske krefter</i>	81
7.1.3. <i>Beregning av forskyvninger</i>	87
7.2. RESULTATER	90
7.2.1. <i>Modell «Fill-sand»</i>	91
7.2.1.1. <i>Modell “Fill-sand” med GWL 14,5 m under overflate</i>	92
7.2.1.2. <i>Modell «Fill-sand» med GWL 8 m</i>	95
7.2.1.3. <i>Modell «Fill-sand» med GWL 6,8 m</i>	97
7.2.2. <i>Modell “Fill-clay-sand”</i>	99
7.2.2.1. <i>Modell “Fill-clay-sand” med GWL 14 m under overflate</i>	101

7.2.2.2. Modell "Fill-clay-sand" med GWL 7 m under overflate	102
7.1. 7.2.2.3. Modell "Fill-clay-sand" med GWL 5 m under overflate	103
BIBLIOGRAFI	114
8. VEDLEGG	118

FIGURER

FIGURE 1. TYPER AV STØTTEVEGGER	10
FIGURE 2. DIAPHRAGM WALL	11
FIGURE 3. SHEET PILE WALL	11
FIGURE 4. CRIB WALL	11
FIGURE 5 EKSEMPEL PÅ PASSIVT JORDTRYKK	12
FIGURE 6 EKSEMPEL PÅ AKTIVT JORDTRYKK	12
FIGURE 7 JORDTRYKK MOT STØTTEVEGG - KRAFT OG SPENNINGSKOMPONENTER	13
FIGURE 8 EKSEMPLER PÅ FEILMEKANISMER TIL STØTTEKONSTRUKSJONER	13
FIGURE 9. FORANKRET STØTTEVEGG MED VIRKENDE PASSIVT OG AKTIVT JORDTRYKK	14
FIGURE 10. ROTASJON OM TOPPEN (ANCHOR FESTNINGSNIVÅ)	15
FIGURE 11 PRIMÆRE BØLGER	16
FIGURE 12. S-BØLGER	17
FIGURE 13. LOVE-BØLGE MØNSTRE	18
FIGURE 14. RAYLEIGH BØLGE	19
FIGURE 15. VISUELL FORKLARELSEN AV FREKVENNS	20
FIGURE 16. VISUELL PRESENTASJON AV BØLGELENGDE	21
FIGURE 17. VISUELL FORKLARELSE AV BEGREPER REFLEKSJON OG REFRAKSJON	21
FIGURE 18. VISUELL PRESENTASJON TIL SYSTEM MED FORSKJELLIGE DEMPING	24
FIGURE 19. DEMPING EFFEKT PÅ FRI VIBRASJON	25
FIGURE 20. STRESS-DEFORMASJON FORHOLD	29
FIGURE 21. GRAFISK PRESENTASJON AV G_0 ELLER G_{max} PÅ STRESS-TØYNING GRAF	31
FIGURE 22. FORHOLDET MELLOM SKJÆRMODULUS OG SKJÆR STRAIN	31
FIGURE 23. DAMPING RATIO KURVER TIL FORSKJELLIGE JORDARTER	34
FIGURE 24. KURVER TIL DAMPING RATIO UTVIKLING FOR TO SANDTYPER	34
FIGURE 25. KREFTER SOM VIRKER PÅ STØTTEVEGG IFØLGE M-O METODE	38
FIGURE 26. JORDTRYKK PÅ FORANKRET STØTTEVEGG UNDER JORDSKJELV	40
FIGURE 27. AKTIVE KILE BAK STØTTEVEGG	42
FIGURE 28. NUMERISKE METODER	46
FIGURE 29 SETUP FOR MONONOBE TESTER	48
FIGURE 30 INSTALASJON AV SENSOR	49
FIGURE 31 UTSTYR FOR SHAKING TABLE TEST	49
FIGURE 32 OVERSIKT AV TEST MODELL	50
FIGURE 33 SKEMATISK OPPBYGGING AV GEOTEKNISK SENTRIFUGE	51
FIGURE 34 GEOTECHNICAL CENTRIFUGE AT THE UNIVERSITY OF CALIFORNIA, DAVIS, 9M-RADIUS (30 FT)	53
FIGURE 35 CENTRIFUGE MED 9M RADIUS (OPPGRADERT), CENTER FOR GEOTECHNICAL MODELING, UC DAVIS, CALIFORNIA	53
FIGURE 36 EN MODELL FOR CENTRIFUGE TESTEN MED TENKT Plassering AV SENSORER	54
FIGURE 37. STRESS-DEFORMASJON FORHOLD TIL STANDARD DRENERT TREAKSIALFORSØK	62
FIGURE 38. YIELD SURFACES TIL HS-MODELL	63
FIGURE 39. YIELD SURFACES TIL HS-MODELL	63
FIGURE 40. ELASTISK OMRÅDE	64
FIGURE 41. DILATANSOPPFØRSEL MED BESKRIVELSE AV PARAMETER	64
FIGURE 42. KARAKTERISTISK STIVHET VS. DEFORMASJON	65
FIGURE 43. RESULTATER FRA HARDIN-DRNEVICH FORHOLD SAMMENLIGNET MED TEST DATA AV SANTOS&CORREIA	66
FIGURE 44. HYSTERETIC OPPFØRSEL TIL ET MATERIAL	67
FIGURE 45. ILLUSTRASJON AV MASING'S REGEL OG SEKANT STIVHET TIL OPPRINNELIG LOADING OG UNLOADING/RELOADING	67
FIGURE 46. STIVHETS PARAMETERER TIL HS <small>SMALL</small> -MODELL I TREAKSIALFORSØK	67
FIGURE 47. STIVHETS PARAMETERER I STRESS-KONTROLLERT DRENERT SYKLISK SKJÆR-TEST	68
FIGURE 48. RAYLEIGH DEMPING KURV MED OVERLAPPENDE FOURIER AMPLITUDE SPEKTER	69
FIGURE 49. OVERSIKT AV BRUKTE PARAMETERNE I FORSKJELLIGE KODER	70
FIGURE 50. FREE-FIELD ELEMENTER	72
FIGURE 51. TIED DEGREES OF FREEDOM	73

FIGURE 52. TESTET MODELL	75
FIGURE 53. MODELLEN UTSIKT FRA TOPP OG SIDE	76
FIGURE 54. Plassering av måleutstyr	76
FIGURE 55. MOMENT/FORSKYVNING/FORDELING AV KREFTER TIL ANCHORED SHEET PILE QUAY WALL	78
FIGURE 56. MINIMUMSAVSTAND TIL ANCHOR	81
FIGURE 57. FORMELL TIL AKTIVT JORDTRYKK. (A) KREFTER SOM VIRKER PÅ STØTTEVEGG, (B) POLYGON TIL KREFTER I LIKEVEKT	82
FIGURE 58. VINKLER SOM BRUKES I FORMULA TIL BEREGNING AV JORDTRYKKS KOEFFISIENT	82
FIGURE 59. SPEKTER AV NORMALISERTE FORSKYVNINGER VED BRUK AV NEWMARKS GLIDEBLOKKMODELL OG ULIKE LIGNINGER	88
FIGURE 60. BEVELSETYPER TIL STIV STØTTEVEGG	89
FIGURE 61. STEPS TO ESTIMATE THE MAXIMUM ELASTIC SEISMIC DISPLACEMENT OF THE BASE RESTRAINED RETAINING WALL	90
FIGURE 62. BILDET TIL INITIALT FORHOLD	91
FIGURE 63. MODELL "FILL-SAND"	92
FIGURE 64. DEFORMASJONER I Y-RETNING FOR TILFELLET 0,455G	92
FIGURE 65. SKJÆRKRAFT FORDELING I SPUNTVEGGEN VED 0,33G-TILFELLET	93
FIGURE 66. MOMENTFORDELING I SPUNTVEGG FOR 0,455G-TILFELLET	93
FIGURE 67. AKSELERASJONS UTVIDELSE VED TID. TILFELLET 0,16G	94
FIGURE 68. AKSELERASJONS UTVIDELSE VED TID. TILFELLET 0,33G	95
FIGURE 69. DEFORMASJONS UTVIKLING FOR ALLE TRE TILFELLER	96
FIGURE 70. AKSELERASJONS FORDELING I X-RETNING FOR ALLE TRE TILFELLER	97
FIGURE 71. AKSELERASJONS UTVIKLING I X-RETNING FOR 0.33G OG 0,455G	97
FIGURE 72. FoS TIL "FILL-SAND" MODELL	99
FIGURE 73. "FILL-CLAY-SAND" MODELL	99
FIGURE 74. BILDET TIL INITIALT FORHOLD	100
FIGURE 75. FoS FOR MODELL "FILL-CLAY-SAND"	101
FIGURE 76. DEFORMASJONSFORDELING VS. TID	104
FIGURE 77. DEFORMASJONSFORDELING VS. TID FOR OVERFLATEPUNKTER	104
FIGURE 78. AKSELERASJONSUTVIDELSE I Y-RETNING VS. TID	105
FIGURE 79. AKSELERASJONSFORDELING I X-RETNING VS. TID	106
FIGURE 80. DEFORMASJONSFORDELING VS. TID I TO MODELLER	106
FIGURE 81. DEFORMASJONSFORDELING FOR SAND OG LEIRE VED 0,33G	107
FIGURE 82. DEFORMASJONSFORDELING FOR SAND OG LEIRE VED 0,455G	107
FIGURE 83. DEFORMASJONSFORDELING I Y-RETNING VED 0,33G	107
FIGURE 84. DEFORMASJONSFORDELING I Y-RETNING VED 0,455G	108
FIGURE 85. DEFORMASJONSFORDELING I X-RETNING VED 0,455G	109
FIGURE 86. DEFORMASJONSFORDELING I X-RETNING VED 0,33G	109
FIGURE 87. AKSELERASJONSFORDELING I Y-RETNING	110
FIGURE 88. AKSELERASJONS FORDELING I X-RETNING	110

TABELLER

TABELL 1. FORHOLDET MELLOM JORDARTS PARAMETRENE OG SKJÆR MODULUS OG STRAIN. R=RELATIVELY IMPORTANT, V= VERY IMPORTANT, L=LESS IMPORTANT	31
TABELL 2. SAMMENHENG MELLOM DAMPING RATIO OG JORDPARAMETERNE	33
TABELL 3. OVERSIKT OVER FORSLAG TIL KRAFTENS ARM.....	39
TABELL 4 SKALAFORHOLD I CENTRIFUGE METODE.....	56
TABELL 5. MODEL CONTOUR	91
TABELL 6. PARAMETERE TIL MODELL VED STATISK LIKEVEKT	92
TABELL 7. DEFORMASJONER OG FORSKYVNINGER.....	92
TABELL 8. SNITTKREFTER I KONSTRUKSJONER	93
TABELL 9. BEREGNET VERDIER TIL JORDTRYKK OG FORSKYVNING	94
TABELL 10. DEFORMASJONER OG FORSKYVNINGER.....	95
TABELL 11. SNITTKREFTER I KONSTRUKSJONER	96
TABELL 12. BEREGNET VERDIER TIL JORDTRYKK MHP GRUNNVANN	96
TABELL 13. DEFORMASJONER OG FORSKYVNINGER.....	98
TABELL 14. SNITTKREFTER I KONSTRUKSJONER	98
TABELL 15. BEREGNET VERDIER TIL JORDTRYKK MHP. GRUNNVANN	98
TABELL 16. MODEL CONTOUR	100
TABELL 17. PARAMETERE TIL MODELL VED STATISK LIKEVEKT	100
TABELL 18. FOS TIL "FILL-CLAY-SAND" MODELL	100
TABELL 19. DEFORMASJONER OG FORSKYVNINGER.....	101
TABELL 20. SNITTKREFTER I KONSTRUKSJONER	101
TABELL 21. BEREGNET VERDIER TIL JORDTRYKK OG FORSKYVNING	102
TABELL 22. DEFORMASJONER OG FORSKYVNINGER.....	102
TABELL 23. SNITTKREFTER I KONSTRUKSJONER	102
TABELL 24. BEREGNET VERDIER TIL JORDTRYKK MHP. GRUNNVANN	103
TABELL 25. DEFORMASJONER OG FORSKYVNINGER.....	103
TABELL 26. SNITTKREFTER I KONSTRUKSJONER	103
TABELL 27. BEREGNET VERDIER TIL JORDTRYKK MHP. GRUNNVANN	103

1. Støttekonstruksjoner

Støttekonstruksjoner spiller en viktig rolle i bygg- og anleggsbransjen ved å gi stabilitet og beskyttelse mot jord- og vannbelastninger. Disse konstruksjonene er utviklet for å håndtere utfordrende geotekniske forhold og sikre trygg drift av bygg og anlegg og infrastruktur. Ved å motvirke jordbevegelser og kontrollere jord- og vanntrykk gir støttekonstruksjoner økt stabilitet og bidrar til å forlenge levetiden til strukturer.

Støttekonstruksjoner er nøye planlagt og utformet for å imøtekomme de spesifikke behovene til hvert prosjekt og ta hensyn til jordforhold, belastninger og ønsket beskyttelsesnivå. De kan variere i form, materialer og konstruksjonsteknikker avhengig av prosjektets krav og lokale geologiske forhold.

Formålet med støttekonstruksjoner er å forhindre jordbevegelser, forskyvninger eller kollaps som kan true konstruksjonens stabilitet og sikkerhet. De kan brukes til å stabilisere skråninger, forhindre erosjon, holde tilbake jord- eller vanntrykk, og sikre trygg konstruksjon av kjellere, tunneler, broer og andre bygninger og anlegg.

Gjennom grundig geoteknisk analyse, beregning og ingeniørmessig ekspertise blir støttekonstruksjoner skreddersydd for hvert enkelt prosjekt for å oppnå optimal ytelse og pålitelighet. Ved å implementere riktig støttekonstruksjonsteknologi kan man oppnå økt sikkerhet, redusere risikoen for strukturskader og få til mer effektiv bruk av tilgjengelig areal.

1.1. Typer av støttekonstruksjoner

Støttekonstruksjoner er et viktig konstruksjonselement, som har et formål å støtte opp masser bestående av jord, berg eller fyllingsmateriale. Terzaghi (1943) skriver: "Retaining walls are used to provide lateral support for masses of soil".

Når det gjelder støttevegger, finnes det ingen universelt standardisert klassifiseringssystem for dem. Støttevegger kan variere avhengig av ulike faktorer, nemlig materialer, konstruksjonsmetoder, jordforhold og prosjektspesifikke behov. Man kan for eksempel nevne følgende typer:

- Gravitasjonsvegger. Disse støtteveggene støtter seg selv ved hjelp av sin egen vekt og er avhengige av massen for å motvirke det laterale jordtrykket. Gravitasjonsvegger kan lages av betong, stein eller murstein. Stabiliteten oppnås ved å sikre tilstrekkelig basebredde og vekt for å motstå jordtrykket.
- Forsterkede jordvegger. Denne typen støttevegger består av jord forsterket med geosyntetiske materialer som geogitter eller geotekstiler. Geosyntetiske materialer brukes til å forbedre jordens styrkeegenskaper, øke friksjonsmotstanden og redusere deformasjonen i veggen.

- Støttede jordvegger. Disse veggene bruker vertikale elementer som stålstooper, betongpeler eller trepeler som støtter og holder jorden på plass. Disse elementene gir en ekstra støtte og motvirker lateral jordtrykk sammen med tilleggsforsterkning som armering eller geosyntetiske materialer.
- Kombinasjonsvegger. Kombinasjonsvegger bruker en kombinasjon av ulike metoder og materialer for å oppnå ønsket stabilitet. For eksempel kan det være en kombinasjon av gravitasjonsvegg og geosyntetiske forsterkninger, eller stålstooper kombinert med betongelementer.
- Fyllingsstøttevegger. Disse støtteveggene er laget ved å bygge opp en fylling bak veggen, som deretter stabiliseres av veggen for å forhindre erosjon eller skred. Fyllingsstøttevegger brukes ofte i områder med myk eller ustabil underlag.

Braja M. Das (2011) foreslår flere typer støttevegger:

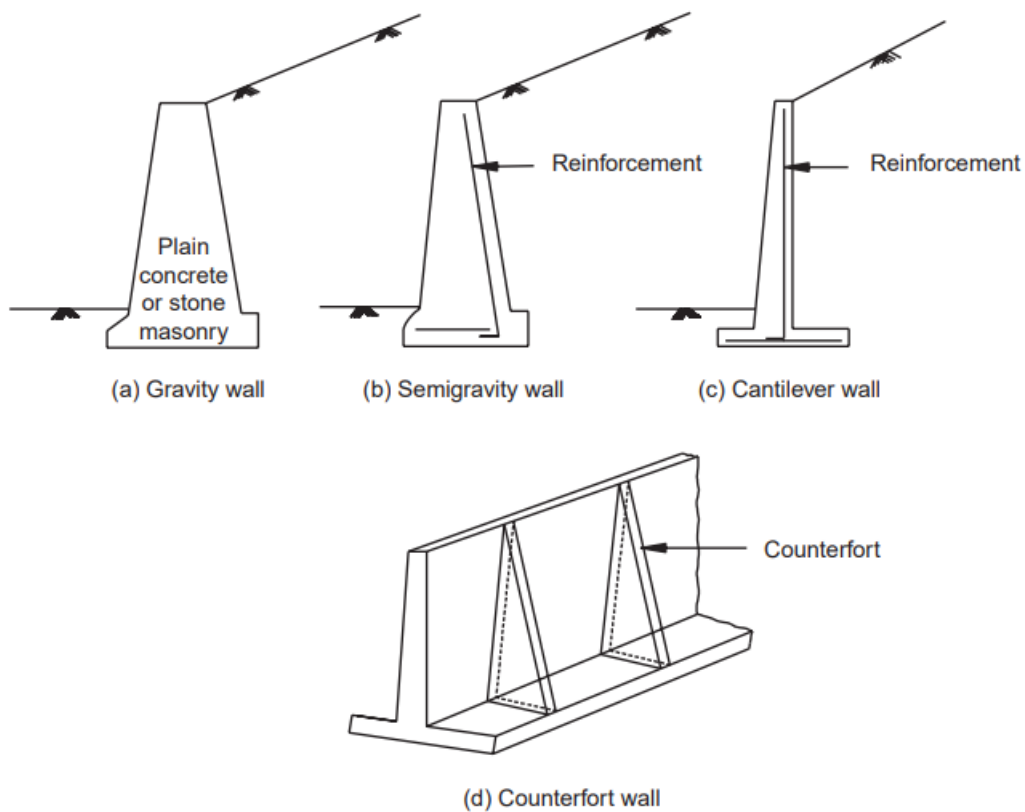


Figure 1. Typer av støttevegger

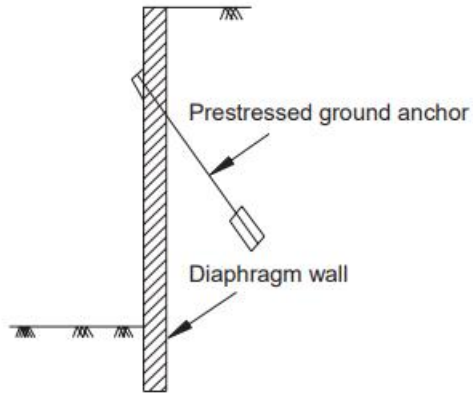
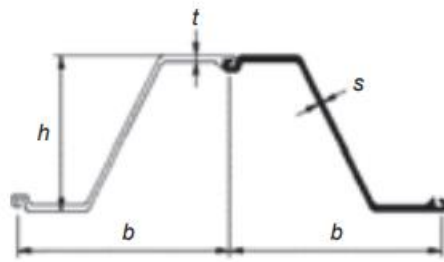


Figure 2. Diaphragm wall



(a) Sheet pile wall



(b) Sheet pile section

Figure 3. Sheet pile wall

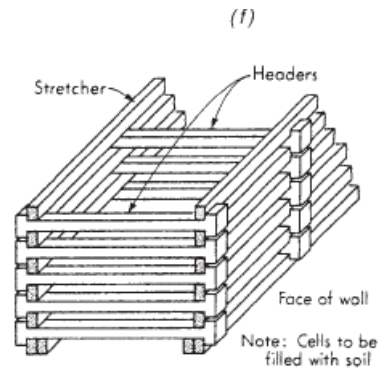
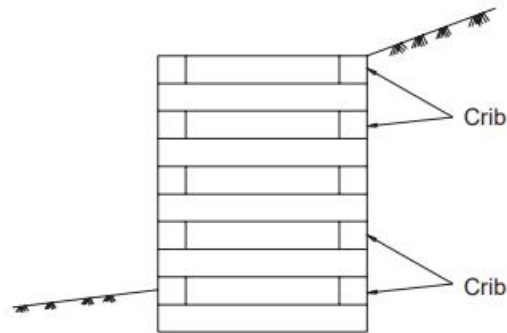


Figure 4. Crib wall

1.2. Feilmekanisme i støttekonstruksjoner

Feilmekanismer i støttekonstruksjoner utgjør en viktig utfordring i bygge- og anleggsbransjen. Som konstruksjon ment å motstå jord- og vannbelastninger, kan støttekonstruksjoner bli utsatt for ulike påkjenninger og det kan føre til svikt eller redusert ytelse

over tid. Forståelsen av feilmekanismer er avgjørende for å utforme kraftige og pålitelige støttekonstruksjoner som oppfyller de forventede kravene til stabilitet og sikkerhet.

Feilmekanismer kan oppstå som et resultat av ulike faktorer, inkludert belastninger, geologiske forhold, konstruksjonsmetoder, materialvalg og miljøpåvirkninger. Når en støttekonstruksjon utsettes for eksterne påkjenninger som overgår dens kapasitet, kan svikt oppstå i form av deformasjoner, forskyvninger, brudd eller sammenbrudd. Det er derfor viktig å identifisere og forstå disse feilmekanismene for å kunne implementere egnede tiltak for å forhindre eller minimere deres potensielle konsekvenser.

Generelt sagt, ved en riktig dimensjonering av støttemur vil alle krefter (egenvekt, jordtrykk, forankringskrefter) bli i statisk likevekt. For å vurdere stabilitet til støttevegg brukes det Coulomb teori. I sine studier av jordmekanikk og stabilitet av jordmasser observerte Coulomb at jord har evnen til å motstå trykk og påført kraft fra ulike retninger. Han introduserte begrepene "passivt jordtrykk" og "aktivt jordtrykk" for å beskrive to tilstander av jordens respons under påvirkning av ytre belastninger.

Passivt jordtrykk refererer til den motstandskraften som jorden utøver når den blir presset mot en støttekonstruksjon eller en annen tilstøtende struktur. Dette oppstår når jorden er i en komprimert tilstand og har en tendens til å utvide seg og motvirke den påførte kraften.

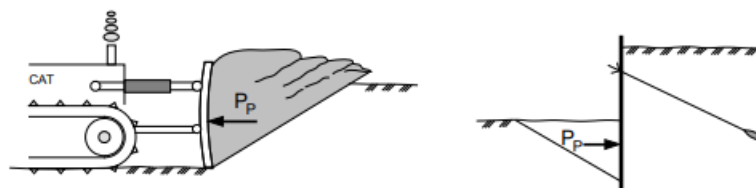


Figure 5 Eksempel på passivt jordtrykk

Aktivt jordtrykk, derimot, er den kraften som jorden utøver når den blir presset fra en tilstøtende struktur og har en tendens til å bevege seg eller forskyve seg. Dette oppstår når jorden er i en ustabil tilstand og har en tendens til å bevege seg i retning av minst motstand.

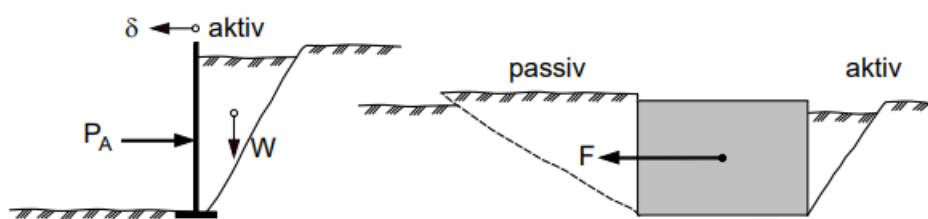


Figure 6 Eksempel på aktivt jordtrykk

En vanlig dimensjoneringsoppgave til støttevegg kan grafisk beskrives på følgende måte:

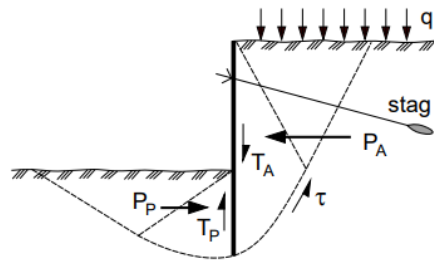


Figure 7 Jordtrykk mot støttevegg - kraft og spenningskomponenter

Det er svært viktig at alle disse interne og eksterne kreftene er i likevekt. Avvik i likevekten kan medføre dannelse av feilmekanisme. Likevel er det ikke kun avvik i likevekt som kan forårsake dannelse av feilmekanisme. Det finnes flere grunner til, men det er mer gunstig å fokusere på feilmekanismer som er relevante ved jordskjelv.

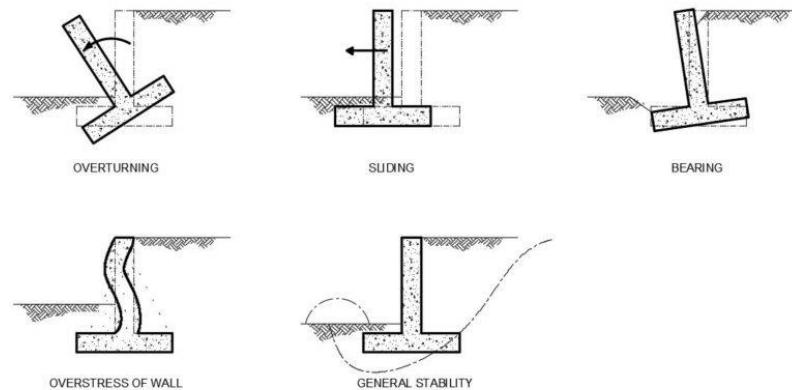


Figure 8 Eksempler på feilmekanismer til støttekonstruksjoner

Grunnet treghetskrefter og endringer av jordartens kan det under jordskjelv brytes likevekten, som vil medføre permanente deformasjoner. Når permanente deformasjoner forblir ekstreme kan konstruksjoner kan kollapse i form av glidning, utbøying, velting og i andre former. For eksempel, ifølge Mononobe-Okabe-teori om seismisk jordtrykk vil et jordskjelv føre til at netto aktivt jordtrykk øker mens netto passivt jordtrykk samtidig reduseres. De teoretiske sviktoverflatene beveger seg også nærmere horisontalen når jordskjelvintensiteten øker. Som et resultat av disse effektene vil sikkerhetsfaktoren til et støttemurssystem reduseres når det utsettes for seismisk belastning.

Kramer (1996) beskriver hvordan og hvorfor forskjellige typer støttevegger kan svikte under jordskjelv. Gravitasjonsmurer svikter vanligvis som stivt legeme i form av glidning og/eller velting. Gravitasjonsmur vil glide i tilfellet likevekt i horisontal retning er ikke beholdets. Velting skjer når momentlikevekt ikke er tilfredsstillt. Ofte er også bæringskapasitetsfeil til veggfundamentet tilstede.

Støttevegger i form av utkrager kan bli utsatt for glidning og velting, samt for bøye feilmekanismer, dvs. veggen kan utbøyes. Hvis bøyemomenter er større enn bøyestivhet, oppstår det risiko for bøyingsfeil. Konstruksjonens duktilitet til konstruksjonen kan påvirke størrelse av disse utbøyinger.

Forankret støttevegger skal beskrives litt mer detaljert, grunnet oppgavens tema. Når vi har et statisk problem vil det se ut sånn:

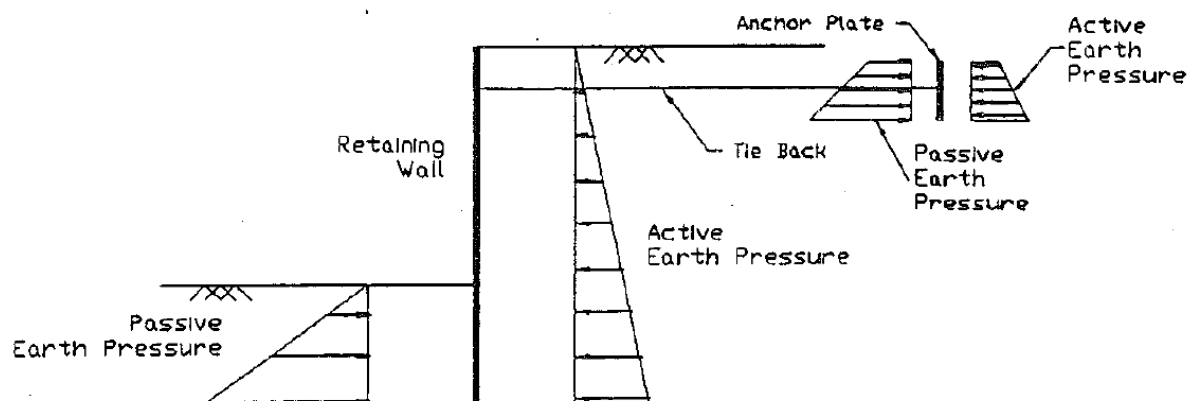


Figure 9. Forankret støttevegg med virkende passivt og aktivt jordtrykk

En forankret støttemur oppnår stabilitet fra den passive motstanden som utvikles både foran muren og foran det innfelte forankringssystemet. Under jordskjelv vil den horisontale grunnakselerasjonen øke det laterale trykket fra den aktive kilen. I forankret støttevegger kan vi se effekten av veggens treghetskrefter bort siden muremassen er relativt liten (sammenlignet med gravitasjonsmor). Imidlertid vil den horisontale grunnakselerasjonen samtidig redusere den passive motstanden til veggen og forankringskraften, noe som vil resultere i en reduksjon i sikkerhetsfaktoren. Svikt av støttevegg er forbundet med den kritiske kombinasjonen av horisontal og vertikal grunnakselerasjon der sikkerhetsfaktoren mot bevegelse - translasjon eller rotasjon - reduseres til 1.0 (G. Neelakantan, M. Budhu, R. Richards Jr. 1992).

Med andre ord, er forankret støttevegger ofte utsatt for svikt i form av velting, utbøyinger og svikt av forankring. Anker kan uttrekkes og noen feil kan skje i tierod. Hvis forankrete vegger ikke har tilfredsstillende dybde, kan bunnen til veggen dytte ut.

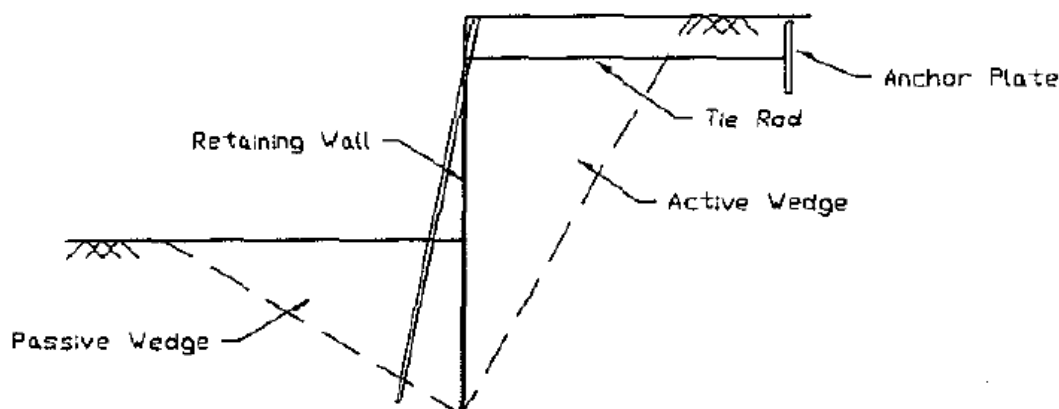


Figure 10. Rotasjon om toppen (anchor festningsnivå)

Det er viktig å merke at feilmekanismene som påvirker støttekonstruksjoner varierer avhengig av faktorer som prosjektets spesifikke forhold, jordens egenskaper, klimatiske forhold og belastninger som påføres konstruksjonen. Det er derfor vesentlig å gjennomføre grundige geotekniske undersøkelser og analyser for å identifisere og håndtere potensielle feilmekanismer i utformingen og konstruksjonen av støttekonstruksjoner slik at deres avgjørende rolle i å opprettholde stabilitet og sikkerhet i bygg- og anleggsprosjekter vil være tilfredsstillende. Støttekonstruksjoner representerer et nødvendig verktøy for å håndtere utfordrende geotekniske forhold og sikre at konstruksjonen kan tåle påvirkninger fra jord- og vannbelastninger over tid.

2. Dynamisk respons og vibrasjonsanalyse

Innenfor geoteknisk ingeniørvitenskap er seismisk prosjektering en viktig og spesialisert disiplin som har til formål å evaluere og forutsi jordens respons på seismiske belastninger. Geoteknisk seismisk prosjektering fokuserer på å forstå hvordan jordmaterialer og geotekniske konstruksjoner oppfører seg under påvirkning av jordskjelv, med det formål å sikre sikkerheten og påliteligheten til geotekniske konstruksjoner som bygninger, broer, dammer og fundament.

Bølgeutbredelse i jord er en sentral og kompleks del av geoteknisk seismisk prosjektering. Når et jordskjelv eller en annen seismisk kilde oppstår, genereres det mekaniske bølger som brer seg gjennom jordmassene. Disse bølgene kan forårsake betydelige belastninger, deformasjoner og respons i geotekniske konstruksjoner som bygninger, broer og fundament.

Når en seismisk bølge beveger seg gjennom jordmassene, endres dens egenskaper som bølgeform, hastighet, amplitude og frekvens. Disse endringene er et resultat av interaksjonen mellom bølgen og jordmassene, inkludert refleksjon, brytning, dispersjon og demping.

En grundig forståelse av bølgeutbredelse i jord er avgjørende for å kunne evaluere jordens respons på seismiske belastninger og designe geotekniske konstruksjoner som er robuste og pålitelige under seismiske forhold. Gjennom bruk av teoretiske modeller, numeriske simuleringer og feltmålinger kan man analysere og predikere hvordan seismiske bølger vil

oppføre seg når de passerer gjennom forskjellige typer jordmasser og geotekniske konstruksjoner.

2.1. Bølgetyper

Når det gjelder seismisk bølgeutbredelse, er det tre hovedtyper av bølger som oppstår: primære (P-bølger), sekundære (S-bølger) og overflatebølger. Disse bølgene har forskjellige egenskaper og bevegelsesmønstre når de brer seg gjennom jordmassene.

2.1.1. Primære eller P-bølger

Primære bølger er de raskeste og først ankomne bølgene ved et jordskjelv. De er også kjent som kompresjonsbølger, da de forårsaker komprimering og utvidelse av partikler i jorden parallelt med bølgeretningen. P-bølger kan bevege seg gjennom både faste og flytende medier og har en hastighet som er høyere enn de andre bølgetypene. På grunn av deres evne til å passere raskt gjennom jorden, kan de føre til primære rystelser i bygninger og strukturer.

P-bølger er kompresjonsbølger som beveger seg gjennom materialer ved å forårsake komprimering og utvidelse av partiklene parallelt med bølgeretningen. De er i stand til å passere gjennom både faste stoffer, flytende medier og gasser, og har derfor evnen til å bevege seg gjennom hele jordens indre.

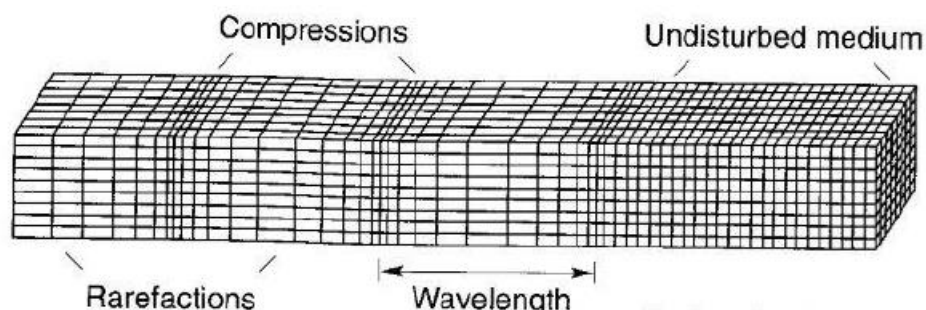


Figure 11 Primære bølger

En av de mest viktige egenskapene til P-bølger er deres høye hastighet. De har den raskeste bevegelseshastigheten blant seismiske bølger og kan nå opp til flere kilometer per sekund. Deres høye hastighet skyldes evnen til P-bølger til å overføre trykkenergi gjennom kompresjon og utvidelse av partikler.

P-bølger er også preget av sin longitudinale natur, hvilke betyr at partikkelbevegelsen foregår i samme retning som bølgeretningen. Dette resulterer i partikkelbevegelser som går frem og tilbake parallelt med bølgeretningen, slik blir partikler komprimert og utvidet i en harmonisk rytme.

Primære bølger har den tidligste ankomsttiden etter et jordskjelv, og de registreres først av seismometre over lange avstander. Dette gjør dem til en viktig kilde for rask varsling og

tidlig påvisning av jordskjelv. På grunn av sin høye hastighet kan P-bølger også forårsake primære rystelser i bygninger og konstruksjoner før de langsommere bølgene når fram.

For geoteknisk seismisk prosjektering er kunnskapen om P-bølger avgjørende for å forstå hvordan seismiske bølger påvirker jordmasser og geotekniske strukturer. Deres hastighet og trykk spiller en betydelig rolle i vurderingen av jordens respons, spredningsmønster og deformasjon under jordskjelvbeklastninger.

I sammenheng med seismisk prosjektering og analyse brukes informasjon om P-bølger til å estimere styrken og intensiteten av et jordskjelv, beregne ankomsttider ved forskjellige stasjoner, og evaluere bølgenes effekt på jordkonstruksjoner og fundament. Gjennom grundig studie av P-bølger kan man bedre forstå og forutsi hvordan jord og strukturer vil oppføre seg under seismiske påkjenninger.

2.1.2. Sekundære eller S-bølger

Sekundære bølger er langsommere enn P-bølger og ankommer etter dem. De er også kjent som skjærbølger, da de forårsaker skjærbevegelser i jordpartiklene vinkelrett på bølgeretningen. Dette betyr at partiklene beveger seg sidelengs i et horisontalt plan, i en bevegelse lignende på en slange som beveger seg sideveis.

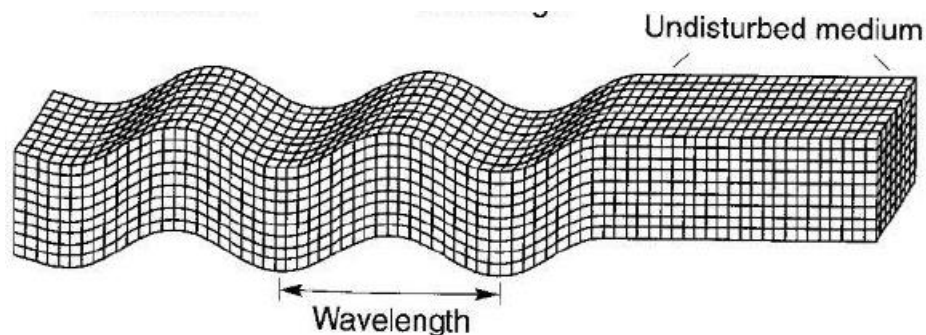


Figure 12. S-bølger

En viktig egenskap ved S-bølger er at de ikke kan bevege seg gjennom flytende medier, som vann eller magma. De kan imidlertid passere gjennom faste stoffer som jord og stein, og deres hastighet er litt lavere enn P-bølger. Hastigheten til S-bølger varierer avhengig av elastisiteten og tettheten til det mediet de beveger seg gjennom.

S-bølger har en transversal bevegelse, noe som betyr at partiklene beveger seg vinkelrett på bølgeretningen. Denne bevegelsen kan føre til sideveis bevegelser og vibrasjoner i bygninger og konstruksjoner.

Sekundære bølger har en lavere energi enn P-bølger. Dette betyr at de vanligvis har mindre ødeleggende kraft og skadeevne enn primære bølger. Imidlertid kan S-bølger fortsatt forårsake betydelige vibrasjoner og deformasjoner i jordmasser og konstruksjoner, spesielt når de kombineres med andre bølgetyper som overflatebølger.

Gjennom studiet av S-bølger kan ingeniører og geotekniske eksperter bedre forstå jordmasser og konstruksjoner sin oppførsel under seismiske påkjenninger. Dette bidrar til utviklingen av sikrere og mer pålitelige geotekniske prosjekter som er i stand til å motstå og absorbere kreftene generert av sekundære bølger.

Sekundære bølger spiller en viktig rolle i geoteknisk seismisk prosjektering ved å bidra til en grundig forståelse av dynamisk respons og deformasjon av jordmasse og strukturer. Gjennom nøye analyse og modellering av S-bølger kan ingeniører ta hensyn til deres innvirkning på jordkonstruksjoner og iverksette tiltak for å minimere skader og sørge for sikkerheten til bygninger og infrastrukturer under seismiske hendelser.

2.1.3. Overflatebølger

Der er en annen type seismiske bølger som oppstår under et jordskjelv og beveger seg langs jordoverflaten. Disse bølgene har en unik karakter og en viktig funksjon i seismisk bølgeutbredelse og påvirkning av strukturer og jordmasse.

Overflatebølger oppstår som et resultat av komplekse interaksjoner mellom P-bølger og S-bølger når de når jordoverflaten. Det finnes to hovedtyper overflatebølger: Love-bølger (L-bølger) og Rayleigh-bølger (R-bølger).

Love-bølger er oppkalt etter den britiske matematikeren Augustus Edward Hough Love, som først beskrev dem i 1911. Disse bølgene forårsaker primært horisontale bevegelser parallelt med jordoverflaten. Love-bølger er et resultat av interferensen mellom mange S-bølger veiledet av et elastisk lag, som er festet til en elastisk halvrom på den ene siden og grenser til vakuum på den andre siden. Love-bølger (også kjent som Q-bølger) beveger seg i et sirkulært eller elliptisk mønster og har en sideveis rullende bevegelse som ligner på bølger på vannoverflaten. De har en høy frekvens og kan forårsake betydelige rystelser og vibrasjoner i bygninger og konstruksjoner, spesielt i horisontal retning.

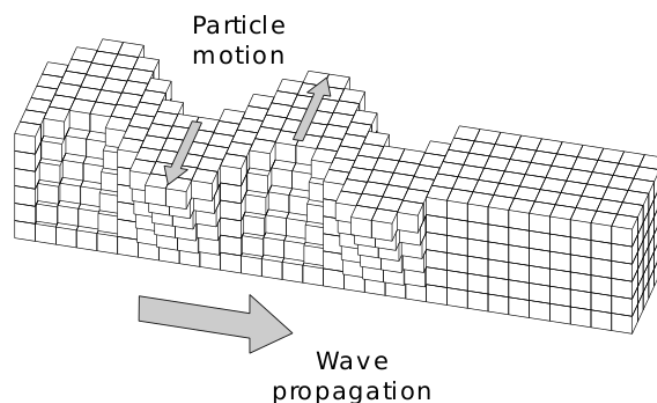


Figure 13. Love-bølge mønstre

Rayleigh-bølger, oppkalt etter den britiske vitenskapsmannen John William Strutt, Lord Rayleigh, er den andre typen overflatebølger. Rayleigh-bølger beveger seg langs jordoverflaten

i et sirkulært eller elliptisk mønster og forårsaker både vertikale og horisontale bevegelser. Disse bølgene er kjent for sin rullende bevegelse, som likner en bølge som beveger seg fremover på noverflaten. Rayleigh-bølger har lavere frekvens enn Love-bølger. Imidlertid kan de fortsatt forårsake betydelige vibrasjoner og konstruksjonskader.

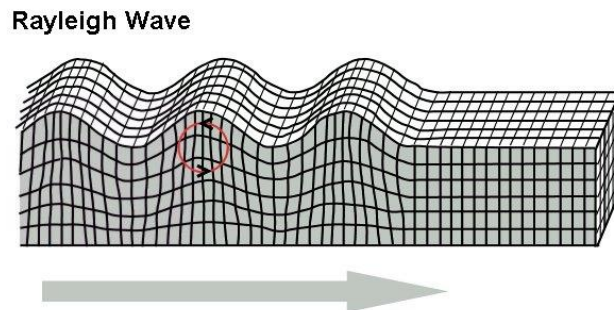


Figure 14. Rayleigh bølge

Overflatebølger er vanligvis langsommere enn P-bølger og S-bølger, men de har lengre bølgelengde og større amplitude. Dette betyr at de kan bevege seg over lange avstander og forårsake kraftige rystelser og deformasjon i jordmasse og strukturer. Deres påvirkning på bygninger og infrastrukturer under et jordskjelv er av betydelig interesse i seismisk prosjektering, da de kan føre til strukturell svikt, fundamentbevegelser og jordskred.

2.2.2.2. Egenskaper ved bølgeutbredelse

Seismiske bølger er en fascinerende form for energiutbredelse som kan gi verdifull innsikt i jordens struktur og dynamikk. Forståelsen av egenskapene ved bølgeutbredelse har en avgjørende betydning for å forutsi hvordan seismiske bølger påvirker strukturer og omgivende miljø. Bølgehastighet, frekvens, bølgelengde, demping, refleksjon og refraksjon er noen av de viktige faktorene som bestemmer bølgenes oppførsel og påvirkning på konstruksjoner og omgivende områder.

Videre beskrives de viktigste egenskapene, som gir bedre forståelsen av bølgeutbredelse.

2.2.1. Bølgehastighet

Bølgehastighet refererer til hastigheten som seismiske bølger utvikler når de beveger seg gjennom jordmassen. Hastigheten varierer avhengig av bølgetypen og egenskapene til jordlagene den passerer gjennom. Generelt sett har P-bølger (primære bølger) høyere hastighet enn S-bølger (sekundære bølger), og begge har høyere hastighet enn overflatebølger.

Kramer gir en-dimensjonal bølgeutbredelsen ligning i følgende form:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_p^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$$

Hvor $V_p = \sqrt{M/\rho}$ – hastighet til bølgeutbredelsen, M - constrained modulus , ρ – densitet

$$M = \frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

Hvor E – Young's modulus, ν – Poisson's ratio.

For torsjonsbølge er ligningen skrevet på følgende måte:

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2}$$

Hvor V_s – torsjonsbølge utbredelse hastighet, G – shear modulus, $G = E/2(1+\nu)$.

2.2.2. Bølgefrequens

Frekvensen til en seismisk bølge angir antall bølgetopper som passerer et gitt punkt per tidsenhet. Frekvensen påvirker energien og vibrasjonene som bølgen transporterer. Høyfrekvente bølger inneholder mer energi og kan forårsake større skader, mens lavfrekvente bølger har lengre bølgelengde og kan forårsake større grunnbevegelser.

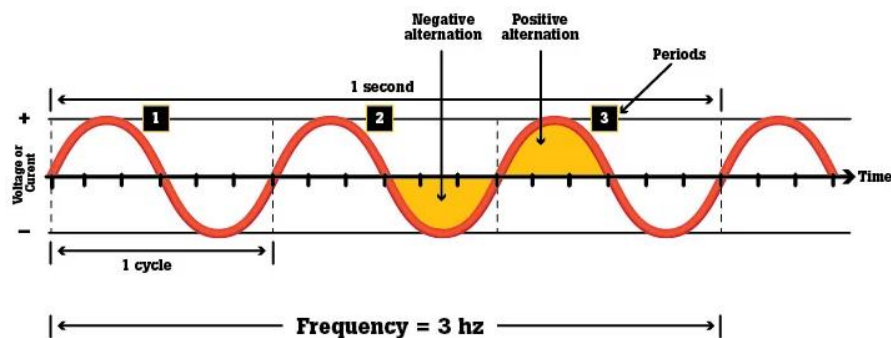


Figure 15. Visuell forklarelsen av frekvens

2.2.3. Bølgelengde

Lengden av bølge er en avstand mellom to påfølgende bølgetopper eller bølgebunner. Den er relatert til frekvensen og bølgehastigheten gjennom bølgeligningen. Bølgelengden varierer også avhengig av bølgetypen og jordlagets egenskaper.

Bølgelengden beskrives vanligvis med λ bokstav og kan bestemmes ved hjelp av formel:

$$\lambda = \frac{V}{f}$$

hvor V – bølgehastighet, f – frekvens til påført belastning

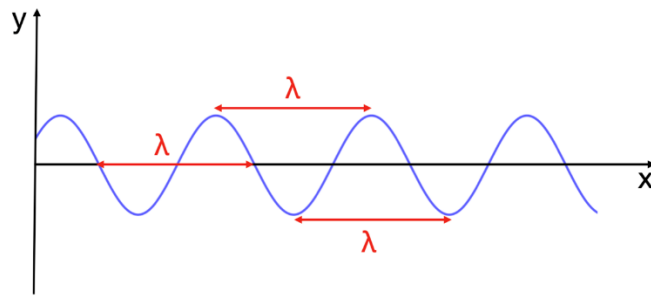


Figure 16. Visuell presentasjon av bølgelengde

2.2.4. Demping

Demping beskriver reduksjonen av energi og amplitude etter hvert som bølgen beveger seg gjennom jordmassen. Demping oppstår som følge av interne friksjonskrefter og energitap til varme. Effekten av demping kan påvirke intensiteten og amplitude av seismiske bølger over avstand.

Mer detaljert demping typer skal beskrives videre.

2.2.5. Refleksjon og refraksjon

Når seismiske bølger møter grenseflater mellom forskjellige lag eller materialer i jorden, kan de reflekteres eller refrakteres. Refleksjon skjer når bølgen blir sendt tilbake i samme medium, mens refraksjon (brytning i optikk) skjer når bølgen endrer retning og hastighet ved å gå fra ett medium til et annet. Disse fenomenene påvirker banen til seismiske bølger og kan føre til kompleks bølgeutbredelse.

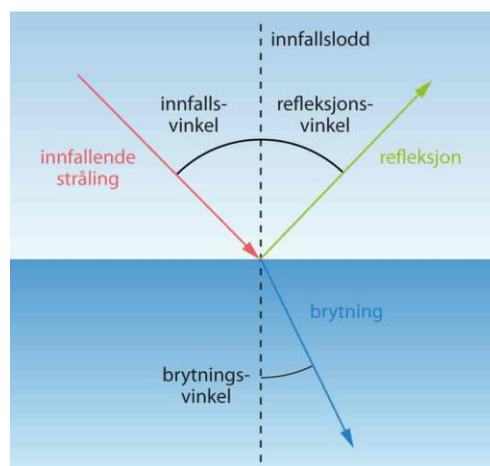


Figure 17. Visuell forklarelse av begreper refleksjon og refraksjon

2.3.2.3. Bevegelseslikning

Når vi utforsker egenskapene ved bølgeutbredelse i seismisk sammenheng, er det viktig å forstå de underliggende mekanismene som styrer bevegelsen av seismiske bølger gjennom jorden.

For å kunne beskrive bevegelsen til seismiske bølger mer detaljert, bruker vi bevegelseslikningsteori. Bevegelseslikninger er et matematisk uttrykk som beskriver hvordan krefter og masse påvirker bevegelsen til et system. Bevegelseslikninger tar hensyn til parametere som masse, stivhet og demping av jordlagene, samt de påtrykte seismiske kreftene. Ved å analysere disse likningene kan vi forutsi og modellere hvordan bølger vil bevege seg gjennom jordstrukturen og hvordan de vil påvirke konstruksjoner og infrastruktur.

Bevegelseslikning for et system med ett frihetsgrad eller single-degree-of-freedom (SDOF) gis på følgende måte:

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

Hvor

m – masse, k – stivhet til system, $\ddot{u}(t)$ – akselerasjon, $u(t)$ – forskyvning.

Denne ligning gjelder et system uten demping og som er utsatt til fri vibrasjon.

Chopra beskriver begrep “degree-of-freedom”: “the number of independent displacements required to define the displaced positions of all masses relative to their original position”.

Under jordskjelv endrer konstruksjonen sin oppførelse fordi jordskjelv skaper en bevegelse i bunnen. I denne sammenhengen brukes total forskyvning av masse - $u_t(t)$ og kan bestemmes ved hjelp av formel:

$$u_t(t) = u_g(t) + u(t)$$

Hvor

$u_g(t)$ - forskyvning av grunnen, $u(t)$ - relativ forskyvning mellom masse og grunn.

Hvis vi setter bruker akselerasjoner av disse forskyvninger, da får vi likning:

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

Som kan også skrives på følgende måte:

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

Hvor

- $m\ddot{u}_g(t)$ or $P(t)$ er eksterne krefter som dannes grunnen til jordskjelv.

2.4.2.4. Fri vibrasjon

Fri vibrasjon er et viktig konsept innen dynamikk og vibrasjonsanalyse. Fri vibrasjon beskriver bevegelsen til et dynamisk system, når systemet forstyrres ved statisk initial forhold og deretter slippes uten å påføre ytre krefter. Under fri vibrasjon fortsetter systemet å svinge med sin egen frekvens og amplitude.

Frekvensen til fri vibrasjon kalles systemets naturlige frekvens. Denne frekvensen avhenger av systemets stivhet og masse, og er uavhengig av den opprinnelige forstyrrelsen eller amplituden. Naturlige frekvenser varierer for forskjellige systemer, og kan endre seg hvis systemets egenskaper endres, for eksempel ved endring av systemetsmasse eller stivhet.

Amplituden til fri vibrasjon avtar gradvis over tid på grunn av dissipasjon av energi grunnet systemets dempingsmekanismer eller friksjon. Dette fører til en gradvis reduksjon i svingningsamplituden til systemet, som stopper til slutt.

Bevegelseslikning for SDOF konstruksjon ved $P(t)=0$, dvs. uten ytre krefter, kan skrives i formen:

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

Ligningen kan skrives annerledes, hvis den deles på massen og ser ut:

$$\ddot{u}(t) + \omega_n^2 u(t) + 2\zeta\omega_n \dot{u}(t) = 0$$

Hvor

$$\omega_n = \sqrt{k/m} - \text{naturlig vinkelfrekvens,}$$

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega_n} = c/c_{cr} - \text{damping ratio (dimensjonsløs),}$$

c – demping koeffisient,

c_{cr} - kritisk demping koeffisient.

Damping ratio – ζ - er et mål på hvor raskt svingningene i systemet reduseres over tid. Den kan variere fra 0 til 1, og avgjør om systemet er overdempet eller underdempet.

Dempet system er et system hvor det finnes en dempingskraft eller dempingsmekanisme som reduserer svingningsamplituden over tid. Denne dempingen absorberer energien fra systemets bevegelse og reduserer gradvis bevegelsen til en likevekts posisjon uten overdreven svingning. Et dempet system vil til slutt komme tilbake til sin opprinnelige tilstand uten å oscillere.

Vanligvis utvides det tre hovedtyper systemer:

- Overdempet system. Systemet har en dempingskarakteristikk som er større enn den kritiske dempingen. Dette betyr at systemet dempes raskt og går tilbake til likevekt uten å svinge eller oscillere. Overdempede systemer har vanligvis en langsom respons og kan ta lengre tid for å stabilisere seg etter en forstyrrelse. Hvis $c \geq c_{cr}$ eller $\zeta \geq 1$

- Underdempet system. Systemet har en dempingskarakteristikk som er mindre enn den kritiske dempingen. Dette resulterer i at systemet svinger eller oscillerer før det stabiliserer seg. Underdempede systemer kan ha høyere respons og lengre tid før de når likevekt.

Hvis $c < c_{cr}$ eller $\zeta < 1$

- Kritisk dempet system. System har akkurat den riktige mengden demping for å gi en optimal respons. Det dempes raskt nok til å unngå oversving og ustabilitet, samtidig som det er tilstrekkelig dempet for å konvergere raskt mot likevekt. Kritisk dempete systemer oppnår rask respons og stabilisering uten unødvendig oscillering eller forsinkelse.

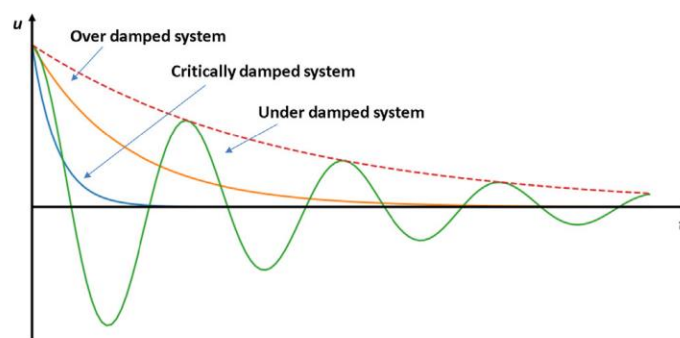


Figure 18. Visuell presentasjon til system med forskjellige demping

Valg av dempingsnivå avhenger av de spesifikke kravene til systemet og dets bruk. Overdemping kan være ønskelig i situasjoner der det er kritisk å stabilisere og unngå oversving, for eksempel i visse typer kontrollsystemer. Underdemping kan være mer akseptabelt i situasjoner der en viss respons eller svingning er ønskelig eller akseptabelt, for eksempel i bygninger eller broer der demping kan redusere belastningen på strukturen under dynamiske påkjenninger.

Den naturlige perioden til et dempet system refererer til den tiden det tar for systemet å fullføre en syklus med svingninger eller bevegelser når det utsettes for en ytre påvirkning. I et dempet system påvirkes perioden av både konstruksjonens stivhet og dempingsegenskapene.

Demping i et system reduserer energioverføringen mellom de kinetiske og potensielle energiene og bidrar til å redusere svingningene over tid. Derfor vil dempingen påvirke systemets naturlige periode. Jo større dempingen er, desto raskere vil systemet dempe ut svingninger og dermed ha en kortere naturlig periode. På den annen side, jo mindre dempingen er, desto lenger vil systemet opprettholde svingninger, og dermed ha en lengre naturlig periode.

Natural periode til et dempet system kan beregnes ved hjelp av relevante ligninger, for eksempel ved hjelp av følgende formel:

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

Hvor T_D – natural periodee til et dempet system, T_n – natural period til et system uten demping.

Demping effekt på fri vibrasjon kan visualiseres ved hjelp av følgende bildet:

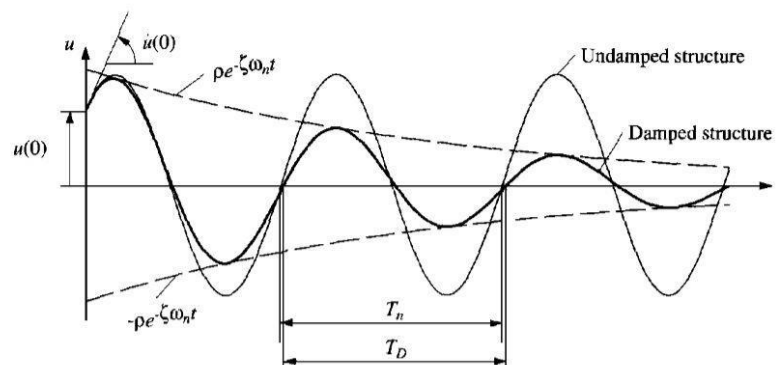


Figure 19. Demping effekt på fri vibrasjon

2.5. Demping

Som allerede nevnt er demping er en av de viktigste egenskapene til bølgeutbredelse. Bevegelseslikning til et system med demping er:

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

Hvor

c – demping koeffisient, $\dot{u}(t)$ – hastighet og k – fjærkonstanten.

I ingeniørfag og spesielt innenfor seismisk analyse og design av konstruksjoner er Rayleigh-dempeffekten blir mye brukt for å forbedre deres motstandsdyktighet mot jordskjelv og andre dynamiske belastninger.

Rayleigh-dempeffekten er en spesiell type demping som oppstår i et lineært dempet system når dempingskoeffisienten er proporsjonal med den kvadratroten av systemets stivhet og masse. Denne dempeffekten er oppkalt etter den britiske fysikeren Lord Rayleigh, som først introduserte og studerte den i 1877.

Rayleigh-dempeffekten kan beskrives ved følgende dempingsmodell:

$$c = \alpha * \sqrt{(m * k)}$$

Hvor c - dempingskoeffisienten, α - Rayleigh-dempingskonstanten, m - massen til systemet, og k - fjærkonstanten.

Verdien av Rayleigh-dempingskonstanten bestemmer hvor mye demping som er til stede i systemet. En høyere verdi av α fører til mer demping, mens en lavere verdi fører til mindre demping.

Rayleigh-dempingskonstanten består av to parametere, α og β , som vanligvis er betegnet som Rayleigh-dempingskonstantene. Disse konstantene brukes til å bestemme dempingskoeffisienten i et system ved hjelp av Rayleigh-dempingeffekten.

α -parameteren, også kjent som den materiale avhengige dempingskonstanten, er proporsjonal med kvadratroten av systemets stivhet. Denne parameteren representerer den interne dempingen i systemet og er relatert til materialegenskapene til konstruksjonen eller systemet som dempes.

β -parameteren, også kjent som den geometriavhengige dempingskonstanten, er proporsjonal med kvadratruten av systemets masse. Denne parameteren representerer den eksterne dempingen i systemet og er relatert til systemets geometri og massefordeling.

Ved å justere verdiene av α og β kan man kontrollere dempingsnivået i systemet. Høyere verdier av α og β vil resultere i høyere dempingskoeffisienter og dermed mer demping, mens lavere verdier vil føre til mindre demping.

Rayleigh-dempingeffekten kan også beskrives ved hjelp av formelen:

$$\xi(t) = \alpha * M + \beta * K$$

Hvor

$\xi(t)$ - dempingskoeffisienten som varierer med tid (t), α - Rayleigh-dempingskonstanten knyttet til massen (M) av systemet, β - Rayleigh dempingskonstanten knyttet til stivheten (K) til systemet.

Dette uttrykket brukes til å beregne dempingskoeffisienten for hvert tidssteg eller frekvensbånd i et system. Verdien av dempingskoeffisienten brukes deretter i den generelle bevegelseslikningen for et dempet system for å modellere systemets respons under dynamiske belastninger.

Formelen for demping med α - og β -parametrene i Rayleigh-dempingeffekten til demping ratio kan også skrives på følgende måte:

$$\xi(\omega) = \alpha * \omega + \beta * \omega^2$$

Hvor

$\xi(\omega)$ - dempingsratio som varierer med vinkelfrekvensen (ω), α - Rayleigh-dempingskonstanten knyttet til massen (M) av systemet, β - Rayleigh-dempingskonstanten knyttet til stivheten (K) til systemet ω er vinkelfrekvensen.

Denne formelen brukes til å beregne dempingskoeffisienten for forskjellige vinkelfrekvenser i et system. Verdien av dempingskoeffisienten $\xi(\omega)$ angir hvor mye energi som absorberes eller avledet i systemet ved forskjellige frekvenser. Ved å justere verdiene av α og β kan man justere dempingskarakteristikken og responsen til systemet i forskjellige frekvensområder.

Det er viktig å huske at Rayleigh-dempeffekten er en empirisk tilnærming og kan ha begrensninger avhengig av systemets egenskaper og de spesifikke forholdene. Derfor er det viktig å utføre grundig analyse og vurdering for å velge riktig dempingsnivå og ta hensyn til andre faktorer som kan påvirke systemets dynamikk og respons.

3. Dynamiske jordegenskaper

I geoteknisk ingeniørfag er kunnskap om jordens respons under dynamiske belastninger avgjørende for å forstå og analysere jordstrukturer og grunnkonstruksjoner under seismiske påvirkninger. Dette kapitlet tar sikte på å gi en grundig innsikt i de dynamiske egenskapene til jorden og deres betydning i design og analyse av geotekniske konstruksjoner.

Dynamiske jordparametere spiller en avgjørende rolle i geoteknisk ingeniørfag ved vurdering av responsen til geotekniske strukturer under dynamiske belastninger. Ved å forstå og karakterisere de dynamiske egenskapene til jorden kan ingeniører optimalisere design og sikre pålitelig ytelse av strukturer som utsettes for seismiske hendelser, vibrasjoner eller andre dynamiske påkjenninger.

Jordparametere som damping, stivhet og bølgehastighet har direkte innvirkning på jordens respons på dynamiske belastninger. Dampingsevnen til jorden påvirker energiabsorpsjon og demping av vibrasjoner, noe som er avgjørende for å redusere strukturoverført belastning. Jordens stivhetsegenskaper, inkludert elastisitet og deformasjon, er avgjørende for å forutsi responsen til strukturer og beregne deformasjoner og påkjenninger. Bølgehastigheten indikerer hvor raskt seismiske bølger sprer seg gjennom jorden og påvirker responsens timing og samsvar.

3.1. Small-Strain teori

Konseptet bak Small Strain Theory er basert på antakelsen om at deformasjonene i jorden er små nok til at lineære elastiske antakelser kan brukes. Dette betyr at materialet oppfører seg elastisk og at deformasjonene er proporsjonale med de påførte kreftene. Teorien tar utgangspunkt i det lineære elastisitetsprinsippet og antar at materialet har en lineær respons innenfor et begrenset deformasjonsområde.

Blant de tidlige pionerene innenfor dette feltet er Karl von Terzaghi. Han utviklet prinsipper for analysen av jordens mekaniske atferd og bidro sterkt til forståelsen av elastiske egenskaper og deformasjon av jordmasser.

Small-Strain teori i geoteknisk ingeniørfag baseres på viktige antagelser, som gjør det mulig å forenkle analysen av jordens mekaniske atferd under små deformasjoner.

Blant disse antagelsene kan nevnes følgende:

- Lineær elastisitet. Det antas at jordens respons er lineært elastisk, hvilket betyr at den deformeres proporsjonalt med de påførte kreftene. Dette innebærer at Hooke's lov kan brukes for å beskrive forholdet mellom stress og deformasjon i materialet;
- Små deformasjoner. Dette betyr at deformasjonene er små i forhold til dimensjonene til konstruksjonene eller jordmassene som analyseres. Ved små deformasjoner kan lineær elastisitet antas å være en god tilnærming.
- Lineæritet. Teorien forutsetter lineære sammenhenger mellom belastning (stress) og deformasjon. Dette betyr at materialet oppfører seg likt uavhengig av om det blir belastet i forskjellige retninger eller med forskjellige intensiteter.
- Homogenitet og isotropi. Teorien antar at jordmassene er homogene og isotrope, det vil si at de har samme egenskaper i alle retninger og på alle steder. Dette gjør analysen enklere og mer konsistent.
- Uavhengighet av tid. Small-Strain teori antar at materialets respons ikke er avhengig av tid. Det vil si at materialet oppfører seg likt uansett hvor lang tid belastningen påføres.

Det er viktig å merke at jord har generelt sett en ikke-lineær elastisk oppførsel. Dette betyr at responsen til jorden ikke følger en direkte proporsjonal sammenheng mellom påført belastning og deformasjon. Når en belastning påføres jorden, vil den oppleve elastisk deformasjon, hvor materialet gjenoppretter sin opprinnelige form når belastningen fjernes. Imidlertid vil jorden også vise plastisk deformasjon under store belastninger, der materialet ikke gjenoppretter sin opprinnelige form og kan oppleve permanent deformasjon.

Disse antagelsene enkelgjør analysen av jordens mekaniske atferd under små deformasjoner. Small Strain Theory gir et grunnlag for å beregne og forutsi jordens respons på forskjellige belastninger og kan brukes til å evaluere deformasjoner, setninger, bæreevne og stabilitet i geotekniske strukturer. Det er imidlertid viktig å merke seg at teorien kun er gyldig for små deformasjoner. For å analysere større deformasjoner og ikke-lineære effekter i jordmassene skal det tas i bruk mer avanserte teorier.

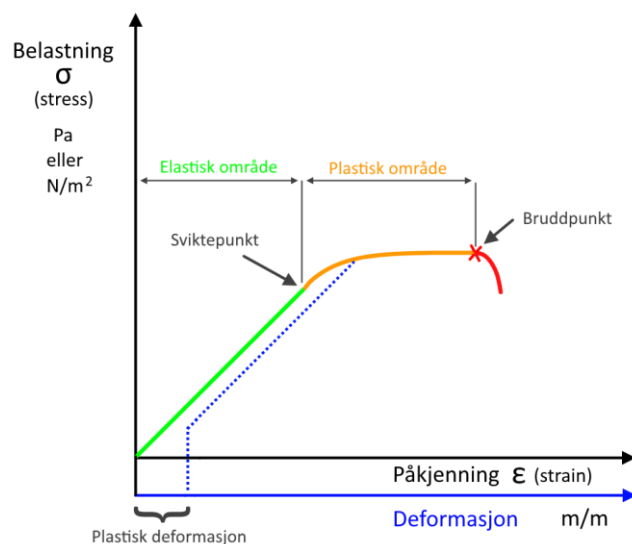


Figure 20. Stress-Deformasjon forhold

Det er verdt å merke seg at Small Strain Theory er et grunnleggende konsept innenfor geoteknisk ingeniørfag og er fortsatt et aktivt forskningsområde. Mange forskere og ingeniører har bidratt med forskning og utvikling av teorien i løpet av årene, og det har blitt publisert flere bøker og vitenskapelige artikler som utforsker dette konseptet og dets anvendelse i geoteknisk praksis.

3.2. Small-strain stivhet

Small strain stivhet er et viktig begrep innen geoteknikk som refererer til jordens respons på små deformasjoner eller belastninger. Det er en grunnleggende egenskap som brukes til å analysere jordens mekaniske atferd under belastninger eller små deformasjoner.

Small-strain stivhet er et mål på jordens evne til å motstå deformasjoner under små belastninger. Den beskriver jordens respons på små påførte belastninger uten å overstige det lineære elastiske området.

Det er ganske merkelig at small-strain stivhet er godt kjent i jordsdynamikk, men i lang tid har de ikke blitt brukt i statistisk analyse.

I denne sammenheng er det lurt å beskrive hva står bak disse begrepene:

- Statisk jordstivhet refererer til responsen til jorden under langsomme, gradvise belastninger eller forandringer. Denne typen belastninger kan være konstante belastninger, monoton belastningsøkning eller påføring av langvarige belastninger. Statisk jordstivhet er vanligvis beskrevet av lineær elastisitet, der jordens deformasjon er proporsjonal med belastningen. Det vil si at hvis en statisk belastning påføres jorden og deretter fjernes, vil jorden gjenopprette sin opprinnelige form.

- Dynamisk jordstivhet refererer til responsen til jordens respons under raske og dynamiske belastninger. Dette inkluderer belastninger som oppstår som følge av jordskjelv, sprengninger, vibrasjoner fra maskiner eller andre dynamiske kilder. Dynamisk jordstivhet er

ikke-lineær og tar hensyn til viskøs demping og ikke-elastiske effekter i jorden. Responser til jorden under dynamiske belastninger avhenger av belastningshastighet, frekvens og størrelse. Den dynamiske jordstivheten kan variere betydelig med disse faktorene, og jordens respons kan være kompleks og inkludere fenomener som resonans, forsterkning eller demping av bevegelse.

Small-strain stivhet kan måles ved testing i laboratoriet eller ved in-situ tester. Seismisk teknikk er en metode, som kan brukes for å bestemme small-strain stivhet. Ved antagelse om lineær elastisk oppførsel til materialet sammenhenger elastisk stivhet med bølgeutbredelses hastighet:

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Hvor

V_p – hastighet til utbredelse av trykk- eller primære bølger (P-bølger), V_s – hastighet til utbredelse av skjær- eller sekundære bølger (S-bølger), λ og G er Lamé's konstanter (G kan forvirre, fordi G er også benevnelse for skjærmodulen).

Lamé's konstanter kan finnes ved følgende formler:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

Hvor

E – Young's modulus, ν – Poisson's ratio.

For å unngå misforståelse med bokstav-benevninger må det skrives, at:

G_o – maximal small-strain skjærmodulen

E_o – Young's modulus

γ – skjær strain

$\gamma_{0.7}$ – skjær strain ved G som representerer 70% av initial G_o - verdi

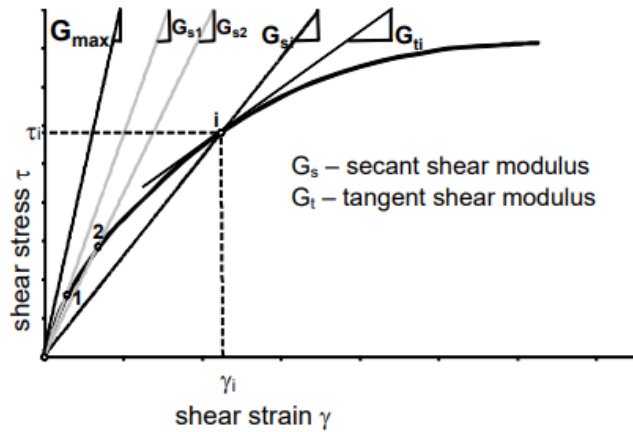


Figure 21. Grafisk presentasjon av G_0 eller G_{max} på stress-tøyning graf

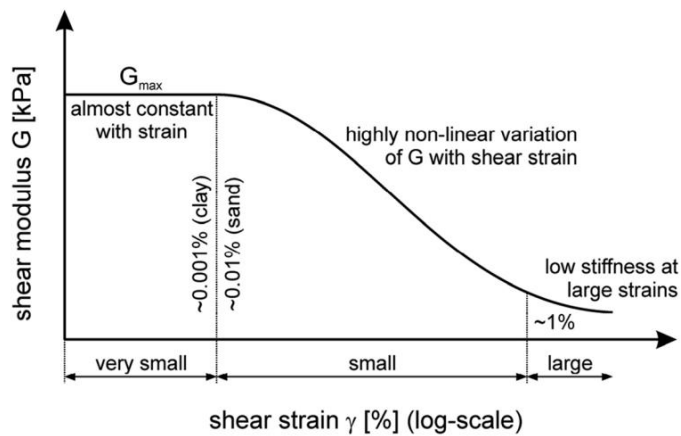


Figure 22. Forholdet mellom skjærmodulus og skjær strain

Det finnes mange parametere, som kan påvirke skjærmodulene og skjær strain, som er presentert i følgende tabell:

Parameter	Importance to			
	G_0		$\gamma_{0.7}$	
	Sands	Cohesive Soils	Sands	Cohesive Soils
Strain amplitude	V	V	V	V
Confining stress	V	V	V	V
Void ratio	V	V	R	V
Plasticity index	-	V	-	V
OCR	R	L	R	L
Diagenesis	V	V	R	R
Strain history	R	R	V	V
Strain rate	R	R	R	R
Eff. material strength	L	L	L	L
Grain characteristics	L	L	R	R
Degree of saturation	R	V	L	L
Dilatancy	R	R	R	R

Tabell 1. Forholdet mellom jordarts parametrene og skjærmodulen og strain. R=relatively important, V= very important, L=less important

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{p'}{p^{ref}} \right)^m$$

Hvor

p^{ref} – reference mean stress, G_0^{ref} - skjærmodulen ved p^{ref} ,
 m – eksponent, p' - effektive mean stress

$$\gamma_{0.7} = (\gamma_{0.7})_{ref} \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^m$$

Hvor

p'_{ref} - reference trykk på 100 kPa, $(\gamma_{0.7})_{ref}$ – reference skjær tøyning ved $p' = p'_{ref}$.

3.3.Damping i jord

Damping ratio, også kjent som dempingsforhold eller dempingsgrad, er en viktig parameter som brukes til å beskrive dempingskapasiteten til jord. Damping refererer til materialets evne til å absorbere og dissipere energi når det utsettes for vibrasjoner eller dynamiske belastninger. Damping ratio gir en kvantitativ måling av hvor mye energi som blir absorbert eller dissipert i forhold til den totale energien involvert i systemet.

I tilfelle jord, kan damping ratio variere avhengig av mange faktorer, inkludert jordens sammensetning, poretrykk, porøsitet og metningsgrad. En høy damping ratio indikerer jordens gode evne til å absorbere energi og dempe vibrasjoner, noe som resulterer i reduserte responsnivåer og mindre deformasjoner. På den annen side indikerer en lav damping ratio at jorden har begrenset evne til å absorbere energi, og dermed kan vibrasjonene forsterkes og føre til større respons og deformasjoner.

Demping i jord oppstår som et resultat av ulike mekanismer og prosesser som virker for å absorbere og dissipere energi under vibrasjoner eller dynamiske belastninger. Her er noen av de viktigste typene demping som kan forekomme i jord:

- **Materiell- eller viskøs demping.** Dette er en form for demping som oppstår på grunn av interne friksjonskrefter og deformasjonsprosesser i jordmaterialet. Når jorden utsettes for vibrasjoner, vil partiklene innbyrdes gni og skape interne friksjonskrefter. Disse friksjonskreftene fører til omforming og energiabsorpsjon, noe som resulterer i demping av vibrasjonene.
- **Porevæske- eller viskøs demping.** Hvis jorden er mettet med vann eller annen væske, kan porevæsken bidra til vibrasjonsdemping. Når jorden vibrerer, blir porevæsken presset gjennom porerommet, og dette fører til en motstand mot bevegelse og energiabsorpsjon. Porevæsken kan også skape viskøse krefter som bidrar til demping av vibrasjoner.
- **Friksjonsdemping.** Den oppstår som et resultat av friksjon mellom partiklene i jorden når de beveger seg relativt til hverandre under påvirkning av vibrasjoner eller

belastninger. Friksjonskreftene som oppstår mellom partiklene, omdanner vibrasjonens mekanisk energi fra vibrasjonene til termisk energi, noe som fører til demping av vibrasjonene. Friksjonsdemping kan være betydelig i jordmaterialer med partikkelkontakt og avhenger av faktorer som partikkelstørrelse, poretrykk, belastningsnivå og friksjonskoeffisienten mellom partiklene.

- Geometridemping. Den oppstår på grunn av endringer i jordmassenes geometrien. Når jorden blir utsatt for vibrasjoner eller belastninger, kan endringer i formen og posisjonen til jordmassene føre til deformasjon og energitap. Dette skjer for eksempel når jordpartikler forskyves, sampresses eller reorganiseres under vibrasjonene. Geometridemping kan være spesielt betydningsfull i løse jordarter og kan bidra til demping av vibrasjoner og reduksjon av dynamiske responsen til konstruksjonen.

Sammenhenger til demping ratio for jord har vært et undersøkelsestema for flere forskere. Det kan for eksempel nevnes en parameterstudie gjennomført av Hardin og Drnevich (1972) hvor det presenteres en tabell for å framvise forhold mellom damping ratio og jord parameterne:

Parameter (1)	IMPORTANCE TO ^a			
	Modulus		Damping	
	Clean sands (2)	Cohesive soils (3)	Clean sands (4)	Cohesive soils (5)
Strain Amplitude	V	V	V	V
Effective Mean Principal Stress	V	V	V	V
Void Ratio	V	V	V	V
Number of Cycles of Loading	R ^b	R	V	V
Degree of Saturation	R	V	L	U
Overconsolidation Ratio	R	L	R	L
Effective Strength Envelope	L	L	L	L
Octahedral Shear Stress	L	L	L	L
Frequency of Loading (above 0,1 Hz)	R	R	R	L
Other Time Effects (Thixotropy)	R	L	R	L
Grain Characteristics, Size, Shape, Gradation, Mineralogy	R	R	R	R
Soil Structure	R	R	R	R
Volume Change Due to Shear Strain (for strains less than 0.5 %)	U	R	U	R

^a V means Very Important, L means Less Important, and R means Relatively Unimportant except as it may affect another parameter; U means relative importance is not clearly known at this time.

^b Except for saturated clean sand where the number of cycles of loading is a Less Important Parameter.

Tabell 2. Sammenheng mellom damping ratio og jordparameterne

For å visualisere sammenheng mellom jordtype eller partikkelstørrelse og damping ratio referer jeg til følgende bilder:

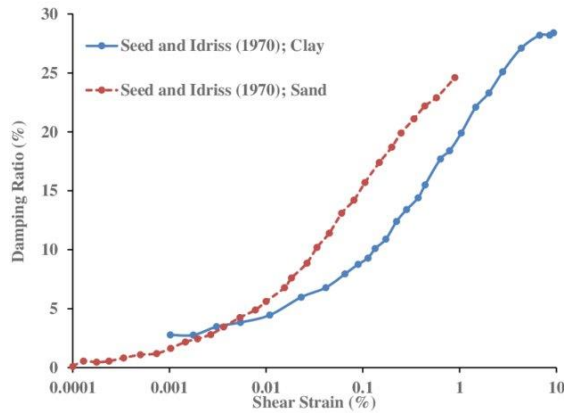


Figure 23. Damping ratio kurver til forskjellige jordarter

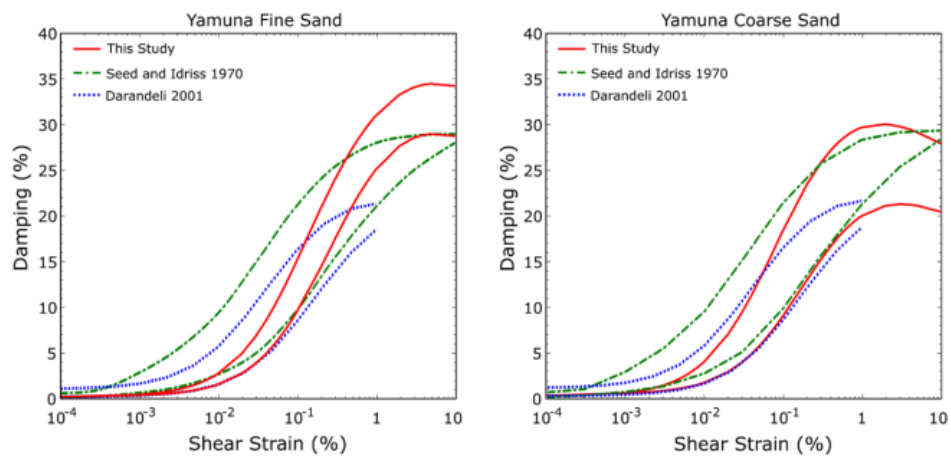


Figure 24. Kurver til damping ratio utvikling for to sandtyper

Damping ratio er en dimensjonsløs parameter som vanligvis angis som en prosentverdi eller i desimalform. Typiske verdier for damping ratio i jord kan variere fra svært lav - mindre enn 1% - til moderat - ca. 5-10% (Braja M. Das og T.G. Sitharam (1993)). Verdien av damping ratio kan bestemmes eksperimentelt ved hjelp av laboratorieforsøk eller feltmålinger, eller den kan beregnes ved hjelp av teoretiske modeller og analyser.

Kunnskap om damping ratio er viktig i geoteknisk ingeniørfag, spesielt i analyser av dynamisk respons og vibrasjonskontroll. Damping ratio brukes i modeller for å simulere jordens respons under dynamiske belastninger, som jordskjelv eller maskininduserte vibrasjoner. Det hjelper ingeniører med å vurdere nivået av vibrasjonsdemping og dermed utforme sikre og pålitelige geotekniske strukturer som fundament, dempere eller jordforsterkningssystemer.

4. Metoder til seismisk prosjektering

Seismisk prosjektering av støttevegger er en viktig disiplin innen geoteknisk ingeniørfag som tar sikte på å evaluere og dimensjonere støttevegger for å sikre deres stabilitet og integritet

under påvirkning av jordskjelvbeklastninger. Støttevegger brukes vanligvis til å stabilisere jord- eller fjellskråninger.

Formålet med seismisk prosjektering av støttevegger er å forstå hvordan jordskjelvkraftene virker på støttevegg og vurdere dens evne til å motstå slike krefter uten å svikte eller lide uakseptable deformasjoner. Dette innebærer også vurdering av jordskjelvbeklastninger, forståelse av responsen til jordsmonnet og støtteveggen, og deretter konstruksjonsdimensjonering for å oppnå et ønsket nivå av sikkerhet.

I seismisk prosjektering av støttevegger vurderes det en rekke faktorer, blant annet jordparametere, geometri av støttevegg, jordskjelvbeklastninger, konstruksjonsmaterialer og konstruksjonsteknikker. Målet er å utvikle løsninger som kan motstå de potensielle jordskjelvkraftene og minimere risikoen for skader eller sammenbrudd.

Metodene brukt i seismisk prosjektering av støttevegger varierer, og valget av metode avhenger av prosjektets spesifikke behov og tilgjengelige ressurser. Uansett metode er det avgjørende å utføre grundige analyser og beregninger for å sikre at støtteveggene er dimensjonert og bygget i samsvar med relevante seismiske standarder og retningslinjer.

Ved å anvende nøye planlegging, analyse og designprinsipper kan seismisk prosjektering av støttevegger bidra til å sikre at konstruksjonen opprettholder sin funksjonalitet og sikkerhet selv under ekstreme jordskjelvforhold.

Seismisk prosjektering av støttevegger inneholder:

- Seismisk belastningsanalyse: Dette er en viktig metode brukt til å evaluere de forventede seismiske kreftene som vil virke på støtteveggen. Analyser som anvender data om jordskjelvaktivitet og bakkebevegelser brukes til å beregne påkjenningene som støtteveggen må motstå.

- Stabilitetsanalyse: Stabilitetsanalyse er vesentlig for å sikre at støtteveggen oppbevarer sin stabilitet under seismiske påkjenninger. Analyser utføres for å vurdere stabiliteten til veggfundamentet og stabiliteten til selve veggen under påkjenningene generert av jordskjelv.

- Statisk og dynamisk analyse: Statisk analyse brukes til å beregne kreftene og belastningene som oppstår under jordskjelvet. Formålet med dynamisk analyse er å vurdere konstruksjonens respons og oppførsel under jordskjelvet ved å simulere jordskjelvbølgens effekter. Disse analysene hjelper til å identifisere de mest utsatte delene av støtteveggen og optimalisere designet for å tåle påkjenningene.

- Bruk av seismiske koder og standarder: Seismiske koder og standarder er en samling av retningslinjer og bestemmelser som hjelper ingeniører med prosjektering av støttevegger som er i samsvar med seismiske krav. Disse kodene inneholder spesifikke designparametere og metoder som skal følges for å sikre tilstrekkelig styrke og stabilitet under jordskjelvbeklastninger.

Tradisjonelt fordeles av seismiske metoder i fire grupper:

1. Pseudo-statisk metode: Dette er en enkel metode som tar hensyn til jordens motstandskraft mot bevegelse ved å beregne en pseudo-statisk kraft som tilsvarer jordens vekt multiplisert med akselerasjonsfaktor. Kraften brukes til å dimensjonere støtteveggen.

2. Seismisk koeffisientmetode: metoden bruker en seismisk koeffisient som er basert på jordskjelvets størrelse og avstand fra støtteveggen. Koeffisienten brukes til å beregne en seismisk kraft som tilsvarer jordens vekt multiplisert med koeffisienten. Kraften brukes til å dimensjonere støtteveggen.

3. Dynamisk analyse: Dette er en mer avansert metode som anvender numerisk modellering og dynamisk analyse for å simulere jordskjelvbeklastninger på støtteveggen. Metoden tar hensyn til komplekse faktorer som jordens egenskaper, støtteveggenes geometri og stivhet, og jordskjelvets egenskaper.

4. Empirisk metode: metoden bruker erfaring og observasjoner fra tidligere jordskjelv for å dimensjonere støtteveggen. Metoden kan være mindre nøyaktig enn de andre metodene, men er nyttig når det ikke er tilstrekkelig data tilgjengelig for å bruke de mer avanserte metodene.

I tillegg til disse foreslår andre metoder blant annet "response spectrum" metode og analytiske metoder.

«Response spectrum» metode skal beskrives veldig kort fordi den brukes mer for bygningsdesign enn i geoteknisk sammenheng. Denne metoden er basert på respons-spekter for jordskjelvet, respons-spektrum, som er en grafisk representasjon av den maksimale responsen til en konstruksjon over et spekter av forskjellige jordskjelvfrequenser. Metoden tar hensyn til konstruksjonens dynamiske egenskaper og beregner responsen basert på spekteret. Response-spektrum-metoden tar hensyn til den frekvensavhengige konstruksjonsresponsen og er spesielt nyttig for å vurdere resonansforhold og utvikle passende demplingsløsninger. Denne metoden brukes vanligvis for støttevegger med større høyder og mer komplekse geometrier.

4.1. Analytiske metoder

Disse kan fordeles med hensyn til størrelse (magnitudo) av forventet forskyvninger til støttevegg i tre grupper:

- Stiv-plastisk (rigid-plastic): forholdsvis store forskyvninger skjer.
- Elastisk: forholdsvis lite forskyvninger skjer.
- Elasto-plastiske: disse metodene kan brukes for moderate veggforskyvninger og anvender finittelement metode (videre – FEM).

Det er viktig å markere at analytiske metoder baseres på ideelle antakelser og forenklinger, derfor kan ikke representere en kompleks realistisk vegg-jord oppførsel i 100% tilfeller. Med andre ord er disse metodene et resultat av svært konservative anslag av dynamisk

Rigid plastiske metoder. Antagelse om en stor forskyvning av støttevegg, dvs. baseres på en kraft eller en forskyvning. Blant metoder, som tar utgangspunkt i en kraft, brukes for det

meste en berømt Mononobe-Okabe metode (videre – M-O metode) og Seed and Whitman metode. Metoder, som tar utgangspunkt i at forskyvninger er basert på Newmark (1965) og modifisert Newmark glide blokk.

Elastiske metoder er for det meste brukt for dimensjonering av vegger i kjeller, som vanligvis opplever relevant lite forskyvninger og kan vurderes som rigide vegger. Det antas at konstruksjons-jord bevegelse danner stress i elastisk range. Elastiske metoder er basert på elastiske bølge løsninger og gir upper-bound dynamiske jordrykkeestimeringer. Der er det Wood metode (1973) som er mest brukt. Denne metoden tar utgangspunkt i lineær elastisk teori og idealisert representasjons av vegg-jord system. Ifølge Wood metode tilsvarer total dynamisk kraft ca. $\gamma H^2 A$ og virker med høyde $0.58H$ over bunn.

Elastoplastisk analyse er en vanlig tilnærming som brukes i seismisk design for å evaluere responsen til konstruksjonen under jordskjelvbelastninger. Metoden tar hensyn til både elastisk og plastisk deformasjon i materiale. I elastisk fase deformeres materialer midlertidig og gjenopprettes til sin opprinnelige form når belastningen fjernes. Imidlertid kan materialer nå en grense der ytterligere økning i belastningen fører til permanent deformasjon, kjent som plastisk deformasjon. Dette skjer når materialer overstiger sin elastiske grense. Denne metoden tar spesielt hensyn til plastisk deformasjon i materialene og gir en mer realistisk vurdering av strukturens respons under ekstreme belastninger.

For å utføre elastoplastisk analyse i seismisk design, brukes numeriske metoder som finite element-metoden (FEM) eller finite difference-metoden (FDM). Disse metodene deler strukturen opp i mindre elementer for å beregne responsen til hvert element under jordskjelvbelastninger. Ved å ta hensyn til materialets elastiske og plastiske egenskaper, kan man evaluere hvordan konstruksjon deformeres og oppfører seg under jordskjelvet.

4.2. Mononobe-Okabe metode

Mononobe-Okabe-metoden er en anerkjent metode for å beregne jordskjelvbelastningen på støttekonstruksjoner, spesielt for gravitasjonsvegger og skråninger. Metoden ble først foreslått i 1929 av de japanske ingeniørene Yoshimi Mononobe og Yoshinori Okabe. Den ble senere videreutviklet og forbedret av flere forskere og ingeniører.

Metoden bygger på antakelsen om elastisk respons i jorden under jordskjelvbelastninger og at jorden er homogen og har konstante geotekniske egenskaper over hele området. Det antas også at grunnen til jordens elastiske oppførsel er at deformasjoner er reversibl. Metoden tar også hensyn til den aktive jordtrykkskoeffisienten og den horisontale jordskjelvkraften for å estimere jordtrykket på støttekonstruksjonen.

Mononobe-Okabe metode ble utviklet for å beskrive basis av seismisk jordtrykk (videre - M-O metode). Metoden er en utvidelse av statisk Coulomb teori om aktiv og passiv jordtrykk (Kramer 1996). I denne metoden antas at krefter virker på tørr, kohesjonsløs fyllmasser.

For å finne total horisontal kraft, som virker på støttevegg anvendes det følgende forme:

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

Hvor P_A – sum av aktive jordtrykkskrefter,
 P_E – pseudostatisk jordskjelv kraft, den også kan benevnes ΔP_{AE} (Kramer 1996),
 K_{AE} er en dynamisk aktivt jordtrykkoefisient, som kan finnes ved bruk av følgende formel:

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

Hvor

$$\varphi - \beta \geq \psi,$$

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \text{ eller } \psi = \tan^{-1} k_h = \tan^{-1} \frac{a_{max}}{g} \text{ (Robert W. Day 2012),}$$

$$a_h = k_h g \quad \text{og} \quad a_v = k_v g,$$

H – vertikal høyde av vegg

φ - jord friksjonsvinkel

δ - vegg friksjonsvinkel

β - helningen til veggen i forhold til vertikalen

k_h - horisontal seismisk akselerasjons koeffisient

k_v - vertikal seismisk akselerasjons koeffisient

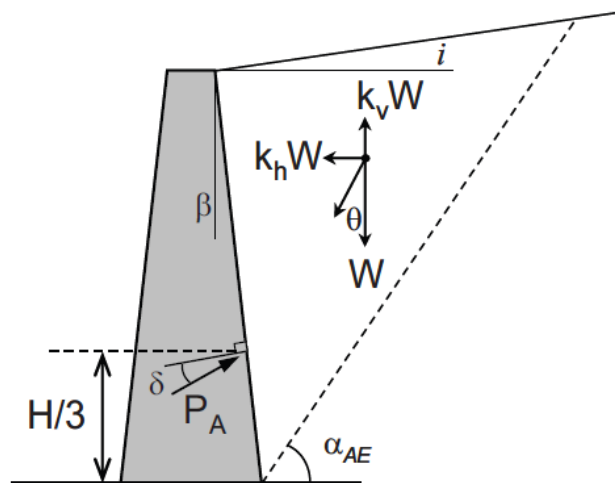


Figure 25. Krefter som virker på støttevegg ifølge M-O metode

M-O metode antar at total aktiv dynamisk kraft virker i H/3 over bunn, ment ifølge empirisk resultater under dynamisk last støt virker høyre, enn H/3.

Seed og Whitman foreslo, at den dynamiske biten virker i høyde 0,6H, litt høyre enn statisk bidrag – H/3.

Et slik totalt aktivt støt skal virke over bunn i høyde:

$$h = \frac{\frac{P_A H}{3} + \Delta P_{AE}(0,6H)}{P_{AE}}$$

I denne sammenheng bør det merkes, at flere forskere jobbet med M-O metodens antagelse og estimeringer angående avstand over bunn som krefter virker på.

Author	Point of Application
Mononobe-Okabe (1926-1929)	0.33H
Seed and Whitman (1970)	0.6H
Nandakumaran and Joshi (1973)	<0.65H
Krishna et al. (1974)	~0.5H
Sherif et al. (1982)	~0.42H
Prakash and Brasavanna (1969)	varies with acceleration
Ichihara and Matsuzawa (1973)	varies with acceleration
Ortiz et al. (1983)	varies, but higher than H/3
Woodward and Griffiths (1992)	varies with acceleration
Steedman and Zeng (1990)	varies, but higher than H/3
Mylonakis et al. (2007)	0.33H

Tabell 3. Oversikt over forslag til kraftens arm

Hvis vi bruker i M-O metode k_v , som tilsvarer $1/2k_h - 2/3k_h$, da påvirker det P_{AE} mindre enn 10%. Av denne grunnen bestemte Seed og Whitman, at vertikal akselerasjon kan neglektes ved bruk av M-O metode for å estimere P_{AE} for en vanlig vegg design.

For passivt jordtrykk brukes lignende formler:

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - k_v),$$

Hvor

K_{PE} er en dynamisk passivt jordtrykkoefisient, som kan finnes ved bruk av følgende formel:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi + \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[1 - \frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)} \right]^2},$$

Totalt passiv kraft kan deles i statisk komponent - P_A , og dynamisk komponent - ΔP_{AE} :

$$P_{PE} = P_P + \Delta P_{PE}.$$

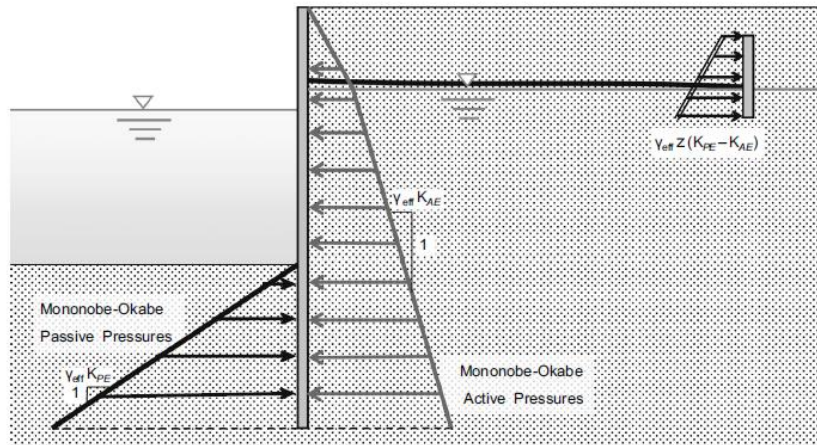


Figure 26. Jordtrykk på forankret støttevegg under jordskjelv

M-O er ganske berømt metode, som ble studert av mange forsker for å finne ut løsninger til problematiske deler for å forbedre metoden. Kritikkk skal beskrives videre.

4.3. Pseudo-statisk metode

Pseudo-statisk metode for seismisk dimensjonering av støttevegger ble utviklet av geotekniske ingeniører og seismologer på midten av 1900-tallet. Fordelene med denne metoden er at den er enkel for å forstå og anvende. Den er mye brukt for å analysere støttekonstruksjoner og skråninger, fordi den kan brukes både for totaltrykk og effektivt trykk i skråningsstabilitetsanalysen (Robert W. Day 2012).

Den opprinnelige anvendelsen av pseudostatisk metode tilskrives Terzaghi («Stability charts for pseudo-static slope stability analysis», R. Baker, R. Shukha, V. Operstein, S. Frydman 2006). Denne metoden ignorerer den sykliske naturen til jordskjelvet og behandler det som en ekstra statisk kraft påført skråning. Under pseudostatisk tilnærming antas at de påføres en lateral kraft som virker gjennom de glidende jordmassens tyngdepunktet i en retning ut av skråningen.

Det samme prinsippet gjelder for støtteveggsanalysen. Under pseudo-statistiske tilnærmingen antas det at er påført en lateral kraft på støtteveggen. For å beregne den laterale kraften kan det antas at kraften virker gjennom tyngdepunktet til den aktive kilen. Den pseudo-statistiske lateralkraften P_E beregnes ved hjelp av likning:

$$P_E = ma = \frac{W}{g} a = W \frac{a_{max}}{g} = k_h W$$

Hvor

P_E - den horisontale pseudo-statistiske kraften som virker på støtteveggen, kN;

m - den totale massen til det aktive kilen, kg, som tilsvarer $W * g$;

W - den totale vekten av det aktive kilen, kN;

a - akselerasjonen, som i dette tilfellet er maksimal horisontal akselerasjon ved jordoverflaten forårsaket av jordskjelvet ($a = a_{max}$), m/s²;

a_{max} - maksimal horisontal akselerasjon ved jordoverflaten som induseres av jordskjelvet, m/s². Den maksimale horisontale akselerasjonen blir også vanligvis omtalt som topphorisontalakselerasjonen;

k_h - seismisk koeffisient, også kjent som pseudo-statisk koeffisient (dimensjonsløs), er lik $a_{max} * g$.

Det er viktig å nevne, at et jordskjelv kan påvirke den aktive kilen med både vertikale og horisontale pseudo-statiske krefter. Imidlertid blir vanligvis den vertikale kraften ignorert i standard pseudo-statisisk analyse (Robert W. Day 2012). Grunnen til det er at den vertikale pseudo-statiske kraften som virker på den aktive kilen vanligvis har mindre effekt på dimensjoneringen av støtteveggen. I tillegg til det produserer de fleste jordskjelv en topp vertikal akselerasjon som er mindre enn topp horisontal akselerasjon, og dermed er k_v mindre enn k_h . Det skal vises i kapittel om Eurocode 8, hvor det også drøftes hvordan disse koeffisientene bør regnes ut.

For å finne W (vekten til det aktive kilen), som er den eneste ukjente verdien, kan det brukes følgende ligning:

$$W = 1/2 HL\gamma_t = 1/2 H[H\tan(45^\circ - 1/2 \varphi)]\gamma_t = 1/2 k_A^{1/2} H^2 \gamma_t$$

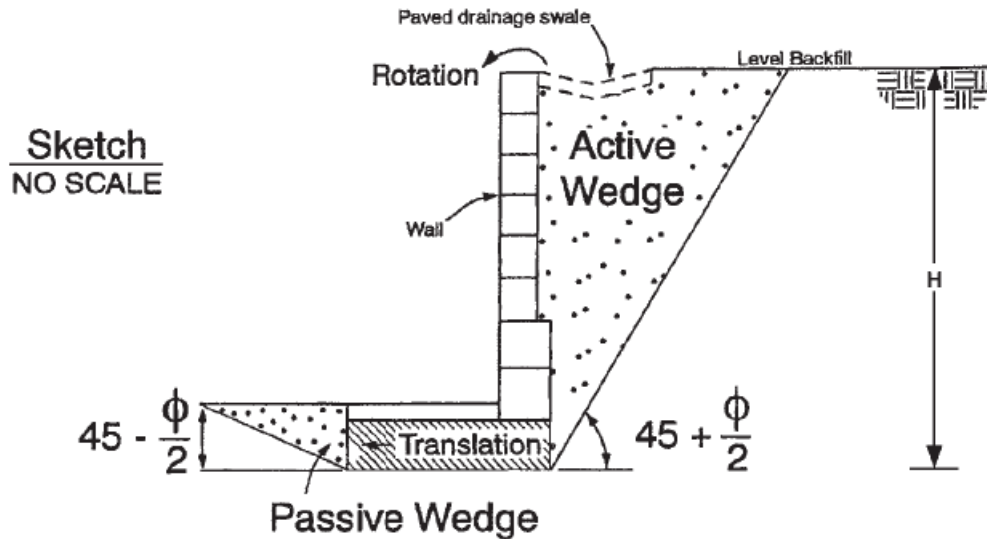
Hvor W - vekten av den aktive kilen, kN, per lengdeenhet av veggen;

H - høyden på den støtteveggen, m;

L - lengden av den aktive kilen på toppen av den støtteveggen. Den aktive kilen kan være skrå med en vinkel på $45^\circ + 1/2 \varphi$ (som vist på figur under). Derfor er den indre vinkelen til den aktive kilen lik $90^\circ - (45^\circ + 1/2 \varphi) = 45^\circ - 1/2 \varphi$. Lengden L kan beregnes som

$$L = H * \tan(45^\circ - 1/2 \varphi) = H * k_A^{1/2}$$

γ_t - total enhetsvekt av fyllmassen (det vil si vekt av jord som utgjør den aktive kilen), kN/m³.



Note: For active and passive wedge development there must be movement of the retaining wall as illustrated above.

Figure 27. Aktive kile bak støttevegg

Det kan utledes en formel for å finne P_E :

$$P_E = k_h W = \frac{1}{2} k_h k_A^{1/2} H^2 \gamma_t = \frac{1}{2} k_A^{1/2} \left(\frac{a_{max}}{g} \right) (H^2 \gamma_t)$$

Denne P_E kraften fungerer med avstand $\frac{2}{3} H$ over veggbunnen.

Pseudostatisk metode i seismisk prosjektering har både fordeler og begrensninger. Fordeler av metoden:

- Enkel implementering: pseudostatisk metode er relativt enkel å implementere og krever verken kompleks numerisk analyse eller dynamisk modellering;
- Rask og effektiv: metoden gir raske og effektive analyseresultater, spesielt for enkle og små tilfeller;
- Designforståelse: bruk av pseudostatisk metode gir en bedre forståelse av stabilitetsprinsipper og jordkrefter som virker på støttevegger.

Blant begrensninger kan det nevnes:

- Forenklet tilnærming: det er en forenklet tilnærming som ikke tar hensyn til alle dynamiske effekter og interaksjoner mellom konstruksjonen og jordsmonnet. Dette kan føre til unøyaktige resultater og mulig underestimering av kreftene som virker på støtteveggen;
- Krever konservative antagelser: for å kompensere forenklingene i metoden, er det ofte nødvendig å bruke konservative antagelser og sikkerhetsfaktorer. Dette kan føre til overdimensjonering av støttevegger og unødvendig kostnad eller bruk av materialer;

- Begrenset anvendbarhet: metoden egner seg for støttevegger med små høyder og relativt enkle geometrier. For mer komplekse tilfeller eller høyere støttevegger kan det være behov for mer avanserte analyser og metoder.

4.4. Sammenheng mellom Mononobe-Okabe metode og pseudo-statisk metode

Grunnet misforståelsen kan disse metodene vurderes som lignende eller en del av den andre. Derfor er det viktig å understreke, at disse metodene er ikke det samme, mer er tett relatert til hverandre.

M-O metoden tar hensyn til jordens motstandskraft mot bevegelse ved å beregne en dynamisk jordtrykkskraft som tilsvarer jordens vekt multiplisert med en koeffisient som avhenger av jordskjelvets størrelse og avstand fra støtteveggen.

Pseudo-statisk metode var utviklet senere enn M-O metode og er på en måte en videreutvikling av M-O metode. Pseudo-statisk metode tar også hensyn til jordens motstandskraft mot bevegelse, men beregner en pseudo-statisk kraft i stedet for en dynamisk jordtrykkskraft. Pseudo-statisk kraft beregnes ved å multiplisere jordens vekt med en akselerasjonsfaktor som avhenger av jordskjelvets størrelse og avstand fra støtteveggen. Med andre ord, tar pseudostatisk metode ikke direkte hensyn til dynamiske effekter og gir derfor en mer forenklet tilnærming sammenlignet med metoder som Mononobe-Okabe-metoden.

Begge metodene er enkle å bruke og kan gi tilstrekkelig nøyaktighet for mange applikasjoner, men kan være mindre nøyaktige enn de mer avanserte metodene når jordens egenskaper varierer mye over støtteveggenes høyde eller når støtteveggen har en kompleks geometri.

4.5. Seismisk koeffisientmetode

Seismisk koeffisientmetode ble utviklet av flere forskere og ingeniører i Japan på midten av 1900-tallet. Blant de mest kjente forskerne som bidro til utviklingen av metoden er: Kiyoshi Ishihara, Yoshimi Tokimatsu, Masayoshi Nakamura, Tatsuo Ishihara og Kenji Ishihara. Metoden har blitt videreutviklet av flere forskere og ingeniører over hele verden. Blant de mest kjente forskerne som har bidratt til utviklingen av metoden er: Harry Seed (USA), George Gazetas (Hellas), Andrew Whittle (USA), John Lysmer (USA), M. Z. Cohn (USA), J. M. Duncan (USA), J. K. Mitchell (USA), J. P. Wolf (Frankrike), J. P. Bardet (USA) og J. M. Roesset (USA).

Seismisk koeffisientmetode er en metode for seismisk dimensjonering av støttevegger som tar hensyn til jordens motstandskraft mot bevegelse ved å beregne en seismisk kraft som tilsvarer jordens vekt multiplisert med en seismisk koeffisient. Koeffisienten avhenger av jordskjelvets størrelse og avstand fra støtteveggen, og kan beregnes ved hjelp av empiriske formler eller numeriske modeller.

For eksempel, for å beregne seismisk koeffisient (K) brukes følgende formel:

$$K = a/g \left(\frac{S}{2H}\right)^b$$

Hvor

a, b - empiriske konstanter som avhenger av jordskjelvets egenskaper og jordens egenskaper,

g - tyngdekraften,

S - horisontal akselerasjon på bakkenivå,

H - høyden av støttevegg.

Seismisk kraft kan beregnes ved hjelp av formel:

$$F = K * W$$

W - vekten av støtteveggen.

Jordtrykk (P) kan beregnes ved hjelp av formel:

$$P = F / (L * H)$$

L - lengden av støtteveggen.

Formlene kan variere avhengig av hvilken versjon av seismisk koeffisientmetode som brukes, og hvilke antagelser som gjøres om jordens egenskaper og støtteveggenes geometri.

De viktigste jordens egenskaper som påvirker seismisk koeffisientmetode er:

- Jordens tetthet: jo høyere tetthet, jo høyere vil seismisk koeffisient være. Tetthet påvirker jordens motstandskraft mot bevegelse og dermed seismisk koeffisient.
- Jordens friksjonsvinkel: jordens friksjonsvinkel påvirker dens motstandskraft mot bevegelse og dermed seismisk koeffisient.
- Jordens skjærstyrke: jordens skjærstyrke påvirker dens motstandskraft mot bevegelse og dermed seismisk koeffisient.
- Jordens deformasjonsegenskaper: jordens deformasjonsegenskaper påvirker dens evne til å absorbere energi fra jordskjelv og dermed seismisk koeffisient.
- Jordens porøsitet: jo høyere porøsitet, jo lavere vil seismisk koeffisient være.
- Jordens porøsitet påvirker dens evne til å absorbere og frigjøre vann, som kan påvirke dens motstandskraft mot bevegelse og dermed seismisk koeffisient. Derfor jo høyere fuktighet, jo lavere vil seismisk koeffisient være. Jo høyere permeabilitet, jo lavere vil seismisk koeffisient være.

Disse egenskapene kan variere betydelig fra sted til sted og kan påvirkes av faktorer som jordsmonn, geologisk historie, klima og topografi. Det er derfor viktig å gjennomføre grundige undersøkelser av jordens egenskaper på stedet før man bruker seismisk koeffisientmetode for å dimensjonere støttevegger eller andre geotekniske strukturer.

Geometrien til en støttevegg kan påvirke antakelsene som gjøres i seismisk koeffisient metode på flere måter. De viktigste geometriske parametrene er:

- Høyde: jo høyere støtteveggen er, jo større vil påkjenningene være på grunn av jordskjelv. Dette kan føre til at seismisk koeffisient må justeres for å ta hensyn til høyden på støtteveggen.
- Lengde: jo lengre støtteveggen er, jo større vil være den horisontale påkjenningen på grunn av jordskjelv.
- Tykkelse: jo tykkere støtteveggen er, jo mindre vil være den vertikale bevegelsen på grunn av jordskjelv.
- Form: formen på støtteveggen kan påvirke hvordan kreftene fra jordskjelvet fordeles på strukturen. For eksempel kan en støttevegg med en buet form ha en annen respons på jordskjelv enn en støttevegg med en rett form.
- Fundament: fundamentet til støtteveggen kan påvirke hvordan kreftene fra jordskjelvet overføres til bakken. For eksempel kan en støttevegg med et fundament som er for stivt eller for mykt, ha en annen respons på jordskjelv enn en støttevegg med et fundament som er riktig dimensjonert.

Seismisk koeffisientmetode er en vanlig metode som er basert på prinsippet om at jordskjelvet kan betraktes som en dynamisk belastning og tar hensyn til både inertialkrefter og jordkrefter. Av denne grunnen gir metoden en mer realistisk og nøyaktig analyse av støtteveggenes stabilitet under jordskjelvb belastninger. Den er spesielt egnet for mer komplekse tilfeller og høyere støttevegger der pseudostatisk metode kan være begrenset.

4.6. Numeriske metoder

Numeriske metoder spiller en viktig rolle i seismisk design ved å analysere og forutsi konstruksjonens respons og oppførsel under jordbevegelser. Disse metodene brukes til å modellere og simulere komplekse dynamiske systemer, slik som bygninger, broer, og andre konstruksjoner, samt jordens respons under seismiske belastninger.

Chandrakant S. Desai og Musharraf Zaman (1977) foreslo følgende diagram av numeriske metoder:

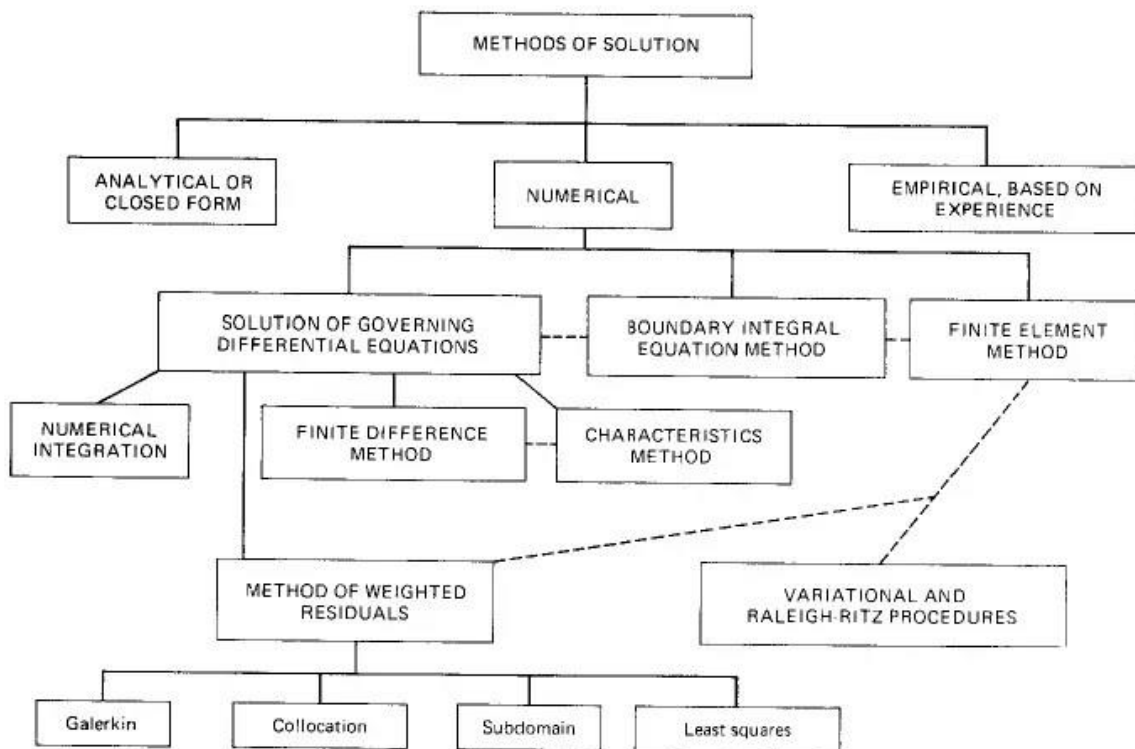


Figure 28. Numeriske metoder

For det meste brukes det følgende numeriske metoder:

- **Finite Element Method (FEM):** FEM er en av de mest utbredte numeriske metodene i seismisk analyse. Metoden deler strukturen opp i mindre geometriske elementer, og beregner deretter den lokale responsen i hvert element. Ved å kombinere responsen fra alle elementene, kan man få en helhetlig forståelse av strukturens oppførsel under seismiske påkjenninger.
- **Finite Difference Method (FDM):** FDM er en numerisk metode som diskretiserer differensiallikningene som beskriver bevegelsen av strukturen og jordlagene. Denne metoden deler domenet opp i et rutenett og beregner endringene i tid og rom for hver celle i nettet. FDM brukes ofte til å analysere jordens respons under seismiske belastninger.
- **Boundary Element Method (BEM):** BEM er en numerisk metode som fokuserer på grenseflatene til strukturen. Metoden modellerer bare grenseflatene i strukturen og jordlagene, og beregner responsen langs disse grensene. BEM er spesielt egnet for problemer med uendelig domene eller unntakstilfeller med spesielle geometrier.
- **Discrete Element Method (DEM):** DEM er en metode som brukes til å modellere materialer med partikkelinteraksjon. Metoden er spesielt egnet for granulære materialer som jord, og den tar hensyn til interaksjonen mellom individuelle partikler. DEM kan brukes til å simulere jordbevegelser og analysere stabiliteten til skråninger og fundamenter under seismiske belastninger.

- Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH): SPH er en metode som modellerer fluiders bevegelse ved hjelp av partikler. Metoden brukes i seismisk analyse for å simulere flytende materialer som vann eller slam. SPH kan brukes til å studere effekten av jordvæskeinteraksjon og flytende strukturer under seismiske forhold.

Numeriske modelleringsmetoder har blitt anvendt for å verifisere seismiske designmetoder i praksis og gi nye innsikter i problemet. For å løse problemet er det gjort forskjellige antakelser, og brukt flere numeriske koder (PLAXIS, FLAC, SASSI, osv..). Stadler nevnte (1996) at Clough og Duncan (1971) var blant de første forskerne som brukte finite element metod for å studere den statiske oppførselen til støttevegger som inkluderte jord-vegg interface effekter mellom konstruksjon og omkringliggende jord.

Green et al. (2003) utførte en rekke ikke-lineære dynamiske responsanalyser av et støttevegg-jord system med konsoll ved hjelp av FLAC-modelleringsverktøyet og konkluderte med at ved svært lave akselerasjonsnivåer var seismiske jordtrykk i samsvar med M-O-forutsigelsene. Når akselerasjonene økte, var seismiske jordtrykk større enn de som ble forutsagt av M-O-metoden. Gazetas et al. (2004) utførte en serie av finite element analyser på flere typer fleksible støttevegg systemer som var utsatt for kortvarige, moderat sterke påkjenninger. De observerte at “as the degree of realism in the analysis increases, we can explain the frequently observed satisfactory performance of retaining systems during strong seismic shaking”.

Numeriske metoder kan brukes til å utføre ulike analyser i seismisk design, inkludert lineær og ikke-lineær responsanalyse, jord/konstruksjon-interaksjonsanalyse, styrke- og stivhetsanalyse, og parametrisk studie for å vurdere forskjellige konstruksjonsalternativer. Ved å bruke disse metodene kan ingeniører bedre forstå og optimalisere konstruksjonens respons under seismiske belastninger for å sikre strukturell integritet og menneskelig sikkerhet.

4.7. Empiriske metoder

For å teste og observere konstruksjon- og jordartsoppførsel under jordskjelv brukes for det meste brukes det to metoder: shaking tables og dynamisk centrifuge tester (Linda Al Atik, Nicholas Sitar 2008).

4.7.1. Shaking tables test

Shaking table test er en eksperimentell teknikk brukt i geoteknisk ingeniørfag for å studere jord- og strukturopførsel under dynamiske belastningsforhold, for eksempel jordskjelv.

Testen er også kjent som seismisk bordtest eller vibrasjonstest. Det er en eksperimentell metode brukt til å simulere jordskjelvbevegelser på en modellstruktur eller komponent. Testen

utføres ved å plassere testobjektet, for eksempel en bygning eller en bro, på en spesiell plattform kalt en ristebord eller vibrasjonsbord.

Shaking table test var fulført av Mononobe og Matsuo etter Kwanto jordskjelv i 1923 for å verifisere analytisk metode til beregning av dynamisk jordtrykk som ble foreslått av Okabe i 1926 (Linda Al Atik, Nicholas Sitar 2008). Mononobe og Matsuo brukte relativt løs sand i rigid 1g shaking table kasse for å måle dynamisk jordtrykk på støttevegg. De brukte elvebunnsand i kasse med to vertikale dører hengslet (hinged) ved bunn. Esker med sand ble satt på ruller og elektrisk motor produserte vanlige harmoniske bevegelser. Testresultater i kombinasjon med analytisk modell fra Okabe dannet seismisk jordtrykk teori som er nå kjent som M-O metode.

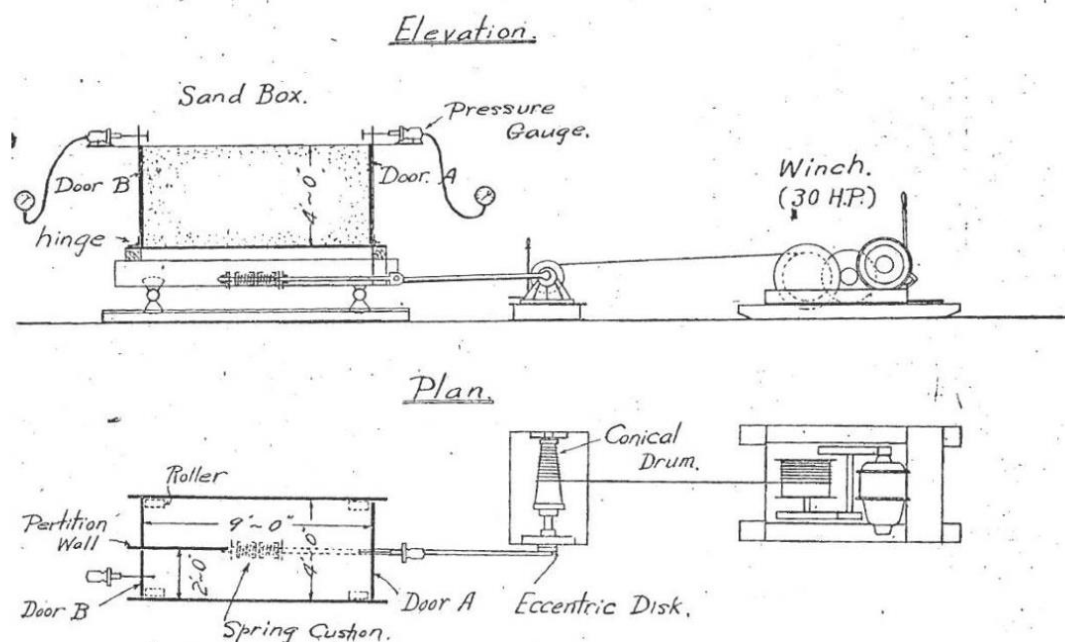


Figure 29 Setup for Mononobe tester

Imidlertid registrerte resultatene en konsekvens av geometri til rystelsen-kasse, fysisk oppsett og sandegenskaper. Studier og tester som var gjennomført senere med det samme utstyr viste at M-O estimerer godt verdi til total resulterende thrust, men den virker i avstand større enn 1/3 av vegg høyde over bunn.

På denne måten representerer ristebordet et utstyr med mekanismer som kan danne horisontale og vertikale bevegelser lignende på de som oppstår under et jordskjelv. Disse bevegelsene kan kontrolleres og tilpasses for å gjenskape forskjellige jordskjelvscenarier. Vanligvis blir akselerasjoner og hastigheter brukt til å beskrive bevegelsene som påføres testobjektet.

Under shaking table testen blir testobjektet utsatt for påførte jordskjelvbelastninger, og responsen blir nøye overvåket og registrert ved hjelp av sensorer. Disse sensorene kan måle akselerasjon, hastighet, forskyvning og konstruksjonens responsnivåer. Dataene som samles inn under testen, brukes til å evaluere konstruksjonens ytelse, identifisere svake områder, verifisere modeller og forbedre designet av strukturer for å gjøre dem sterkere mot jordskjelv.

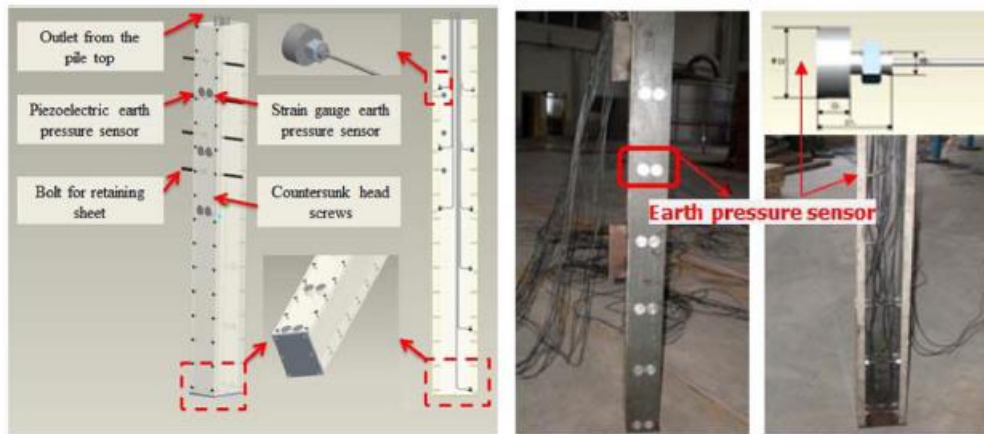


Figure 30 Instalasjon av sensor

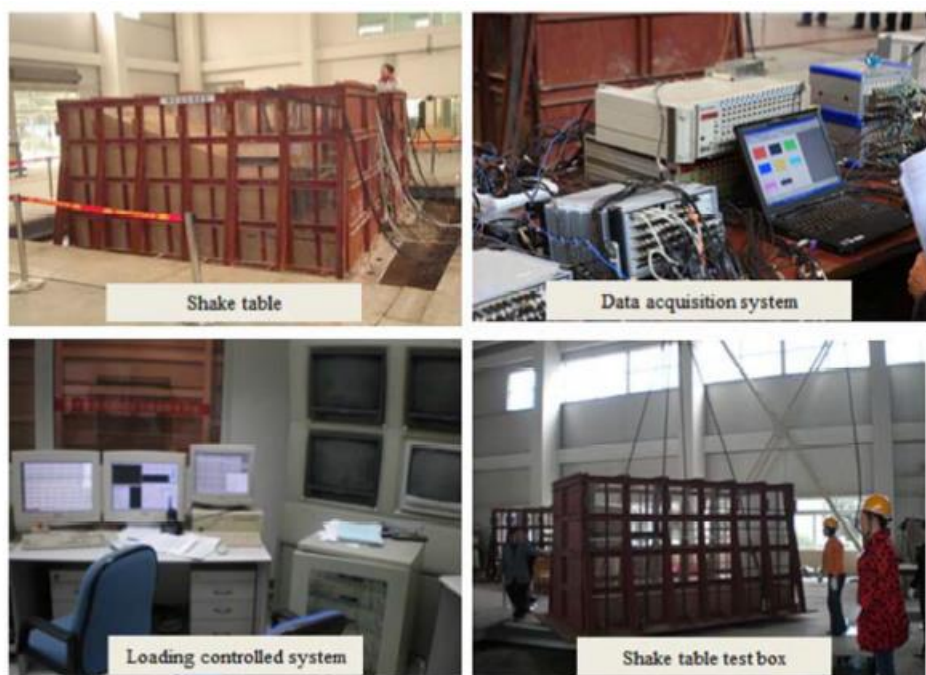


Figure 31 Utstyr for shaking table test

For det første, bør en modell av konstruksjonen eller komponenten, som skal testes, bygges i mindre skala. I hver artikkel som jeg har lest finnes det en detaljert beskrivelse av test setup, hva er brukt og hvilken modell skal testes med modelldimensjoner og dens prototypen.

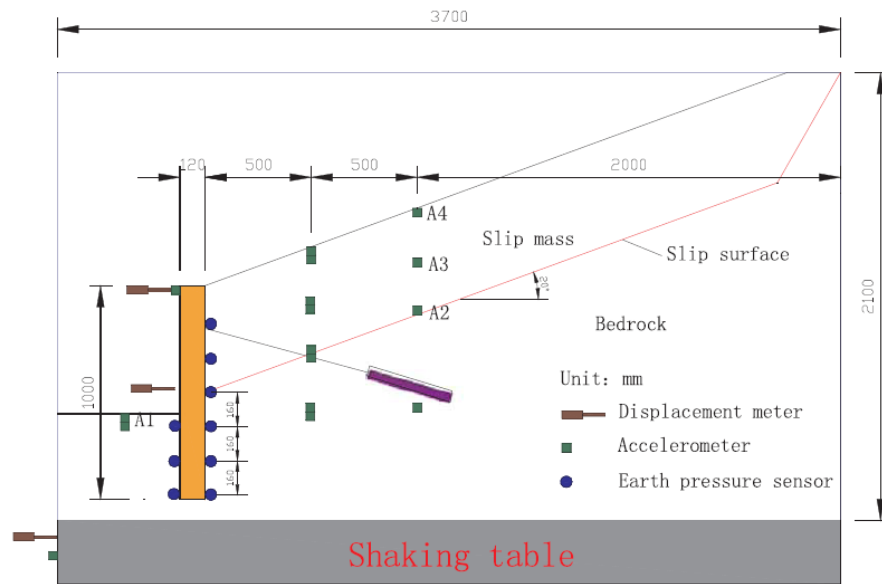


Figure 32 Oversikt av test modell

Shaking table test blir utført ved å påføre modellen en serie med vibrasjoner som simulerer bakkebevegelsen til et jordskjelv. Vibrasjonene kan variere i frekvens, amplitude og retning for å simulere forskjellige jordskjelvscenarier. Modellrespons blir registrert og analysert for å evaluere ytelsen og identifisere eventuelle svakheter eller feilmoduser. Ved behov kan modellen endres og testes igjen for å forbedre ytelsen.

Shaking table test kan være begrenset av størrelsen på testbordet, som kan begrense størrelsen på den testende modellen. Det kan også ha begrensninger i frekvensområde, som kan begrense evnen til å simulere høyfrekvente jordskjelv.

Denne testen har fordeler og begrensninger:

Fordeler:

- Kontrollert testing: shaking table test gir mulighet til å kontrollere og variere bevegelsen som simulerer jordskjelv, slik at man kan studere effektene av ulike jordskjelvscenarier på en konstruksjon eller komponent.
- Repeterbarhet: test kan gjentas flere ganger med samme modell, slik at man kan evaluere ytelsen og identifisere eventuelle svakheter eller feilmoduser.
- Lav kostnad: Shaking table test er relativt billigere enn andre eksperimentelle teknikker (for eksempel, sentrifugemetode), og kan derfor være mer tilgjengelig for mindre prosjekter.
- Skalerbarhet: testen kan utføres på modeller i forskjellige skalaer, slik at man kan studere oppførselen til både små og store konstruksjoner.

Begrensninger:

- Skalering av modellen kan føre til at noen aspekter med konstruksjonsoppførselen ikke representeres nøyaktig.

- Begrenset rom for testing: Shaking table test kan være begrenset grunnet størrelse på testbordet, som begrenser størrelse på den testende modellen.
- Begrenset frekvensområde: Shaking table test kan ha begrenset frekvensområde, som begrenser evnen til å simulere høyfrekvente jordskjelv.
- Begrenset nøyaktighet: Shaking table test har begrenset nøyaktighet i forhold til å simulere komplekse jordskjelvscenarier og konstruksjonsoppførselen under slike forhold.

Herved er shaking table test et viktig verktøy for å utføre jordskjelvteknisk forskning, vurdere strukturintegritet og validere effektiviteten av seismiske sikkerhetstiltak. Resultatene fra disse testene bidrar til å forbedre forståelsen av struktur oppførsel under jordskjelv og legger grunnlaget for utvikling av robuste og sikre bygnings- og infrastruktursystemer.

4.7.2 Sentrifugemetode

Sentrifugemetode er en eksperimentell teknikk som brukes i geoteknisk ingeniørfag for å studere jord – og konstruksjonsoppførsel under dynamiske belastningsforhold, for eksempel jordskjelv.

Centrifuge-metode for seismisk prosjektering ble først utviklet og brukt av professor Andre Coyne ved University of California, Berkeley, USA, på 1960-tallet. Coyne og hans team var pionerer innen bruk av centrifuge-teknologi for å studere geotekniske problemstillinger og spesielt jordmasse- og srekturoppførselen under jordskjelvbelastninger. Coyne utviklet en av de første geotekniske sentrifugene og utførte en rekke banebrytende eksperimenter som ga verdifull innsikt i seismisk respons av forskjellige geotekniske konstruksjoner. Disse tidlige studiene la grunnlaget for bruken av centrifuge-metoden innen seismisk prosjektering og inspirerte mange etterfølgende forskere og ingeniører til å videreutvikle og raffinere teknikken.

Berkeley Seismological Laboratory er ganske berømt aktør i denne foretningen og har gjort stor og omfattende innsats i seismisk prosjektering.

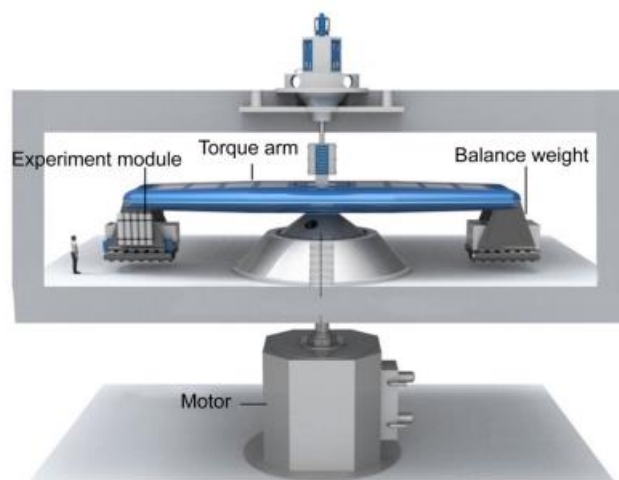


Figure 33 Skematisk oppbygging av geoteknisk sentrifuge

Det er bemerkelsesverdig at USA har flere steder hvor sentrifugemetode brukes for seismisk prosjektering. Det er en liste med eksisterende aktører, som har mulighet til å gjennomføre testen (det påstås ikke, at oversikten er fullstendig):

- University of California, Berkeley (USA) - Berkeley Seismological Laboratory
- University of Cambridge (Storbritannia) - Schofield Centre for Geotechnical Process and Construction Modelling

- University of Tokyo (Japan) - Centrifuge Modeling Laboratory
- University of Western Ontario (Canada) - Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory
- University of California, Davis (USA) - Center for Geotechnical Modeling
- Technical University of Denmark (Danmark) - Geotechnical Centrifuge Laboratory
- Swiss Federal Institute of Technology, ETH Zurich (Sveits) - Institute for Geotechnical

Engineering

- National University of Singapore (Singapore) - Centrifuge Modeling Laboratory
- Tongji University (Kina) - Geotechnical Centrifuge Modeling Laboratory
- University of Western Australia (Australia) - Centre for Offshore Foundation Systems
- University of California, San Diego (USA) - Center for Geotechnical Modeling
- Kyoto University (Japan) - Centrifuge Modeling Laboratory
- University of Illinois at Urbana-Champaign (USA) - Geotechnical Centrifuge Facility
- University of Colorado Boulder (USA) - Center for Infrastructure, Energy, and Space

Testing (CIEST)

- Delft University of Technology (Nederland) - Geoscience and Engineering Centrifuge

Facility

- University of Texas at Austin (USA) - Center for Geotechnical Modeling and Simulation

- University of Alberta (Canada) - Geotechnical Centrifuge Facility

- Technical University of Munich (Tyskland) - Chair of Engineering Geology and Applied Geophysics

- Hong Kong University of Science and Technology (Hong Kong) - Centrifuge Modeling Laboratory

- National University of Ireland, Galway (Irland) - Geotechnical Centrifuge Facility.

En av mulige grunnene til det at det er veldig dyrt utstyr og krever store investeringskrav. Ifølge artikkel som jeg har funnet og som som handler om Davis Center: «About \$5 million of NEES (George E. Brown Jr. Network for Earthquake Engineering Simulation) funding has paid for upgrades and new equipment at the UC Davis Center for Geotechnical Modeling, based around a 30-foot radius centrifuge, the largest of its type in the United States and one of the largest in the world”.



Figure 34 Geotechnical centrifuge at the University of California, Davis, 9m-radius (30 ft)



Figure 35 Centrifuge med 9m radius (oppgradert), Center for Geotechnical Modeling, UC Davis, California

Centrifuge oppbygges av:

- sentrifugeapparat: dette er selve sentrifugen, som er en stor dreieplattform med en aksel i midten. Plattformen er designet for å rotere med høy hastighet;
- prøvekommer: et spesielt kammer som er festet til dreieplattformen. Prøvekommeret inneholder den reduserte skalamodellen av det geotekniske systemet eller konstruksjonen som skal studeres. Prøven består av jordmateriale eller andre geotekniske

materialer som er plassert i riktig geometri og konsolideres for å etterligne de virkelige forholdene;

- måleutstyr: prøvekammeret er utstyrt med et omfattende nettverk av sensorer og måleinstrumenter for å registrere ulike parametere som akselerasjon, trykk, deformasjon og belastninger. Disse instrumentene gir viktig informasjon om prøvens og konstruksjonens oppførsel under rotasjon.

Sentrifugemetode foregår generelt på den samme måten, som shaking table test og inkluderer følgende trinn:

- modellering av konstruksjon, som skal testes;
- forberedelse: modellen plasseres i en sentrifugemaskin som kan simulere effektene av tyngdekraften ved å spinne modellen med høye hastigheter. Sensorene blir plassert på modellen for å registrere akselerasjon, hastighet og forskyvning.
- selve testing, når der påføres en serie med akselerasjoner som simulerer jordskjelvbeklastninger på modellen. Akselerasjonene kan variere i frekvens, amplitude og retning for å simulere forskjellige jordskjelvs scenarier. Responsen til modellen blir registrert og analysert for å evaluere ytelsen og identifisere eventuelle svakheter eller feilmoduser.
- Evaluering av resultatene fra testen gjøres for å bestemme om konstruksjonen eller komponenten oppfyller de nødvendige kravene for å motstå jordskjelvbeklastninger. Ved behov kan modellen bli endret og testet igjen for å forbedre ytelsen.

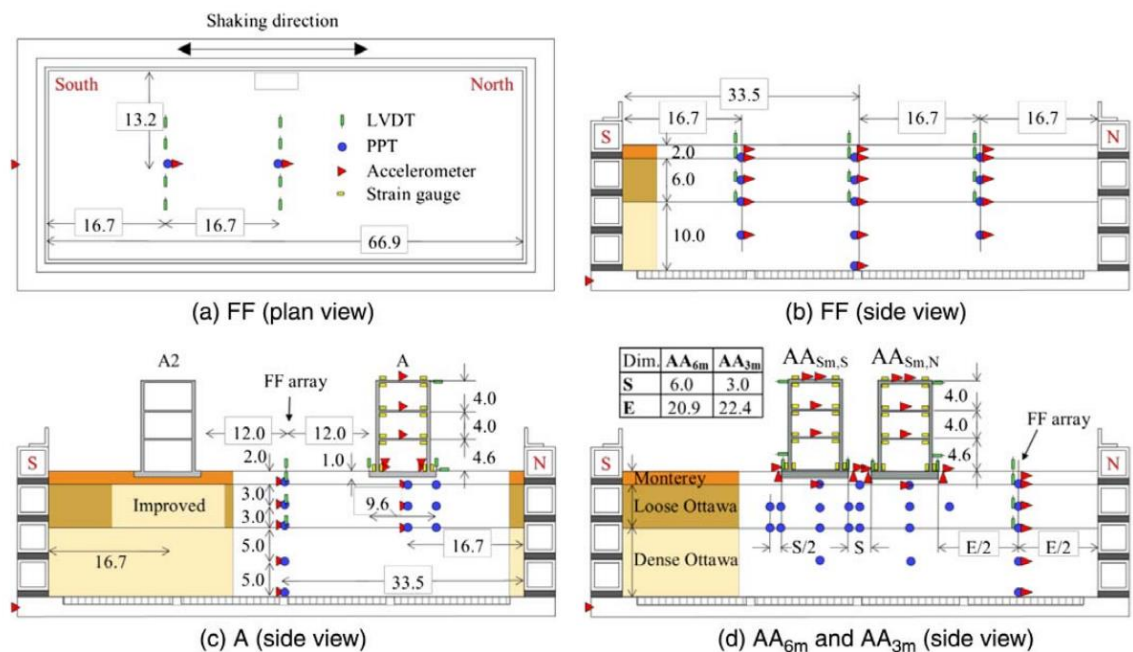


Figure 36 En modell for sentrifuge testen med tenkt plassering av sensorer

Det finnes fordeler og begrensninger med sentrifugemetode.

Fordelinger av metoden inkluderer:

- Skalering: sentrifugemetode kan utføres på modeller i forskjellige skala, dvs. at man kan studere oppførselen til både små og store konstruksjoner og komponenter.

- Realistisk testing: sentrifugemetode kan simulere effektene av tyngdekraften og jordskjelvbelastninger på en mer realistisk måte enn shaking table test.
- Presisjon: sentrifugemetode kan ha høyere nøyaktighet enn shaking table test i forhold til å simulere komplekse jordskjelvscenarier og oppførselen til strukturer og komponenter under slike forhold.
- Gjentarbarhet av resultater for like modeller
- Direkte studiet av feilmoders og deformasjoner
- Effisient og rimelig løsning (sammenlignet med bygning av full skala modeller)
- Gir mulighet til å evaluere empiriske metoder og validere tekniker for numerisk modellering.

Imidlertid har sentrifugemetode følgende begrensninger:

- Kostnader: som allerede nevnt, sentrifugemetode er dyrt, vanligvis dyrere enn shaking table test, og kan derfor være mindre tilgjengelig for mindre prosjekter.
- Begrenset tilgjengelighet: centrifuge fasiliteter er ikke like vanlige som laboratorier som utfører shaking table test, dvs. begrenset tilgjengelighet.
- Begrenset frekvensområde: metoden kan ha begrenset frekvensområde, som kan begrense evnen til å simulere høyfrekvente jordskjelv.
- Liten ikke-lineær spenningsfordeling på grunn av økende rotasjonsradius med dybden i modellen, som resulterer i en liten variasjon i g-nivået og dermed skaleringsfaktorer med dybden;
- Beholdersider samhandler med den tilstøtende jorden. Denne effekten ble minimert i de utførte sentrifugeeksperimentene ved å bruke en fleksibel skjærbjelkebeholder. Denne typen beholder er designet slik at dens naturlige frekvens er mye lavere enn jordens opprinnelige naturlige frekvens;
- Beholderbunn, som er en kilde til inngangsbølger som påvirker jorden, representerer en ganske unaturlig og svært stiv geologisk overgang;
- Eksperimentelle feil som kan forsterkes gjennom overholdelse av skaleringssammenhenger.

Hvis i sentrifuge testing brukes en modell i redusert skala, da brukes en $1/N$ forhold, som beskriver at $1/N$ av prototypens dimensjon blir utsatt for en gravitasjonsakselerasjon under spinning som er N ganger tyngdekraftakselerasjonen. Basert på sentrifugeskaleringslover, blir tidsperioden for risting og forskyvninger skalert med en faktor på $1/N$ under sentrifuge testing, mens akselerasjonene blir skalert med en faktor på N .

Parameter	Model Dimension/Prototype Dimension
Length, L	1/N
Area, A	1/N ²
Volume, V	1/N ³
Mass, m	1/N ³
Density, ρ	1
Force, F	1/N ²
Moment, M	1/N ³
Stress, σ	1
Strain, ε	1
Strain Rate	N
Acceleration, Gravity	N
Acceleration, Dynamic	N
Time, Dynamic	1/N
Frequency	N

Tabell 4 Skalaforhold i sentrifugemetode

Dynamiske centrifuge tests for støttekonstruksjoner med tørke, mettet, kohesjonsløs jordarter var fullført av Ortiz (1983), Bolton og Steedman (1985), Zeng (1990), Steedman og Zeng (1991), Stadler (1996) og Dewoockar (2001) (Linda Al Atik, Nicholas Sitar 2008). For det meste var disse testene et godt samsvar med M-O metode estimerte verdier, men det var foreslått å bruke en annen høyde til virkende dynamiske krefter.

I 2006 Nakamura fullførte serier av dynamiske centrifuge tester for å sjekke nøyaktighet av M-O metode sine antakelser. Han studerte forskyvninger, akselerasjon og jordtrykk respons for å forstå seismisk oppførsel av vegg/bakfyllmasser system. Nakamura fant ut at en del av bakfyllmassene som følger forskyvning av spuntvegg har plastisk deformasjon ved glidning ned, mens M-O jobber med rigid kline antakelse. Hans observasjoner stemmer ikke med antakelse i M-O metode at seismisk jordtrykk øker når inertialkraft virker i den aktive retningen på vegg/bakfyllmasser system.

I virkelighet er den dynamiske jordtrykkøkningen lik ca. null når bevegelseskraften er på sitt maksimum.

4.7.3. Sammenligning av shaking table test og sentrifugemetode

Shaking table test og sentrifugemetode er to forskjellige eksperimentelle teknikker som brukes i geoteknisk ingeniørfag for å studere oppførselen til jord- og struktureroppførsel under dynamiske belastningsforhold, som for eksempel jordskjelv. Hovedforskjellen mellom shaking table test og sentrifugemetode er skalaen på testen. Shaking table test blir vanligvis utført på en modell i liten skala av en struktur eller komponent, mens sentrifugemetode blir utført på en mye større skala ved å bruke en sentrifugemaskin for å simulere effektene av tyngdekraften. I en shaking table test blir modellen plassert på et bord som kan vibrere horisontalt og vertikalt for

å simulere bakkebevegelsen til et jordskjelv. Testen blir utført i et laboratoriemiljø, der bakkebevegelsen kan kontrolleres og varieres for å simulere forskjellige jordskjelvscenarier. Modellresponsen blir registrert og analysert for å evaluere ytelsen og identifisere eventuelle svakheter eller feilmoduser. I en sentrifugemetode blir modellen plassert i en sentrifugemaskin som kan simulere effektene av tyngdekraften ved å spinne modellen med høye hastigheter. Testen blir utført i en stor geoteknisk sentrifugefasilitet, der modellen kan utsettes for høye nivåer av akselerasjon og stress som er lik de som oppleveres under et jordskjelv. Responsen til modellen blir registrert og analysert for å evaluere ytelsen og identifisere eventuelle svakheter eller feilmoduser. Både shaking table test og sentrifugemetode har sine fordeler og begrensninger, og valget av metode avhenger av det spesifikke forskningsspørsmålet og de tilgjengelige ressursene. Shaking table test er mer egnet for å studere oppførselen til småskala strukturer og komponenter, mens sentrifugemetode er mer egnet for å studere oppførselen til storskala strukturer og jordsystemer.

4.7.4. Felt performance

Dessverre finnes det veldig lite informasjon om felt prestasjon av støttevegger etter de største jordskjelvene, som har skjedd i det siste. En grunn til det ifølge diskusjon in Gazetas (2004) er at de finnes mangel på godt dokumentert kollapser av støttevegger i jordarter som har ikke tendens til liquefaction. Store jordskjelver: Lora Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995), Chi-Chi (1999), Kocaeli (1999) osv, har vist at støtteveggervegger som støtter løse mettet liquefiable støttevegger er ganske sårbare for sterke seismiske rystelser. På den andre siden har flexible støttevegger vist relevant godt evne for fullføre deres oppgave i løpet av jordskjelv. Det gjelder vegger med kohesjonsløs sand og ikke mettet leire i bakfyllmasser.

Noen forskere studerte støttevegger etter jordskjelv og observerte at vegger, som ikke var prosjektert spesielt med hensyn på seismisk belastning hadde en god prestasjon. Slik Clough og Fragaszy (1977) støttevegger etter San Fernando jordskjelv. Disse veggene har opplevd PGA opp til 0,5g uten noen skader. I tillegg til det har de ved bruk av M-O metode og resulterende dynamisk påvirkning i høyde $2/3H$ over bunn, konkludert at M-O metode ved bruk av effektiv akselerasjon på 0,7 g gir adekvat forutsagt feilbelastning.

I løpet av Kobe jordsjelv (1995) med magnitudo lik 7 ble mange støttekonstruksjoner testet. Gravitasjon støttevegger laget av ikke armertbetong ble kraftig skadet. Samtidig visste vegger av armertbetong lav-moderat skader.

Generelt sett egnet støttemurer seg ganske bra under seismisk påvirkning, selv om de ikke ble spesifikt prosjektert for å håndtere dynamiske belastninger.

Seismiske designmetoder er et ganske omfattende tema, som inneholder mange teorier, antagelser og kunnskap. Noen av disse metodene er beskrevet. Selvsagt kan det utledes andre klassifikasjonsgruner og nevnes flere metoder. Etter oversikten av eksisterende metoder vil jeg komme med følgende konklusjon: «In practice, the shake table test and in situ test have disadvantages such as high cost and long time-consuming. The application of finite element

numerical analysis method in engineering practice is limited due to the difficulty of modeling, low calculation efficiency, and difficult parameter calibration. The simplified calculation method is usually preferred in practice due to the advantages of simplicity, high efficiency, and easy engineering implementation.” (P. E. Kavitha, K. S. Beena, and K. P. Narayanan 2016).

5. Eurocode

Eurokoder, også kjent som Eurokode-standardene, er en serie med europeiske standarder som gir felles regelverk for design av bygninger og konstruksjoner innenfor EU-landene. Disse standardene er utviklet for å harmonisere praksis og krav for konstruksjonsdesign på tvers av medlemslandene og forbedre sikkerheten og påliteligheten til byggverk.

Eurokodene dekker ulike aspekter av konstruksjonsdesign, inkludert strukturell analyse, belastninger, materialer, dimensjonering og utførelse av bygnings- og ingeniørkonstruksjoner. Hver del av Eurokodene er dedikert til et spesifikt område, for eksempel betongkonstruksjoner, stålkonstruksjoner, trekonstruksjoner, geotekniske design, dynamisk respons og jordskjelvdynamikk.

Implementeringen av Eurokodene varierer mellom medlemslandene, og det kan være forskjeller i nasjonale tillegg og spesifikke krav vedtatt av nasjonale myndigheter. Imidlertid gir Eurokodene et felles rammeverk og en referanse for konstruksjonsdesign som kan brukes på tvers av EU-landene.

Eurokodene har blitt utviklet av European Committee for Standardization (CEN) og European Committee for Electrotechnical Standardization (CENELEC). Disse standardene blir kontinuerlig revidert og oppdatert for å inkorporere ny kunnskap, erfaring og teknologi.

Bruken av Eurokodene har bidratt til å fremme harmonisering, kvalitet og sikkerhet innen konstruksjonssektoren i Europa. De gir en felles plattform for ingeniører, arkitekter og andre fagfolk for å utføre konstruksjonsdesign i samsvar med etablerte normer og beste praksis.

5.1. Eurokode 8

Eurocode 8 (EC8), også kjent som «Design of Structures for Earthquake Resistance», er en europeisk standard som gir retningslinjer og krav for dimensjonering og konstruksjon av bygninger og andre konstruksjoner for å motstå seismiske påvirkninger. Standarden er utviklet for å sikre at bygninger og konstruksjoner er robuste og trygge under jordskjelv.

Eurocode 8 omfatter ulike aspekter av seismisk design, inkludert grunnlagsdata for seismisk design, karakterisering av seismisk påvirkning, analysemetoder, dimensjonering av strukturer og materialkrav. Standarden gir også veiledning for vurdering av eksisterende strukturer og rehabiliteringstiltak for å forbedre deres seismiske motstand.

Hoveddelene i Eurokode 8 også kjent som EN 1998, består av følgende seks deler. For denne oppgaven er Del 1. mest relevant: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger og Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold.

5.1.1 Eurokode 8 Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.

Denne delen er den grunnleggende referansen for seismisk design i Eurocode 8. EN 1998-1:2004 gir en omfattende oversikt over prinsippene for seismisk design av bygninger og gir retningslinjer for å beregne seismiske påvirkninger og dimensjonere bygningsstrukturer for å motstå slike påvirkninger. Den tar hensyn til ulike faktorer som bygningens geometri, materialer, styrke, stivhet og dynamiske egenskaper.

Del 1 av Eurocode 8 inneholder følgende hovedseksjoner:

- Generelle regler. Denne delen gir en innføring i seismisk designfilosofi, definisjoner av viktige begreper og klassifiseringprinsipper av bygninger basert på seismisk risiko.
- Seismisk påvirkning. Her beskrives det metoder for å vurdere seismiske påvirkninger som jordskjelvsakselerasjon, jordskjelvsresponspekter og responspektrummetode. Den gir også veiledning om valg av jordskjelvgrunnbevegelse og spektrale former for ulike jordskjelvsoner.
- Regler for bygninger. Denne delen gir detaljerte regler for seismisk design av ulike typer bygninger, inkludert krav til styrke og stivhet, dimensjonering av konstruksjonselementer som søyler, bjelker, vegger og fundament, og krav til forbindelser og detaljer for å sikre god ytelse under seismiske påvirkninger.

5.1.2. Eurokode 8 Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold

Eurocode 8 Del 5. (EC 8-5 – videre) tar hensyn til forskjellige geotekniske konstruksjoner og deres respons på seismiske belastninger. Den inneholder følgende hovedseksjoner:

- Generelle regler. Denne delen gir en introduksjon i prinsippene og de grunnleggende begrepene for seismisk design av geotekniske konstruksjoner. Den tar også for seg klassifisering av geotekniske konstruksjoner basert på deres kompleksitet og seismisk risiko.
- Last og respons. Her beskrives metoder for å vurdere seismiske laster på geotekniske konstruksjoner, inkludert beregning av seismiske akselerasjoner,

jordskjelvsresponspekter og spektrale former for ulike jordskjelvsoner. Den gir også veiledning om responsen til geotekniske konstruksjoner under seismiske belastninger.

- Dimensjonering og utførelse. Denne delen gir detaljerte regler og prosedyrer for dimensjonering av geotekniske konstruksjoner. Det omfatter dimensjonering av fundamenter, stabilitet av støttemurer og skråninger, valg av jordparametere og bruk av sikkerhetsfaktorer. Det dekker også aspekter ved utførelsen av geotekniske konstruksjoner under seismiske forhold.

Generelle krav som stilles i EC 8-5 foreskriver at støttekonstruksjonene skal dimensjoneres slik at de fortsatt oppfyller sin funksjon etter et jordskjelv. Ifølge (7.1 (1)P) vil det si uten signifikante skader i løpet av og etter jordskjelv og permanente deformasjoner skal være akseptable ut i fra funksjonelle og estetiske krav (7.1 (2)).

Det er ganske bemerkelsesverdig, at EC 8-5 i (7.3.1) tillater bruk av enhver metode for prosjektering, hvis den er basert på prosedyrene innen konstruksjon- og jorddynamikk, og støttet av erfaring og observasjoner. Deretter EC 8-5 forskriver aspekter, som bør tas i betraktning:

a) Den generelt ikke-lineær oppførsel til jorden i løpet av dens dynamiske interaksjon med jordsholdende konstruksjon;

b) De inertielle effektene som er forbundet med massene til jorden, konstruksjonen og alle andre tyngdelaster som kan delta i interaksjonsprosessen;

c) De hydrodynamiske effektene som skapes av tilstedeværelsen av vann i jorden bak veggen og/eller av vannet på utsiden av veggen;

d) Kompatibiliteten mellom deformasjonene til jorden, veggen og ankerelementene, når de er til stede.

EC 8-5 som en basis metode anser pseudo-statisk metode og gir formler for å finne k_h og k_v i tilfelle det ikke finnes spesiell studie om disse koeffisientene (7.3.2.2 (4)P).

EC 8-5 også har krav til forankring av støttevegger i (7.4.2), for eksempel avstand mellom vegg og forankring i jorden i (5).

I Annex E (Normative) «Simplified analysis for retaining structures» inneholder EC 8-5 en serie av formler for å dimensjonere støttevegger. Disse formlene baseres på M-O metoden, men også tar vann i hensyn til.

Det er en kort beskrivelse av reglene, som foreskrives i EC 8. Mer detaljert oversikt med formler og tabeller, som var brukt i beregninger er samlet i Vedlegg A.

6. PLAXIS for seismisk design

PLAXIS er en av de mest anerkjente og brukte geotekniske programvarene i verden. Den er utviklet for å modellere og analysere ulike geotekniske problemstillinger. Programvaren benytter Finittelementmetoden - Finite Element Method (videre - FEM) for å fullføre komplekse geotekniske analyser.

Denne kommersielle koden ble opprinnelig utviklet for å lage en brukervennlig (easy-to-use) 2D kode for analyse av elvefyllinger på de myke jordene i de lave områdene i Nederland (Anna Chiaradonna 2022).

Ved hjelp av PLAXIS kan ingeniører modellere forskjellige geotekniske strukturer som skråninger, fundamenter, støttevegger, dammer, tunneler og mye mer. Programvaren gir mulighet til å simulere både to-dimensjonale (2D) og tredimensjonale (3D) geotekniske modeller, avhengig av behovet for og kompleksiteten til det aktuelle problemet.

En av de viktigste funksjonene i PLAXIS er mulighet til å bruke ulike modeller som beskriver jordens materialeegenskapene. Slik blir det mulig å simulere jordens oppførsel under ulike belastninger, inkludert deformasjoner, setninger, stabilitet og interaksjon med grunnvann.

PLAXIS tilbyr også et bredt spekter av analyseverktøy, inkludert lineære og ikke-lineære analyser, dynamiske analyser, konsolideringsanalyser og termiske analyser. Verktøyene gjør det mulig å vurdere ulike geotekniske scenarier og evaluere design- og sikkerhetsaspekter i jordkonstruksjoner.

Gjennom sin allsidighet, pålitelighet og avanserte funksjoner fortsetter PLAXIS å være et viktig verktøy for geotekniske ingeniører over hele verden, og bidra til å forbedre jordkonstruksjonens sikkerhet og effektivitet.

6.1. Hardening soil modell

Hardening Soil modell (videre – HS-modell) er dannet av Schanz for å gjenskape grunnleggende makroskopiske fenomener som vises av jordarter (Rafa F. Obrzud, Andrzej Truty 2020). Denne modellen var opprinnelig skapt for sand, men nå brukes for flere jordarter (Steinar Nordal 2016).

HS-modell var foreslått for å beskrive følgende jordartens egenskaper:

- Fortetning – minking av porevolumet i jord på grunn av plastiske deformasjoner;
- Spennings avhengige stivhet – stivhets modulus økning ved økning av stressnivå;
- Jords stresshistorie - tar hensyn til prekonsolideringseffekter;
- Plastisk flytning - utvikling av irreversible deformasjoner ved oppnåelse av en yield-kriterium;
- Dilatasjon - forekomst av negative volumetriske deformasjoner under skjæring.

Generelt sagt, bruker HS-modell samme grensetilstander for spenninger som Mohr-Coulomb modell: friksjonsvinkel (ϕ), kohesjon (c) og dilatansvinkel (ψ). Imidlertid brukes det tre forskjellige stivhetsparameter: treaksial belastning stivhet (E_{50}), treaksial unloading/reloading stivhet (E_{ur}) og odometer stivhet (E_{oed}).

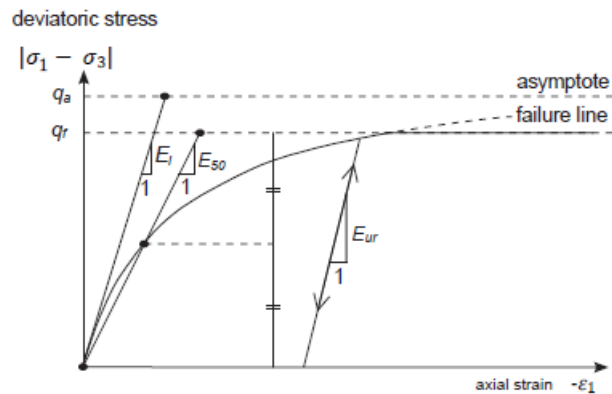


Figure 37. Stress-deformasjon forhold til standard drenert treaksialforsøk

Deviatoric stress har q -benevning, q_a – asymptotisk verdi til skjærstivhet, q_f – ultimate deviatoric stress (den utledes fra Mohr-Coulomb failure criterion).

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

Hvor

R_f – failure ratio, som bør være mindre eller lik 1.

Treaksialforsøks stivhet gis med følgende formel:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + a}{p_{ref} + a} \right)^m$$

Hvor

$p_{ref} = p_a = 100 \text{ kPa}$ – atmosfærisk trykk,

m – indeks, tilsvarende 1 for leire og 0,5 for sand,

a – atraksjon.

Ved bruk av PLAXIS må vi sette inn en verdi til E_{50}^{ref} (referanse stivhets modulus som tilsvarende p_{ref}), mens PLAXIS regner ut stivhet som en funksjon av σ'_3 (effektive minor stress). Av denne grunnen har vi økning av stivhet med dybde og denne stivheten er stressavhengig.

Initial stivhet - E_i – er lik:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f}$$

Den siste stivheten kan beregnes ved følgende formel:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\cos(\varphi) - \sigma'_3 \sin(\varphi)}{\cos(\varphi) + p^{ref} \sin(\varphi)} \right)^m$$

Hvor

E_{ur}^{ref} - referanse Young's modulus ved unloading-reloading som tilsvarer referansetrykk p^{ref} .

Det er ganske vanlig å anta at E_{ur}^{ref} er lik $3E_{50}^{ref}$, men i PLAXIS er det satt som en default innstilling.

HS-modellen er en elasto-plastisk modell med så kalt isotropisk hardening tilknyttet to plastiske yield-overflater: «cone» og «cap», som kan grafisk beskrives ved hjelp av følgende bilder:

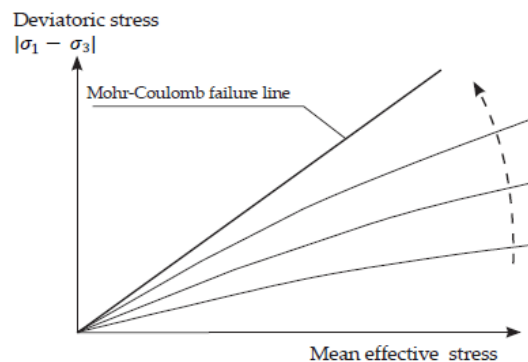


Figure 38. Yield surfaces til HS-modell

Mean effective stress - p' - er lik $\frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$.

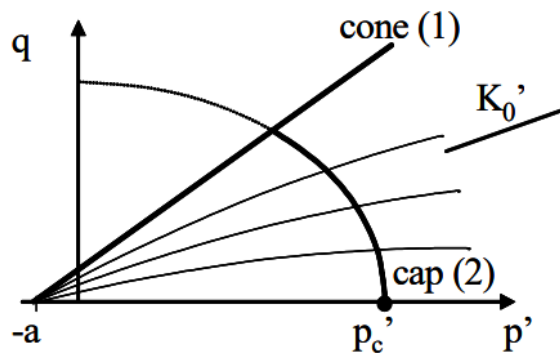


Figure 39. Yield surfaces til HS-modell

«Cone» beskrives med Mohr-Coulomb-criterium, hvor mobilisert friksjon ($\tan\rho$) brukes istedenfor failure-verdi ($\tan\phi$). Denne «Cone» vil gradvis utvide seg ved belastning mot failure og gi plastiske deformasjoner, som kontrolleres av mobilisert friksjons økning. For å beskrive gradvis økning av elastiske og plastiske deformasjoner brukes det hyperbolen.

Elasto-plastisk stivhet er representert med sekantlinje med helning lik E_{50}^{ref} . Ved unloading vil «cone» stå ved sin ytterste posisjon og området markert med grønn farge blir elastisk.

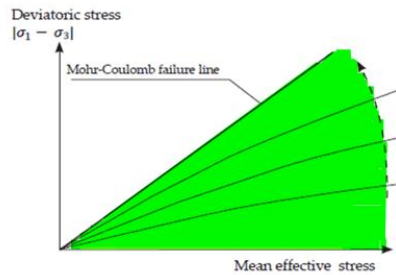
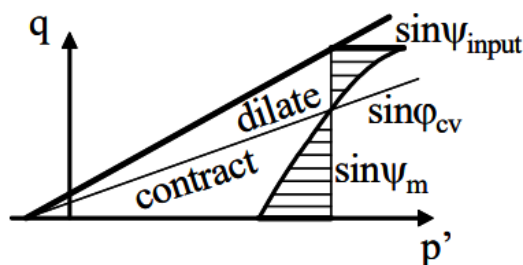


Figure 40. Elastisk område

«Cap» er en annen surface i HS-modell som har sfærisk form. Posisjon til «cap» kontrolleres ved prekonsolidert stress. Når vi påfører last (tegner en tenktiline fra origo), øker stressnivå og deretter et sted vil vi treffe «cap», presentert med prekonsolidert stress.

Hvis vi ønsker å påføre mer last, som er sammensatt med økning av p' (effektive mean stress) må vi utvide «cap-en». Utvidelse av «cap-en» resulterer i plastiske volumetriske deformasjoner. Det gir oss en oppførsel som står i godt samsvar med odometer-test, hvor vi har stiv oppførsel i overkonsolidert område (indre «cap») og myk oppførsel når last går utenfor prekonsolidert området, dvs. når vi er i et normalt konsolidert området.

Dilatans er tilknyttet utvidelse av plastisk deformasjon og relatert kun til «cone». Mens «cone» utvider seg framkommer plastisk skjær deformasjon, som er tilknyttet plastisk volumetrisk deformasjon gjennom dilatansvinkel. En volumetrisk plastisk deformasjon vil framkomme gradvis hvis dilatansvinkel ikke er lik null. Grunnen til det er at plastisk skjær deformasjon framkommer gradvis. I denne modellen varierer dilatans med mobiliseringsgrad og blir lik innsatt dilatansvinkel ved failure, dvs. at dilatansoppførsel øker mot failure.



$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cv}}$$

$$\phi_m = \rho = \text{mobilized friction}$$

$$e_{\max} \rightarrow \text{dilatancy cut off}$$

Figure 41. Dilatansoppførsel med beskrivelse av parameter

Ifølge PLAXIS manual kan HS-modell også brukes ved dynamisk last. Imidlertid må E_{ur}^{ref} velges slik at modellen kan predikte bølgehastighet av jordart riktig. Under dynamisk last skal HS-modell mobilisere jordsstivhet (skjær-hardening) eller øke prekonsolidert stress til jord (compaction hardening). Likevel skal denne modellen danne elastiske deformasjoner og ikke generere damping. Med andre ord, og til tross for veldig realistisk presentasjon av jordoppførsel passer HS-modellen ikke til simulering av dynamiske laster.

6.2. The Hardening soil model with small-strain stiffness

I kapittel 3.1. var small-strain teori beskrevet, derfor i denne kapittelen vil det kort beskrives den anvendelse i Hardening soil model with small-strain stiffness (videre – HSsmall-modell).

Den opprinnelige HS-modellen antar elastisk oppførsel under både unloading og reloading. Imidlertid, kan jord betraktes som et virkelig elastisk materiale, dvs. at jord kan nesten fullstendig gjenopprettes fra påførte deformasjoner, kun i et veldig lite deformasjonsspekter. Ved økning av deformasjons amplitude minker stivhet ikke lineært. Dette forholdet kan plottes ved S-formet stivhetsreduksjon kurve:

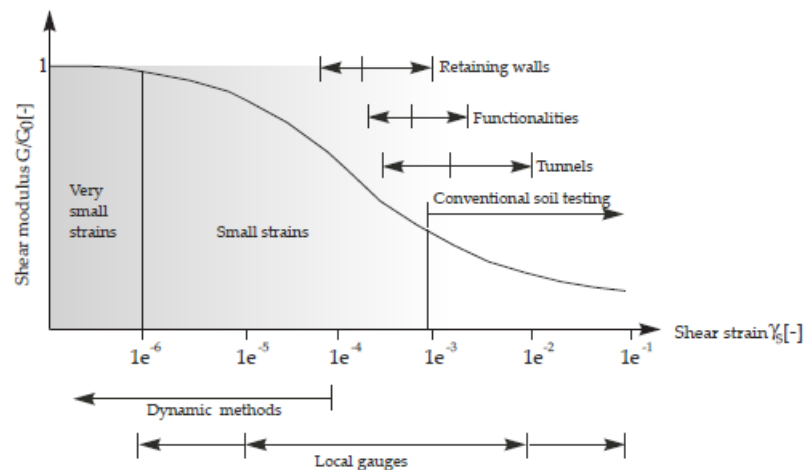


Figure 42. Karakteristisk stivhet vs. Deformasjon

Det bør understrekkes at stivhet, som bør brukes i analyse til geotekniske konstruksjoner ikke er den samme stivheten, som er tilknyttet deformasjons spekter ved slutten av bygningsprosess. I istedenfor må det brukes small-strain stivhet med dens ikke lineære avhengighet av deformasjonsamplitude. HSsmall-modellen gir en mulighet for det. Denne modellen bruker nesten de samme parameterne som HS-modellen, men i tillegg innfører de allerede beskrevne:

G_0 (initial skjær modulus) og $\gamma_{0,7}$ (skjær deformasjon i nivå, hvor sekant skjærmodulus G_s samsvarer til en redusert verdi som er lik 70% av G_0).

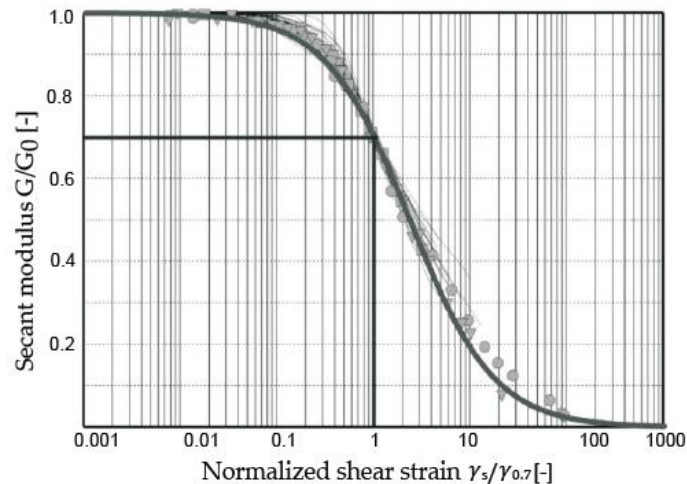


Figure 43. Resultater fra Hardin-Drnevich forhold sammenlignet med test data av Santos&Correia

HSsmall-modell viser hysteresis (hysteresis) i syklisk belastning. Med hysteresis menes en betegnelse for at et systems tilstand ikke kun avhenger av systemets avhengige variabler, men også av, om variabelen endres med økning eller minking.

Denne hysteretiske oppførselen fører ved anvendelse i dynamiske beregninger til damping. Mengde av hysterisk damping er avhengig av amplitude til påført last og tilsvarende deformasjons amplitude.

Den maksimale verdien av hysterisk damping, som kan oppnås er avhengig av forhold mellom G_0 og G_{ur} .

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})}$$

Et stort forhold fører til større maksimal verdi av hysterisk damping.

Denne oppførselen til et material var beskrevet av Masing (1926) og beskriver materialets oppførsel ved følgende regler:

- Skjær modulus ved unloading er lik initial tangent modulus til initial loading kurve;
- Formen til unloading og reloading kurver er lik initial loading kurve, men er i to ganger større:

$$\gamma_{0,7re-loading} = 2\gamma_{0,7virgin-loading}$$

Ifølge Masing's regel skal terskel til skjærdeformasjon og reloadings-kurve oppnås ved å skalere bakkdelen av den opprinnelig loadings-kurven med en faktor lik 2.

Følgende bilder viser Masing's regel og sekant stivhetsreduksjon til urørt (virgin) loading og unloading/reloading:

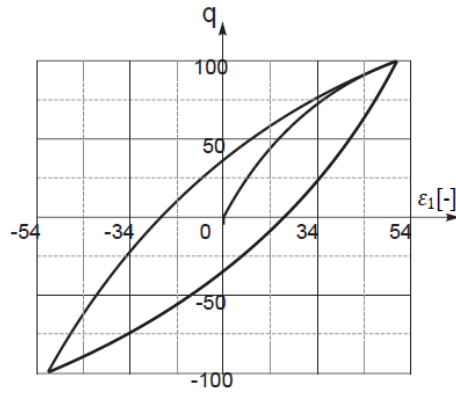


Figure 44. Hysteretic oppførsel til et material

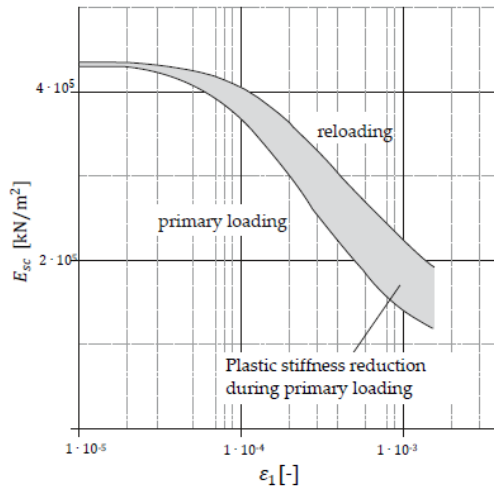


Figure 45. Illustrasjon av Masing's regel og sekant stivhet til opprinnelig loading og unloading/reloading

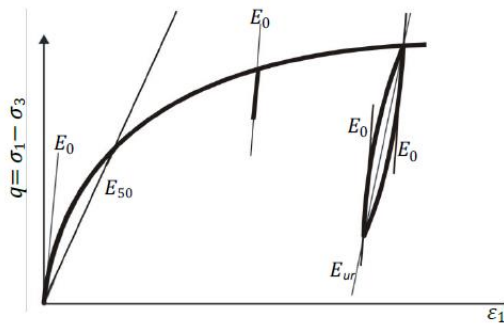


Figure 46. Stivhets parametere til HSsmall-modell i treaksialforsøk

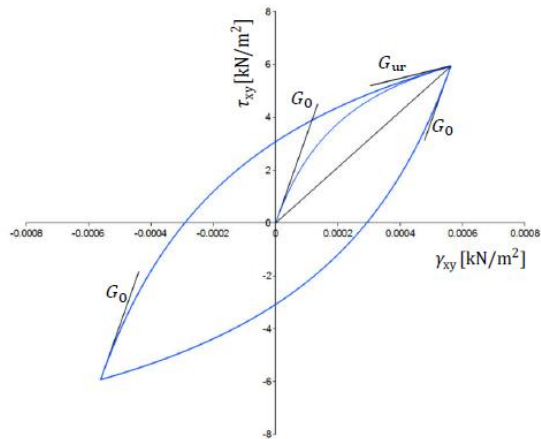


Figure 47. Stivhets parametere i stress-kontrollert drenert syklisk skjær-test

6.3. Dynamisk last

PLAXIS bruker i sine beregninger bevegelsesligning, som allerede er beskrevet i Kapittel 2.3. En basis ligning til tidsavhengig bevegelse av et volum under påvirkning av dynamisk last er gitt ved:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F$$

Hvor

M – matrise til materialsmasse (jord, vann og konstruksjoner),

\ddot{u} – akselerasjon,

C – matrise til demping,

\dot{u} – hastighet,

K – stivhetsmatrise,

u – forskyvningsvektor,

F – lastvektor.

Akselerasjon, hastighet og forskyvninger kan variere med tid, mens Ku og F tilsvarer statisk deformasjon.

For å bestemme demping matrise er det nødvendig å bruke ekstra parameterer, som er vanskelig å finne ut fra tester. I FEM matrise C bestemmes ofte ved hjelp av matrisefunksjon til masse og stivhet (Rayleigh demping):

$$C = \alpha_R M + \beta_R K$$

α_R og β_R – Rayleigh koeffisienter.

Ved dominerende innsats av M-matrise skal det dempes større antall lav frekvens vibrasjoner dempes, mens ved dominerende innsats av K-matrise skal flere høy frekvens vibrasjoner. Generelt bruker PLAXIS $\alpha_R = \beta_R = 0$.

Imidlertid kan ligning til C-matrise skrives annerledes for å vise hvordan Rayleigh damping anvendes for viskøs dempingsmatrise:

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

Hvor

α og β - Rayleigh koeffisienter.

Koeffisienter α og β kan bestemmes ved hjelp av to metoder:

- Ved bruk av f^* , en kontroll frekvens;
- Ved bruk av f_1 og f_2 , dvs. to kontroll frekvens.

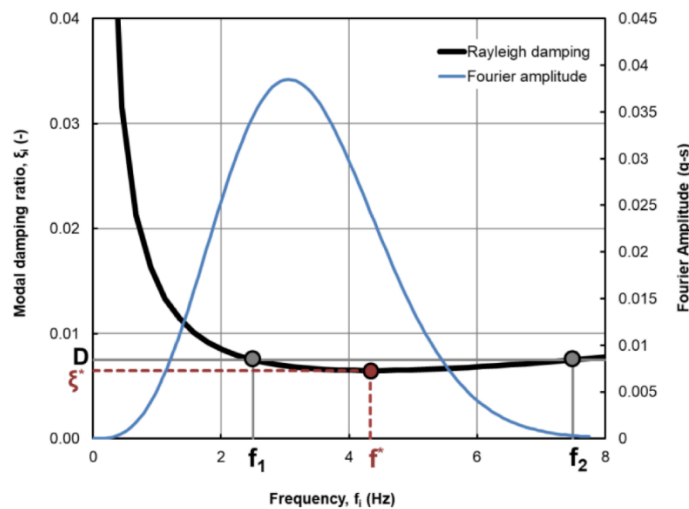


Figure 48. Rayleigh damping kurv med overlappende Fourier amplitude spekter

Rayleigh damping kurv (svart linje) pålegger (imposed) Fourier amplitude spekter med identifikasjon av en kontroll frekvens (f^*) og to kontroll frekvenser (f_1 og f_2).

Damping ratio, ξ_i for j mode er gitt ved:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{4\pi f_i} + \beta \pi f_i$$

Hvor

f_i – frekvens til j-mode.

ξ^* - minimal modal damping ratio,

D – small-strain damping ratio.

Plaxis anvender to kontroll frekvens metode (Anna Chiaradonna 2022).

Det siste målepunktet for bestemmelse av Rayleigh dempingskurve er å sette viskøs dempingsratio så nært som mulig small-strain damping ratio (D). Ved antagelse at dempingsratio er lik small-strain damping ratio (D) kan Rayleigh koeffisienter finnes ut ved hjelp av følgende formler:

$$\alpha = \frac{D}{\pi(f_1 + f_2)}$$

$$\beta = \frac{4\pi D f_1 f_2}{f_1 + f_2}$$

Og for en kontroll frekvens metode kan vinnes ved bruk av:

$$f^* = \sqrt{\frac{\alpha}{4\pi^2 \beta}} = \sqrt{f_1 f_2}$$

$$\xi^* = \frac{2D \sqrt{f_1 f_2}}{(f_1 + f_2)}$$

I tillegg til det foreslår Anna Chiaradonna en oversikt over forskjellige parameterne mht. kode type:

Table 2. Parameters of the Rayleigh damping with identification of the input variables requested by the different non-linear codes.

Non-Linear Code	α	β	D (-)	f_1 (Hz)	f_2 (Hz)	ξ^* (-)	f^* (Hz)
	0.17671	0.00024	0.0075	2.5	7.5	0.0065	4.33
DEEPSOIL			X	X	X		
SCOSSA			X	X	X		
Cyclic1D	X	X	X*	X*	X*		
Quake/W			X	X	X		
PLAXIS	X	X	X*	X*	X*		
FLAC						X	X
FLAC3D						X	X

* These parameters can be introduced alternatively to α and β .

Figure 49. Oversikt av brukte parameterne i forskjellige koder

6.4. Randbetingelser

Randbetingelser er betingelser som er pålagt på grensene av et system eller en struktur for å definere systemets oppførsel eller responsen. De spesifiserer hvordan systemet interagerer med omgivelsene eller eksterne påvirkninger.

Randbetingelser er viktige for å løse matematiske modeller og for å simulere og analysere ulike fysiske og ingeniørmessige systemer. Ved å spesifisere de riktige

randbetingelsene kan man studere systemets respons under ulike forhold og få innsikt i systemets oppførsel og ytelse.

For dynamiske beregninger kreves det spesielle randbetingelser for å representere far-field oppførselen til mediet. Riktige randbetingelser kan simulere far-field oppførsel ved å absorbere økte spenninger forårsaket av dynamisk belastning og unngå falske bølgerrefleksjoner inne jordmassen.

Det finnes forskjellige randbetingelser til forskjellige rander:

- Xmin og Xmax: none, viscous, free-field, tied degrees of freedom
- Ymin: none, viscous, compliant base
- Ymax: none, fikset i x-retning, fikset i y-retning.

None. Bare standardfikseringer brukes i dette tilfellet. Ved jordskjelvanalyse kan det brukes ved basen av geometrimodellen i kombinasjon med en linjepreskribert forskyvning for å simulere grensen mellom to lag med en svært høy impedanskontrast (impedanse - vekselstrømsmotstand i en krets), for eksempel et leirelag over en stiv fjellgrunn. Dette resulterer i full refleksjon av nedadgående bølger.

Viscouse. Denne typen grenser absorberer den utgående bølgeenergien. Denne randbetingelsen tilsvarer en situasjon der viskøse dempere påføres i x- og y-retning langs grensen og gir en motstandskraft i normal- og tangentrening ved grensen. Denne motstandskraften er proporsjonal med hastigheten i det nær-grensematerialet. Med andre ord, brukes de istedenfor fikseringer demper i eksakt retning. Denne randbetingelsen ble introdusert av Lysmer & Kuhlmeyer (1969).

Komponenter til normal og skjær spenning, som absorberes i x-retning er:

$$\sigma_n = -C_1 \rho V_p \dot{u}_x$$

$$\tau = -C_2 \rho V_s \dot{u}_y$$

Hvor

ρ – densitet til materiale,

V_p – trykkbølges hastighet,

V_s – skjærbølges hastighet,

\dot{u}_x – normal partikkels hastighet utledet ved tidsintegrasjon,

\dot{u}_y – skjær partikkels hastighet utledet ved tidsintegrasjon,

C_1 og C_2 avslapnings koeffisienter for å endre absorpsjonseffekt.

Hvis skjærbølger er til stede viser viscous randbetingelser en perfekt dempingseffekt. Ifølge erfaring ved bruk av $C_1 = 1$ og $C_2 = 1$ oppnås i fornuftig absorpsjon av alle bølger, som når grense.

Free-field. Disse randbetingelsene kan brukes kun i x-retning. De simulerer bølgeutbredelse i far-field med en minimal mengde refleksjoner ved randbetingelse.

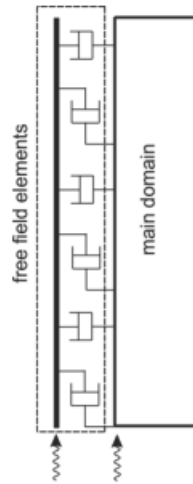


Figure 50. Free-field elementer

Ved bruk av disse randbetingelsene blir domenet redusert til interesseområdet og free-field bevegelse brukes til randbetingelser ved free-field elementsimplementasjon. Et free-field element består av et en-dimensjonalt element (i 2D-problemer) koblet til hovednettlet med viskøse dempere. For å beskrive bølgespredning inne free-field elementer brukes den samme mekaniske oppførselen som nær jordelement i hoved-domenet

Free-vield bevegelse overføres fra free-field elementer til hoved-domenet ved anvendelse av normal- og skjærkrefter. I disse beregningene er det også antatt en effekt av vicious randbetingelser ved randbetingelser til hoved domain for å absorbere utgående bølger fra innekonstruksjoner.

Normal- og skjærspennings komponenter som er overført fra et free-field element til hoved-domene for en demper i x-retning er gitt:

$$\sigma_n = -C_1 \rho V_p (\dot{u}_x^m - \dot{u}_x^{ff})$$

$$\tau = -C_2 \rho V_s (\dot{u}_y^m - \dot{u}_y^{ff})$$

Hvor

\dot{u}^m og \dot{u}^{ff} – partikkelshastigheter i hoved-domene og free-field element.

Compliant base. Denne randbetingelsen kan brukes kun til Ymin av modellen. Den simulerer fortsettelsen av bølger i jorddybden med minimal refleksjon ved bunngrensen. Compliant base er laget av kombinasjon av en foreskrevet linjeforflytning og en viskøs grense (Joyner & Chen, 1975). Inngangssignalet (dvs. en forskyvning, hastighet eller akselerasjonstids historie) overføres til hoveddomenet ved å påføre tilsvarende normal- og skjærkrefter.

De ekvivalente spenningene er gitt ved:

$$\sigma_n = -C_1 \rho V_p (\dot{u}_x^d - 2\dot{u}_x^u)$$

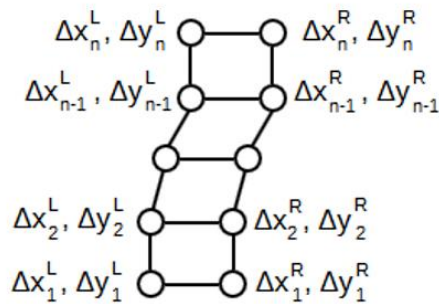
$$\tau = -C_2 \rho V_s (\dot{u}_y^d - 2\dot{u}_y^u)$$

Hvor \dot{u}^d og \dot{u}^u – partikkelshastigheter oppover og nedover, som kan antas som forskyvninger i compliant base element og hoved-domene

Kompliant base fungerer riktig hvis avslapningskoeffisienter er lik 1 og demper reaksjon multipliseres med 2, siden halvparten av input er absorbert av viskøse demper og halvparten er overført til hoved-domene.

Viskøs grense består av en serie med demper, både i normal- og skjærretning, ved hvert nodepunkt på bunnen, for å absorbere nedoverrettede trykk- og skjærbølger. Kombinasjonen av en lasthistorie og en viskøs grense tillater input av en jordskjelvbevegelse mens utgående bølger absorberes. Nedoverrettede bølger fra hoveddomenet kan fritt propagere til det underliggende laget som ikke er inkludert i FEM mesh.

Tied degrees of freedom. Disse randbetingelser kan anvendes kun til Xmin og Xmax. Denne muligheten ble foreslått av Zienkiewicz, Bicanic og Shen (1988). Hovedprinsippet er at noder er forbundet på den samme høyden ved venstre og høyre modellgrenser, slik at de er karakterisert av de samme vertikale og horisontale forskyvningene.



$$\Delta x_i^L = \Delta x_i^R \quad \Delta y_i^L = \Delta y_i^R \quad i = 1, 2, \dots, N$$

Figure 51. Tied degrees of freedom

Denne typen av randbetingelser kan brukes for å modellere endimensjonal jordsøyle for å utføre stedsresponsanalyse. Hvis det velges for en av de vertikale grensene til modellen, må det også velges for den andre vertikale grensen. Denne typen av randbetingelser fungerer kun hvis grenser kan bevege fritt, dvs. ingen fiksing bør brukes for vertikale grenser og hvis node fordeling langs vertikale grenser er identiske.

6.1.Oppsummering

For å oppsummere teoretisk bakgrunn og bevege seg til analysedelen er det lurt å sitere PLAXIS Scientific manual om randbetingelser: «All of these methods have their advantages and disadvantages and are problem dependent. For the implementation of dynamic effects in PLAXIS, the viscous boundaries are used for problems where the dynamic source is inside the mesh and the free-field boundaries when the dynamic source is applied as a boundary condition (e.g. earthquake motions)”.

Etter lesing av tidligere beskrevet teori hadde jeg ingen tvil, at ved simulering av jordskjelv bør det brukes HSsmall-modell..

Det var ingen grunn til å bruke en annen metodikk for å fullføre jordskjelvanalyse, som er gitt i Kapittel 16 av PLAXIS 2D Tutorial Manual.

Randbetingelser var valgt med hensyn til den teoretiske delen og i samsvar med PLAXIS 2D Tutorial Manual. anbefalte randbetingelser i PLAXIS 2D Tutorial Manual gir på en måte den beste muligheten til å simulere jords oppførsel i løpet av jordskjelv:

- I fri vibrasjons fase: Xmin, Xmax, Ymin – viscous randbetingelse.
- I jordskjelvs fase: Xmin, Xmax – free-field randbetingelse; Ymin – compliant base randbetingelse.

7. Analyse og resultater

7.1. Innføring

I løpet av litteratur studie fant jeg en artikkel «Seismic Response of Anchored Sheet Pile Walls by Centrifuge Modelling Tests» av Wen-Yi Hung, Minh-Canh Tran og Viet-Khuyen Bui (2022). Denne artikkelen beskriver gjennomføring av en sentrifuge test til en modell av spuntvegg i sand. Modellen har opplevd tre forskjellige belastninger: på 0,16g, 0,33g og 0,45g. Etter fullførte tester vurderte forskerne resultater med hensyn til forskyvninger, setninger og generelt modellrespons.

Shaking events	Frequency (Hz)	Number of cycles	PBA (g)	Wave type	Tested model
Main shaking event 1	1	15	0.16	Sine wave	SWA, SAS_0.32, DAS_0.32, and DAS_0.64
Main shaking event 2	1	15	0.33	Sine wave	SAS_0.32, DAS_0.32, and DAS_0.64
Main shaking event 3	1	15	0.45	Sine wave	SAS_0.32, DAS_0.32, and DAS_0.64

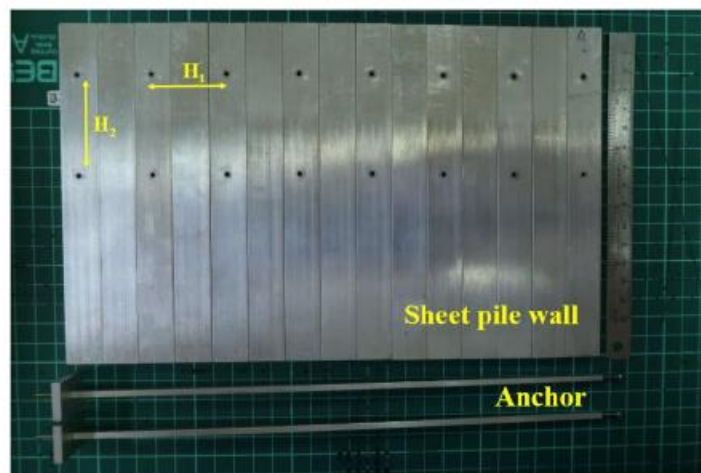
Tabell 5. Shaking events

I starten var det planlagt å bygge den foreslåtte modellen i PLAXIS, gjennomføre tre shaking events og sammenligne resultatene fra PLAXIS med resultatene i artikkel.

Det første avviket har skjedd ved valg av jordartsparemetere. For testing ble det brukt leirilig kvarts sand med kornstørrelse på 0.42-0.074 mm og d50 verdi på 0.193 mm.

Det tok mye tid å bestemme hvilken type kvarts sand har lignende parametere, for å finne nødvendige parametere til bruk av HSsmall-modell. Det ble ikke planlagt å gjennomføre noen lab tester, derfor var det for det meste letting av nødvendige verdier i litteratur. Etter å ha lest artikler om hvordan partikkelfordeling og kornstørrelse kan påvirke dynamiske egenskaper til jordart, tok man beslutning om å bruke funnet verdier i PLAXIS 2D Manual og Benz (2007).

Det ble foreslått følgende modelloppbygning:



H_1 : Anchor spacing

H_2 : Anchor row spacing

Figure 52. Testet modell

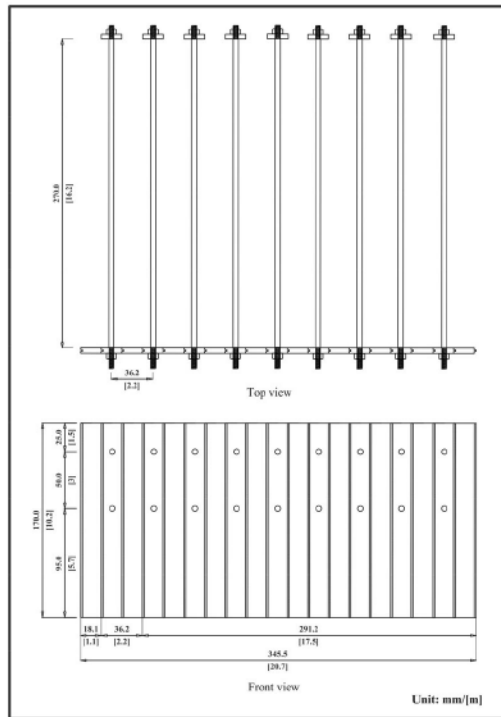


Figure 53. Modellen utsikt fra topp og side

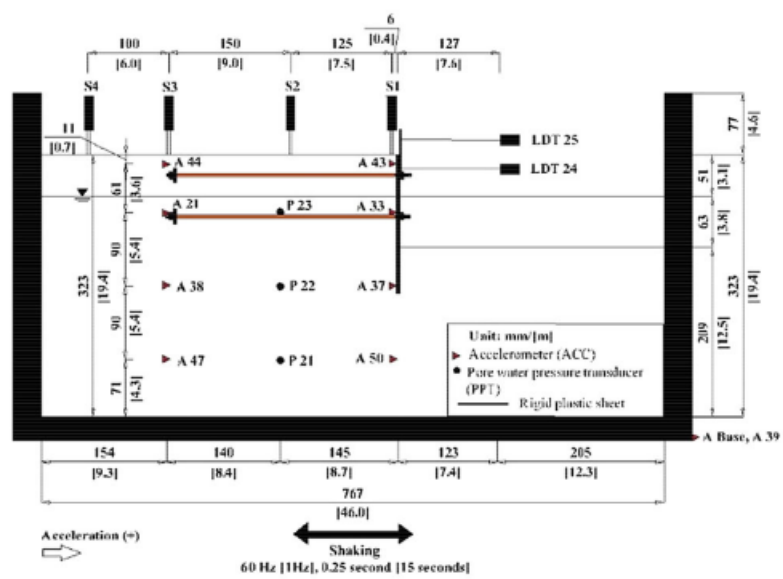


Figure 54. Plassering av måleutstyr

Artikkelen inneholder også et forslag til spuntvegg og anker:

Table 1 Properties of the anchor tie rod of the model and prototype (N is 60 in this study)

Properties	Model/ prototype	Model	Prototype	Real case ASDO 355*
Thickness (m)	1/N	3×10^{-3}	0.180	–
Length (m)	1/N	0.27	16.200	16.20
Area (m ²)	1/N ²	9×10^{-6}	0.032	0.011
E (GPa)	1	69	69	200
EA (kN)	1/N ²	621	2,235,600	2,261,946

*ASDO: The ASDO 355 can supply up to 355 N/mm² [15]

Tabell 6. Parameterne til forankring

Table 2 Properties of the sheet pile wall of the model and prototype (N is 60 in this study)

Properties	Model/ prototype	Model	Prototype	Real case PZ 40 double type
Width (m)	1/N	18×10^{-3}	1.08	1.00
Thickness (m)	1/N	4.8×10^{-3}	0.29	0.39
Length (m)	1/N	0.17	10.20	10.20
Moment of inertia (m ⁴ /m)	1/N ³	1.52×10^{-10}	3.2832×10^{-5}	6.7×10^{-4}
E (GPa)	1	69	69	200
EI (kN-m ² /m)	1/N ⁴	10.48×10^{-3}	135,820	134,000

Tabell 7. Parameterne til spuntvegg

Avleste data ble samlet i følgende tabell ved starten av modellbygging i PLAXIS:

Vegghøyde	10,2 m
Lengde til tie rod	16,2 m
Ankerdybde	1,5 m
GWL (ground water level/grunnvannsnivå)	3,6 m under overflate

Tabell 8. Parameterne til modell i PLAXIS

Imidlertid ble denne modellen ikke verifisert i forhold til geotekniske krav og var ikke simulert i et program med FEM-analyse. Etter innsetting av data fra Tabell. 8 i PLAXIS 2D fikk jeg ikke modellen til å fungere. Derfor, var det bestemt å gjennomføre vanlige beregninger for å bestemme jordtrykk som virker på veggen og ut ifra resultater velge parameterne til modellem.

Det var gjennomført masse justeringer mellomveis for å få fungerende modell i PLAXIS 2D til forskjellige jordarter og forskjellige GWL. Resultater og beregninger skal gis videre til hver modell.

I tillegg til det var det en utfordring for å ha realistisk staged construction prosedyre i PLAXIS 2D. For det første, bør utgraving av jordmasser skje trinnvis, dvs. at det bør ikke graves ut 8 m av masser med en gang. Hvis vi gjør alt på en riktig og fornuftig måte med hensyn til rekkefølge av utgraving, anker forspenning, GWL senkning osv. får vi et mekanisk problem.

Etter 1. utgraving og deretter forspenning av anker får vi en mekanisme. Vi får en situasjon hvor det er tilført mer kraft på passiv side for å motstå aktivt jordtrykk, enn virkelig aktivt trykk som finnes i fasen. En grunn til det er at ved bruk av forenklet beregningsmetoder får vi en kraft, som anker bør produsere til slutt, dvs. ved ferdig utgravet masser og endrede GWL.

For å gjennomføre grundig og realistisk analyse bør det anvendes et program med FEM-analyse. Det er ikke en enkelt prosedyre, det finnes flere programvarer, for eksempel SAP 2000.

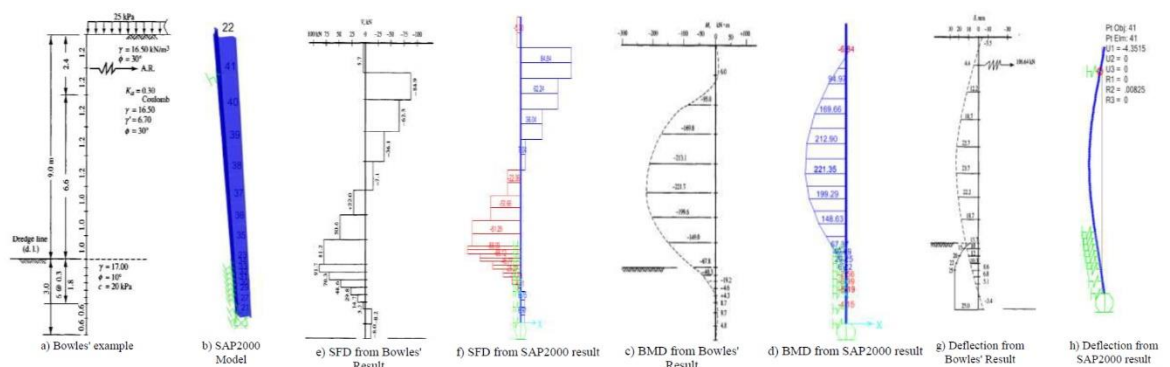


Figure 55. Moment/forflytning/fordeling av krefter til ANCHORED SHEET PILE QUAY WALL

Det var ikke planlagt å utføre FEM-analyse til konstruksjonen. Det er ganske tidskrevende oppgave til en person, spesielt hvis man ikke er godt kjent med SAP 2000 og lignende programmer. I tillegg har denne oppgaven hovedfokus på seismisk design og ikke på statisk analyse. Derfor ble det bestemt å neglisjere stage-construction og satse på en fungerende statisk modell for å gå videre til jordskjelvsimulering.

En «Dry excavation» modell fra PLAXIS 2D manual var brukt for å se på oppførelsen av et riktig modellert tilfelle, dvs. med riktig stage-construction prosedyre med gitte verdier til forankring og dens plassering.

Etter beskrevne antakelser og justeringer ble det bygd tre modeller med forskjell jordartsfordeling og GWL plassering. Det var på tide å starte jordskjelv-prosedyre.

PLAXIS 2D aksepterer SMC-filer for jordskjelv signal. Dessverre, finnes det ikke så mange nettsider, hvor man kan finne SMC-filer. Det finnes flere formater, som ikke fungerer i PLAXIS 2D (nesten et eget format til hvert universitet eller forskningssenter). En annen ulempe er at nesten alle tilgjengelige data tilhører USA-området.

Nettsida til Center for Engineering Strong Motion Data har en fantastisk interface og det er ganske lett å fine jordskjelvssignal med ønskende PGA. I tillegg til det kan man finne

masse nyttig informasjon om stasjon, som registrerte signalet, jordarter, hastighet osv. Imidlertid, er de fleste signalene ikke i SMC-format.

Det ble prøvd å være løsningsorientert, derfor var det gjennomført en undersøkelse om oppbygging av SMC-format kode og hva er forskjell fra de andre formatene. Det er mulig å finne en beskrivelse til SMC-format, men noe lignende finnes ikke til V2- og V3-format. Software og hardware ingeniører, som ble spurt om hjelp ved overføring av kode fra V2- og V3-format til SMC-format, nektet med begrunnelse, at dette arbeidet skulle ta for mye tid og er ikke lønnsomt, fordi det ikke fantes noe garanti, at koden ville fungere.

Deretter var det oppdraget en annen nettside med mange signaler i SMC-format - National Strong-Motion Project Earthquake Data Sets (https://escweb.wr.usgs.gov/nsmp-data/nsmn_eqdata.html). Dessverre, inneholder basen kun jordskjelve som skjedde før 2014. En annen ulempe er at det ikke finnes mulighet til å velge en ønskende PGA. Man må laste ned en arkiven med flere koder (10-20 stykker) og deretter må åpne hver fil for å finne ønskede PGA. Selvsagt, tar det mye tid. Hvis man kan programmere, da er det enklere med å skrive en kode, som skal sjekke alle nedlastet data, finne nødvendige verdier og gi navn til relevante filer.

Ved hjelp av disse to nettsidene ble det valgt to jordskjelv med ønskede PGA.

Navn til jordskjelv	Dato	PGA	Tid når PGA var oppnådd	Peak velocity
Alum Rock, California	31.10.2001	0,16g	32 s	0,087g
Northridge, California	17.01.1994	0,33g	9,8 s	0,13g
Northridge, California	17.01.1994	0,45g	3,74	0,184g

Tabell 9. Oversikt til jordskjelv

Mer detaljert informasjon om jordskjelv signal (koder, grafer osv.) gis i vedlegg til hvert jordskjelv.

Parameterne til sheet pile wall og tie rod anchor er tatt fra relevante produsents blad – vedlegg.

Videre skal det beskrives generell prosedyre til dimensjonering av forskjellige verdier. Hver modell skal beskrives detaljert. I den analytiske delen skal det vises kun resultater av gjennomførte beregninger, mens selve beregninger vil samles i et eget vedlegg til hver modell.

7.1.1. Beregning av aktivt og passivt jordtrykk

Beregningene ble gjennomført ved hjelp av vanlige formler og geotekniske konsepter. For det første, beregnes det vertikale spenninger på aktiv og passiv side, etter det regnes horisontale spenninger ut. Deretter beregnes horisontalkraft dannet av jordtrykk og er lik areal til horisontalspenningens fordeling.

For det andre, antas det en likevekt av krefter i horisontal retning. Ved hjelp av momentligninger til hver side bestemmes det en forskjell mellom momentene til aktive og passive krefter. Denne forskjellen deles på ønskede plassering av forankring (m) og som resultat får vi en kraft, som bør dannes ved hjelp av anker for å tilfredsstille likevekt i horisontalretning.

Følgende formler brukes:

$$1. \quad \sigma_z = z * \gamma,$$

Hvor

σ_z – vertikal spenning, z – tykkelse av jordlag, γ – egenvekt til jord. Hvis jordlag ligger under GWL brukes $\gamma' = \gamma - \gamma_w$, hvor γ_w - egenvekt til vann, som antas å være lik 10 kN/m³.

$$2. \quad \sigma_x = \sigma_z * K_o,$$

Hvor

σ_x – horisontal spenning, K_o – hviletrykkskoeffisient. Koeffisienten kan finnes ved hjelp av forskjellige formler. I beregninger var brukt gitt koeffisient til hver jordart.

3. Spennings fordeling representerer vanligvis en kombinasjon av trekant og rektangler. Tyngdepunkt til rektangel finnes i midten av dens høyde – 0,5*H, til trekant – 1/3*H.

Ved hjelp av disse enkle formler kan vi finne horisontalkrefter, arm til dem og moment.

4. Generelt sett, forspenningskraft kan finnes ved hjelp av formel:

$$P = F/(1 - \delta),$$

Hvor

P – forspent kraft, F – kraft som skal oppnås, δ – kabeldeformasjon, som kan finnes ved hjelp av følgende formel:

$$\delta = \frac{L - L_0}{L_0}$$

Hvor

L – lengde til kabel etter forspenning, L_0 – lengde til kabel før forspenning.

For ASDO 355 ifølge produsents informasjon, maksimalt forlengelse er 100 mm. Det er nesten ingenting for en kabel med legde opp til 10 m. Av denne grunnen skal det antas at F=P.

5. Det er også viktig å bestemme lengde til forankringskabel. Dimensjoneringsprinsipp er tatt fra Olav R. Aarhaug (1984) boka:

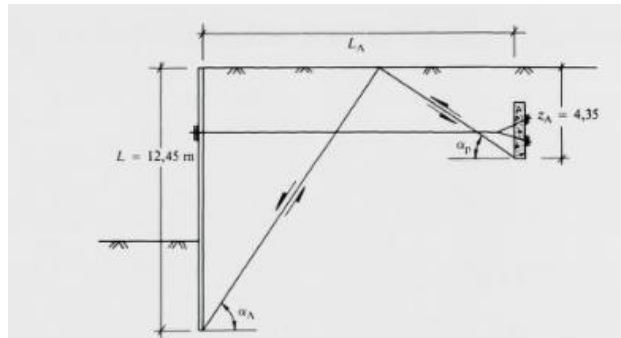


Figure 56. Minimumsavstand til anchor

$$L_A = \frac{L}{\operatorname{tg} \alpha_A} + \frac{z_A}{\operatorname{tg} \alpha_P}$$

Hvor

L_A – minimumsavstand til forankring,

L – støttevegg høyde,

z_A – ankerdybde,

$\operatorname{tg} \alpha_A = \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\rho}{2})$ og $\operatorname{tg} \alpha_P = \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\rho}{2})$

$$\rho = \operatorname{tg}^{-1}\left(\frac{\operatorname{tg} \varphi}{\gamma_M}\right)$$

Hvor

φ – friksjonsvinkel, ρ – mobilisert friksjonsvinkel, γ_M – materialkoeffisient som er lik 1,4 (Tabell NA.A.2 EC 7 Del.1)

7.1.2. Beregning av dynamiske krefter

Ved sammenligning av formler, som står i EC8 Del. 5 og tekstbok av Kramer (1996) er det merket noen forskjeller i formler. I tekstboka si Kramer bruker litt annerledes bokstaver og trigonometriske funksjoner for å finne jordskjelvsbidrag:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (11.15)$$

where the dynamic active earth pressure coefficient, K_{AE} , is given by

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (11.16)$$

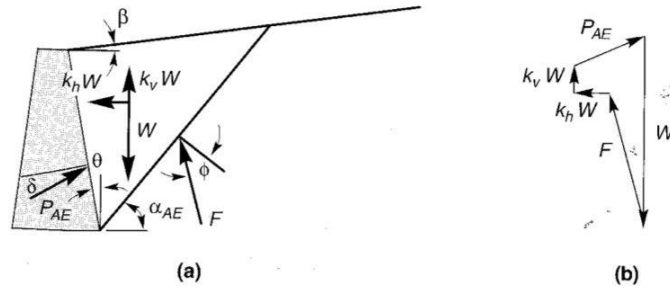


Figure 57. Formell til aktivt jordtrykk. (a) krefter som virker på støttevegg, (b) polygon til krefter i likevekt

Hvor

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{(1 - k_v)} \right)$$

EC 8 Del. 5 foreslår å finne bidraget ved hjelp av følgende formel:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Forklarelse til vinkler er gitt ved figur E.1:

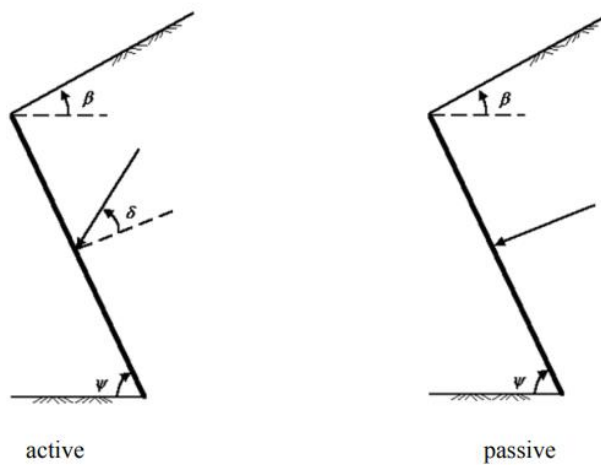


Figure 58. Vinkler som brukes i formellen til beregning av jordtrykks koeffisient

Total design kraft som virker på støttevegg fra jordside kan finnes på følgende måte:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \mp k_v) K * H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Hvor

H – veggshøyde,

E_{ws} – statisk vannkraft,

E_{wd} – hydrodynamisk vannkraft,

γ^* - jordas egenvekt,

K – jordtrykk koeffisient (statisk+dynamisk),

k_v – vertikal seismisk koeffisient.

Det skal gjennomføres en beregning ved bruk av formler i EC 8 Del. 5 først og deretter med formler fra Kramer si boka.

Først bør det bestemmes verdi til forskjellige vinkler (β , φ'_d og θ) og forholdet mellom dem:

$$\beta \leq \varphi'_d - \theta \quad \text{eller} \quad \beta > \varphi'_d - \theta$$

Det foreslås flere formler til vinkel tetta avhengig av grunnvannivå i forhold til støttevegg (E.6, E13 og E16):

(E.6): GVL under støttevegg:

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

I dette tilfellet skal akselerasjon til gravitasjon erstattes med:

$$g_A = \frac{g(1 - k_v)}{\cos\theta_A}$$

Hvor

$$\tan\theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v}$$

Eller med:

$$g_B = \frac{g(1 - k_v)}{\cos\theta_B}$$

Hvor

$$\tan\theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

(E.13): Til dynamically impervious jord under GWL:

$$\tan\theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Hvor

γ – egenvekt til mettet jord

γ_w – egenvekt til vann

$E_{wd} = 0$, statisk vannkraft

(E.16): til dynamically (highly) pervious jord under GWL:

$$\tan\theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 + k_v}$$

Hvor

γ_d – egenvekt til tørr jord

$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$, hvor

H' - høyde til vannsøyle fra veggbunn.

Vinkel φ'_d kan finnes ved hjelp av:

$$\varphi'_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\varphi'}{\gamma'_\varphi}\right)$$

Hvor

φ' - effektiv friksjonsvinkel og γ'_φ , er lik 1.25 (Tabell NA.A.2 EC7).

Deretter kan det velges en av formelene til K avhengig av vinkels forholdet:

Hvis $\beta \leq \varphi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \varphi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_d + \delta_d) \sin(\varphi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Hvis $\beta > \varphi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$$

For passivt jordtrykk bør brukes formel:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \varphi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi'_d \sin(\varphi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

δ_d er designverdi til friksjonsvinkel mellom vegg og bakfyllmasser:

$$\delta_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \delta}{\gamma_{\phi'}} \right)$$

Interface Materials		Interface Friction Angle δ
Mass concrete against:	clean sound rock	25
	clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand	29-31
	clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel	24-29
	clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand	19-24
	fine sandy silt, nonplastic silt	17-19
Formed concrete against:	medium-stiff and stiff clay and silty clay	17-19
	clean gravel, gravel-sand mixture, well-graded rock fill with spalls	22-26
	clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	17-22
Steel sheet piles against:	silty sand, gravel, or sand mixed with silt or clay	17
	fine sandy silt, nonplastic silt	
	clean gravel, gravel-sand mixture, well-graded rock fill with spalls	14
	clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	22
	silty sand, gravel, or sand mixed with silt or clay	17
	fine sandy silt, nonplastic silt	14

Tabell 10. Typiske verdier til friksjonsvinkler δ

EC 8 Del 5 i 7.3.2.2 (4)P gir formler til å finne vertikal og horisontal seismisk koeffisienter:

$$k_h = \alpha \frac{S}{r}$$

hvis $a_{vg}/a_g > 0,6$:

$$k_v = \mp 0,5k_h$$

i andre tilfeller:

$$k_v = \mp 0,3k_h$$

Verdi r kan velges i tabell 7.1. i EC 8 Del 5.

S – forsterkningsfaktor, som er avhengig av grunnforholdene og kan velges fra tabell 3.2 eller tabell 3.3 i EC 8 Del 1, men det finnes spesielle regler i Tabell NA.3.3, som bør brukes.

Beskrivelse til grunntyper finnes i Tabell 3.1 i EC 8 Del 1, skal brukes Tabell NA.3.1.

Ved hjelp av α bestemmes forholdet mellom den dimensjonerende grunnakselerasjonen til grunntype A, a_g og tyngde akselerasjonen - $\alpha = \frac{a_g}{g}$.

a_{vg} – dimensjonerende grunnakselerasjon i vertikal retning.

a_g -dimensjonerende grunnakselerasjon for grunnforhold type A,

$$a_g = \gamma_I a_{gR}$$

hvor

a_{gR} – referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon for grunntype A

γ_I – seismisk faktor.

I vårt tilfelle finnes det ingen helning, dvs. β er lik 0° , vinkel ψ er lik 90° og vinkel θ vil defineres til hvert tilfelle og hver jordart.

Det skal antas at grunnforholdet tilsvarer grunntype D - Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.

Det foreslås to tabeller for å velge S-faktor avhengig av type spektre: type 1 og type 2. Hvis jordskjelvene som bidrar mest til den seismiske faren definert for byggegrunnen, og som ligger til grunn for den probabilistiske beregningen av faren, har magnitudo M_s på høyst 5,5, anbefales det å bruke spektrum type 2.

For de fem grunntypene A, B, C, D og E er de anbefalte verdiene av parameterne S, TB, TC og TD gitt i tabell 3.2 for spektrum type 1 og i tabell 3.3 for spektrum type 2. Figur 3.2 og figur 3.3 viser henholdsvis formene på de anbefalte spektrene type 1 og type 2, normalisert av a_g , for 5 % demping. Forskjellige spektre kan defineres i det nasjonale tillegget hvis det tas hensyn til geologiske forhold i dybden.

I NA.3.2.2.2(2) tilskrives at til horisontalt elastisk responsspektrum bør brukes verdiene i tabell 3.3 for type 2 elastisk responsspekter bør benyttes for de seismiske sonene angitt i dette dokumentet. For grunntypene S1 og S2 bør verdiene angitt i tabell NA.3.3 benyttes.

Dvs., at i norsk nasjonalt tillegg påstås det at det bør brukes tabell med verdier som gjelder magnitudo på høyst 5,5. Imidlertid jordskjelv som var brukt har høyere magnitudo, enn 5,5.

EC 8 anbefalinger skal brukes i beregninger og resultater vil analyseres.

Ved avlesing av Tabell 7.1 EC 8 Del. 5, ble det bestemt å velge $r = 1$ og vi jeg skal anta at denne faktoren er konstant over hele veggs høyde.

Ved hjelp av α bestemmes forholdet mellom den dimensjonerende grunnakselerasjonen og tyngde akselerasjonen.

Velger Oslo kommune for avlesing av a_{gR} (m/s^2) lik 0,30.

Det antas at vi har generelt tilfelle til støttemurer, nedgravde konstruksjoner, geotekniske konstruksjoner, som tilsvarer I seismisk klasse (Tabell NA.4 (902) EC 8 Del.1). Og deretter kan det bestemmes fra Tabell NA.4 (901) seismisk faktor (γ_I), som er lik 0,7.

Imidlertid finnes det ikke et forslag til arm størrelse i Annex E. for å beregne moment, som danner jordtrykkskraft.

Det foreslås å bruke følgende formel (Kramer 1996):

$$h = \frac{P_A H/3 + \Delta P_{AE}(0,6H)}{P_{AE}}$$

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$$

Hvor

P_A – statisk komponent av jordtrykks kraft

ΔP_{AE} – dynamisk komponent av jordtrykks kraft

P_{AE} – total kraft, som virker på støttevegg

0,6H – arm til dynamisk komponent, som Seed og Whitman foreslo for å bruke.

7.1.3. Beregning av forskyvninger

Det er allerede nevnt at M-O metode ble utviklet for å dimensjonere jordtrykks kraft på gravitasjon støttevegger. Denne typen støttekonstruksjoner har en relevant stor egenvekt og har fare til glidning. Formler for beregning av forskyvning, ble utviklet til gravitasjonsvegger.

For eksempel, Kramer (1996) gir følgende formel av Richards og Elms:

$$d_{perm} = 0,087 \frac{v_{max}^2 a_{max}^3}{a_y^4} \quad \text{hvis} \quad \frac{a_y}{a_{max}} \geq 0,3$$

Hvor

v_{max} – peak ground velocity

a_{max} - peak ground acceleration

a_y - yield acceleration for the wall-backfill system; the critical or yield ground acceleration causing sliding of the wall (Kamal Mohamed Hafez Ismail Ibrahim 2015):

$$a_y = \left[\tan \phi_b - \frac{P_{AE} \cos(\delta + \theta) - P_{AE} \sin(\delta + \theta)}{W} \right] g$$

Hvor

W – egenvekt til støttevegg.

ϕ_b - friction angle at foundation base between the wall and the soil.

Ifølge Kramer (1996) P_{AE} regnes ut ved hjelp av M-O metode og at denne metoden krever at a_y - verdi er kjent. Derfor skal ligning til a_y bergnes iterativt.

For tilfellet $\frac{a_y}{a_{max}} < 0,3$:

$$d_{perm} = \frac{3v_{max}^2 (a_y/a_{max})^{-1}}{a_{max}}$$

Denne metodikken baseres på Newmark glideblokkmodell og forskyvning kan finnes ved bruk av forskjellige formler:

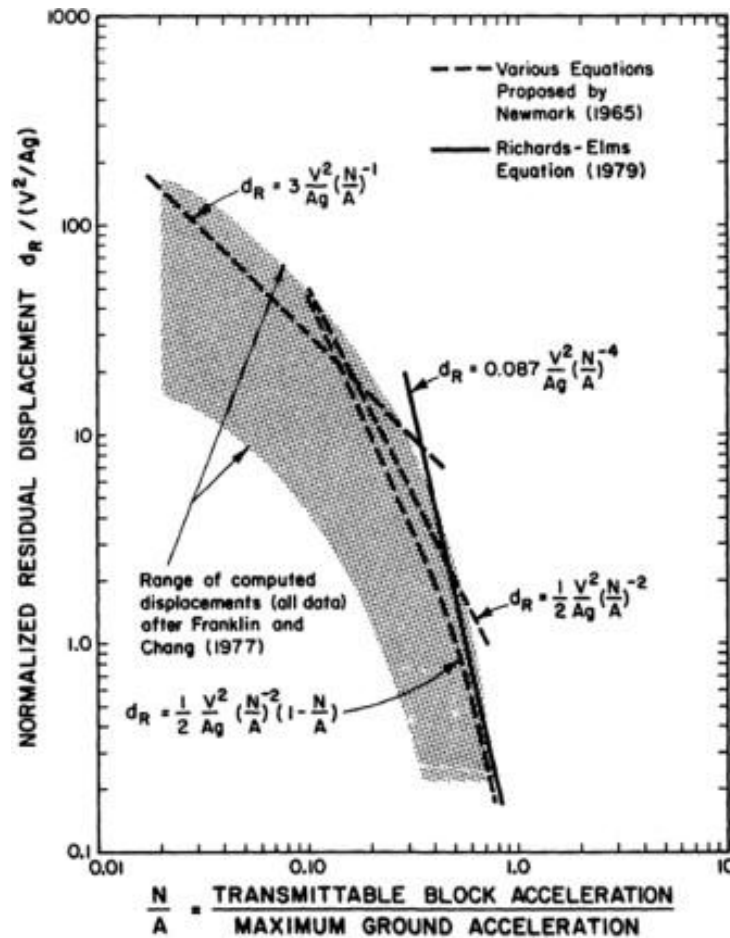


Figure 59. Spekter av normaliserte forskyvninger ved bruk av Newmarks glideblokkmodell og ulike ligninger

En annen formel til veggforskyvning ble foreslått av Whitman-Liao:

$$\bar{d}_{perm} = \frac{37v_{max}^2}{a_{max}} \exp\left(\frac{-9,4a_y}{a_{max}}\right)$$

Det er tvilsomt at disse formlene kan brukes for beregning av spuntveggs forskyvning, fordi den skal skje på grunn av rotasjon av veggen om dens bunn (tilfelle b):

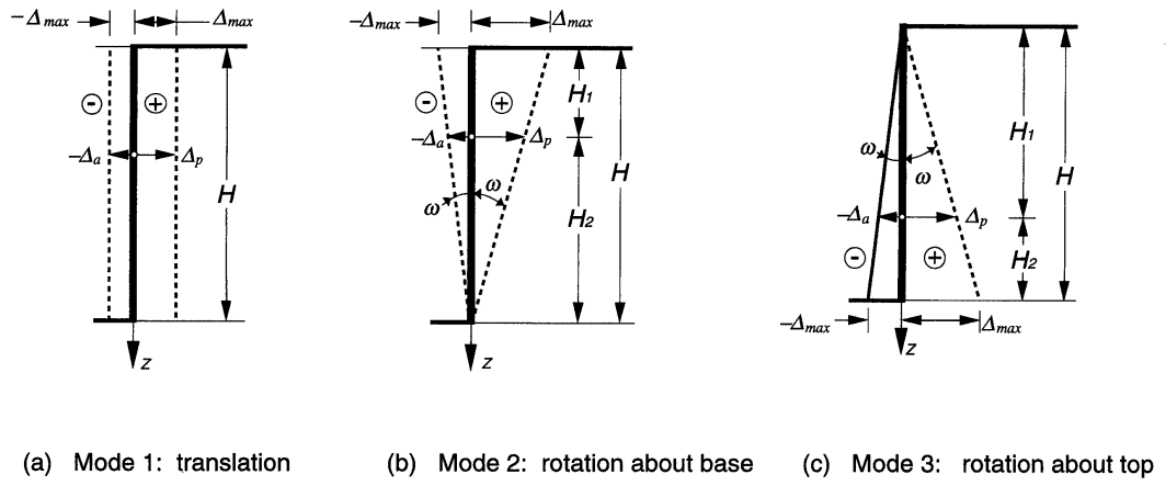


Figure 60. Bevelsetyper til stiv støttevegg

I tilfellet (b):

$$\Delta = \mp \Delta_{max} \left(1 - \frac{z}{H}\right) = \mp \tan\omega(H - z) \quad (0 \leq z \leq H)$$

Hvor

Δ_{max} – den største forskyvningen ved toppen

ω – vinkel til veggrotasjon.

Hvis vi glemmer seismisk design og ser kun på mekanikk, da kan rotasjonsvinkel finnes ved hjelp av kjente formler til utkrager med påførte laster og krefter.

Det kan diskuteres om dette tilfellet bør løses ved hjelp av superposisjons prinsippet eller ved hjelp av snittmetoden. Begge metodene er tidskrevende og det er tvilsomt om de kan brukes for estimering av forskyvningen i løpet av seismisk prosjektering.

Av disse grunnene for å få noen tall, som kan sammenlignes med resultater fra PLAXIS, antar at

$$\varphi_b = \arctan(\mu)$$

Hvor

μ – friksjonskoeffisient

Hvis vi bruker erfaringstall for friksjonskoeffisient til støttevegg av stål mot sand (0,2 og 0,4) og leire (0,3 og 0,5), da får vi:

φ_b til sand: $11,3^\circ - 21,8^\circ$;

φ_b til leire: $16,7^\circ - 26,57^\circ$

Friksjonskoeffisient er avhengig av jordarts kornstørrelse, fordeling osv.

For å få grove tall, skal vi bruke gjennomsnittlige verdier til friksjonskoeffisienter for å få gjennomsnittlige vinkler:

Sand: $0,3 - 16,7^\circ$

Leire: 0,4 – 21,8°

På slutten av arbeidet med oppgaven ble det funnet en artikkel hvor det foreslås en prosedyre til å finne støtteveggsforskyvning:

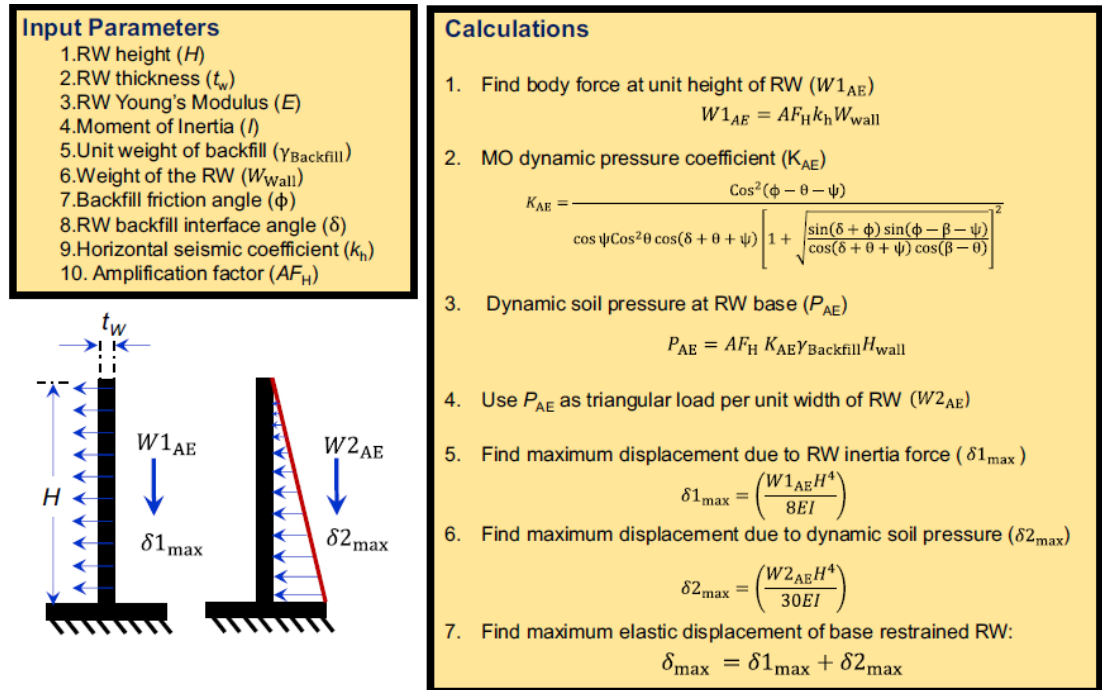


Figure 61. Steps to estimate the maximum elastic seismic displacement of the base restrained retaining wall

Det var for sent å endre oppbygging til oppgaven for å sette en ekstra kapittel om amplification factor og alt rundt den, derfor skal det refereres til en masteroppgave «Earthquake Response Analysis of Pile Supported Structures» av Mohsin Ara Toma (2017), hvor teorien bak amplification factor er godt beskrevet.

I tillegg til skal det anvendes en beskrevet metodikk for å få amplifikasjon faktor ut fra PLAXIS:

“Site amplification factor can be calculated as:

$$\text{Amplification factor} = \frac{\text{Peak surface acceleration}}{\text{Peak ground acceleration}} = \frac{a_{,max}(0,t)}{a_{,max}(H,t)} = \frac{0.2}{0.1} = 2, \text{ “ - Mohsin Ara}$$

Toma (2017).

7.2. Resultater

I denne kapittelen skal presenteres resultater av analyser, som var gjennomført ved hjelp av PLAXIS 2D, håndberegninger ifølge M-O metode og EC 8.

Det skal beskrives to modeller: »Fill-Sand» modell og «Fill-Clay-Sand» modell med forskjellige GWL. I tillegg til det skal vises resultater til en eksempel fra PLAXIS Manual «Dry excavation», som var kun sumillert i PLAXIS for å se på kapasitet til spuntvegg med skrått forankring.

Modeller »Fill-Sand» og «Fill-Clay-Sand» skal beskrives detaljert: med presentasjon av modell sin oppbygging og virkende krefter. Beregnings resultater som det var allerede sagt finnes i vedlegg, som skal markeres spesielt.

I begge modeller var brukt spuntvegg PZ 40 og tie rod anchor, beskrivelse til brukte parametere i PLAXIS 2D og produsents forskrift finnes i Vedlegg.

7.2.1. Modell «Fill-sand»

Denne modellen er bygd opp av to jordlag: «Fill», 3m dybde, som settes istedenfor fjernet sand ved utgraving og «Dense Sand», 27 m i dybde, som ligger over fastfjell. GWL antas å være 3,6 m under overflate, som bør senkes i løpet av spuntvegg konstruksjon. Det representerer veldig grov og forenklet «stage-construction» med et mål for å gi en stabil base til dynamisk last analyse.

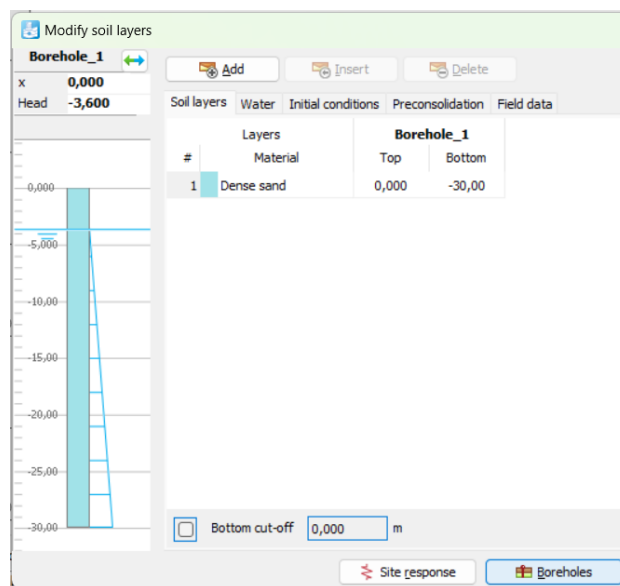


Figure 62. Bildet til initialt forhold

Xmin	Xmax	Ymin	Ymax
-80 m	80	-30 m	0 m

Tabell 5. Model contour

Jordartsparemetere som var brukt i PLAXIS 2D finnes i Vedlegg.

H_vegg (m)	D_utgraving (m)	Dybde_anchor (m)	Lengde (m)	F_anchor (kN)	GWL under overflate (m)
12	5,2	3	10,8	223	14,5
12	5,2	3	10,8	233	8
12	5,2	3	10,8	237	6,8

Tabell 6. Parametere til modell ved statisk likevekt

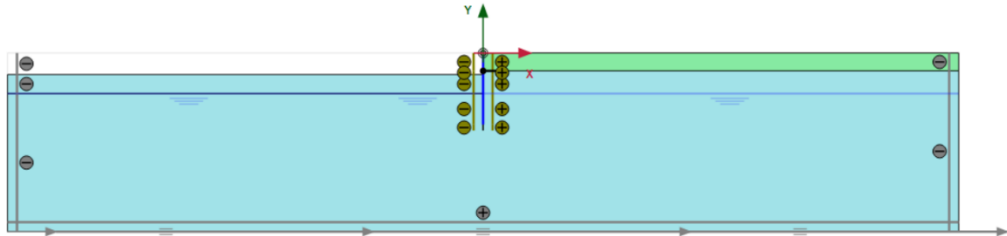


Figure 63. Modell "Fill-Sand"

7.2.1.1. Modell "Fill-sand" med GWL 14,5 m under overflate

Resultatene fra tre forskjellige dynamiske laster, deformasjoner i «mesh», deformasjoner til spuntvegg skal gis i tabell-form først og grafisk representasjon etterpå.

Jordskjelv	PGA	$ u _{mesh}$ (m)	u_x_{mesh} (m)	u_y_{mesh} (m)	$ u _{spunt}$ (m)	u_x_{spunt} (m)	u_y_{spunt} (m)
1	0,16g	0,1863	0,1511	0,1256	0,183	0,1510	0,1091
2	0,33g	0,4626	0,3928	0,2629	0,4350	0,4127	0,1375
3	0,455g	0,5608	0,4773	0,2946	0,5284	0,4836	0,2130

Tabell 7. Deformasjoner og forskyvninger

De største deformasjonene skjer nærmere jordensoverflate:

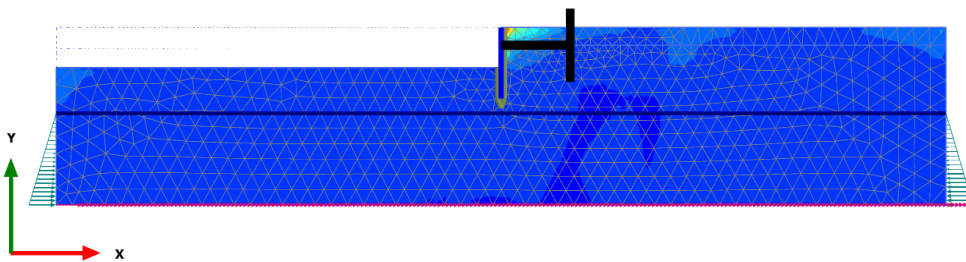


Figure 64. Deformasjoner i y-retning for tilfellet 0,455g

Jo større er PGA, jo større er deformasjoner i mesh og i spuntveggen. Deformasjoner i x-retning er betydelig større, enn i y-retning. Snittkrefter i konstruksjoner også øker med større PGA, men det varierer litt, slik at skjærkraft er større for 0,33g-tilfellet, enn for 0,455g-tilfellet.

Jordskjelv	PGA	Q_{spunt} (kN)	M_{spunt} (kNm)	N_{anchor} (kN)	N_{max} (kN)
1	0,16g	44,49	22,11	261,457	388,518
2	0,33g	106,1	54,13	331,849	713,529
3	0,455g	87,41	61,64	290,819	670,281

Tabell 8. Snittkrefter i konstruksjoner

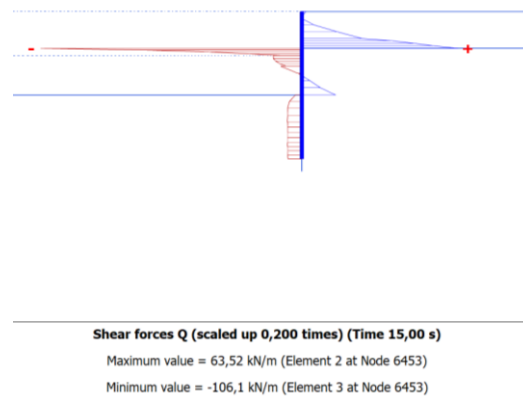


Figure 65. Skjærkraft fordeling i spuntvegg ved 0,33g-tilfellet

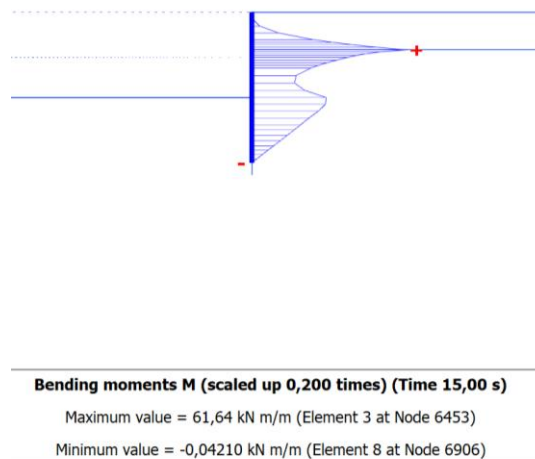


Figure 66. Momentfordeling i spuntvegg for 0,455g-tilfellet

I følgende tabell er gitt verdier til jordtrykk, som dannes ved ulike dynamiske tilfeller. Forskjell mellom verdier er ganske stor, men EC 8 sine resultater står på sikre side, dvs. at dimensjonering ifølge EC 8 vil gi en relevant god løsning.

Jordskjelv	PGA	EC 8 (kN)	M-O metode (kN)	$u_{x_teoretisk}$ (m)	u_{x_spunt} (m)
1	0,16 g	440,36053	247,1407259	0,536	0,1510
2	0,33 g	437,23235	292,5640274	0,912	0,4127
3	0,455 g	437,23235	292,5640274	1,214	0,4836

Tabell 9. Beregnet verdier til jordtrykk og forskyvning

Det er ganske interessant å se på akselerasjons- og deformasjonsutvidelse ved dynamisk tid. Vanligvis måles det større akselerasjon ved overflate, enn ved bunn:

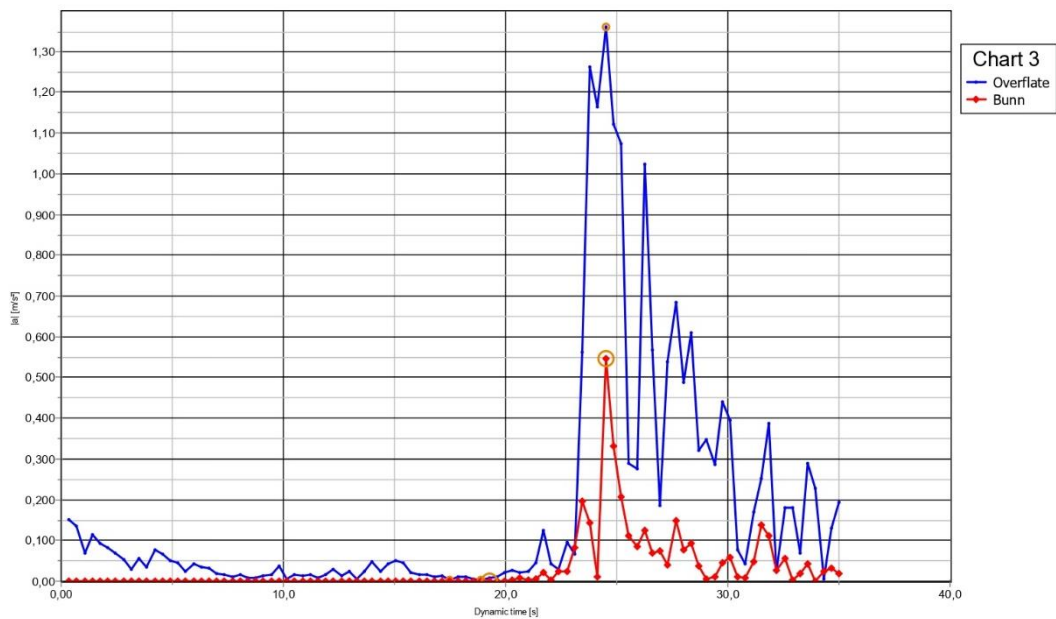


Figure 67. Akselerasjons utvidelse ved tid. Tilfellet 0,16g

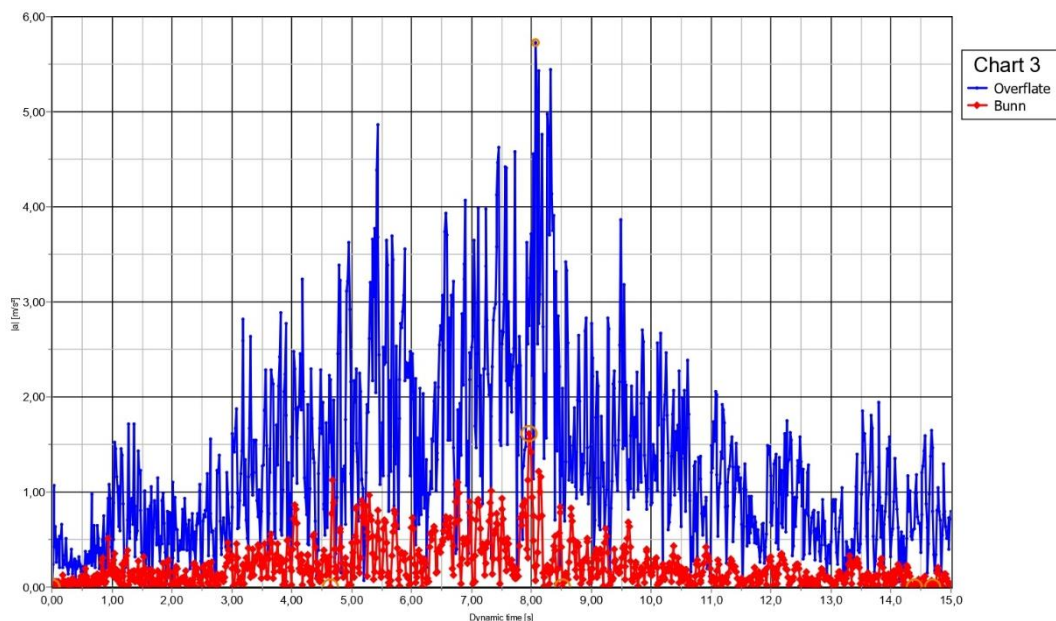


Figure 68. Akselerasjons utvidelse ved tid. Tilfellet 0,33g

Med kunnskap om akselerasjons og forskyvnings utvikling kan det estimeres når og hvor stor belastning vil konstruksjon oppleve.

7.2.1.2. Modell «Fill-sand» med GWL 8 m

Resultatene fra tre forskjellige dynamiske laster, deformasjoner i «mesh», deformasjoner til spuntvegg skal gis i tabell-form først og grafisk representasjon etterpå.

I dette tilfellet øker deformasjoner med økende PGA, deformasjoner i x-retning er større enn i y-retning.

Jordskjelv	PGA	$ u _{mesh}$ (m)	u_{xmesh} (m)	u_{ymesh} (m)	$ u _{spunt}$ (m)	u_{xspunt} (m)	u_{yspunt} (m)
1	0,16g	0,1774	0,1446	0,1161	0,1774	0,1445	0,1028
2	0,33g	0,4463	0,3801	0,2534	0,4204	0,3986	0,1335
3	0,455g	0,5672	0,4852	0,2937	0,5377	0,4907	0,2197

Tabell 10. Deformasjoner og forskyvninger

Snittkrefter er relevant større, enn i forrige tilfellet, men innenfor konstruksjonskapasitet.

Jordskjelv	PGA	Q_{spunt} (kN)	M_{spunt} (kNm)	N_{anchor} (kN)	N_{max} (kN)
1	0,16g	47,28	21,81	276,123	394,048
2	0,33g	108,4	53,6	337,932	698,451
3	0,455g	100,2	63,91	318,109	723,342

Det var bestemt at det er lurt å gjennomføre beregninger ifølge EC 8 anbefalinger med forskjellige betraktninger angående dynamisk porøsitet gjennomtrengelighet av sanden med valgte parametere. Resultater presenteres i følgende tabell:

Jordskjelv	PGA	E_d (kN) GWL under vegg	E_d (kN) ikke gjennomtrengelig jord under GWL	E_d (kN) meget gjennomtrengelig jord under GWL
1	0,16 g	440,3605306	481,5694665	492,447898
2	0,33 g	437,2323508	478,4816045	489,3447156
3	0,455 g	437,2323508	478,4816045	489,3447156

Tabell 12. Beregnet verdier til jordtrykk mhp grunnvann

Sand er en porøs jordart, dvs. at det er lurt å sjekke det verste tilfellet når grunnvann gir statisk og dynamisk bidrag. Imidlertid gir disse bidragene ingen kraftig økning av jordtrykk.

Ved analyse av diagrammer til akselerasjons- og deformasjons utvikling kan vi se at forskjellige tilfeller har ulik intensitet og peak verdi nås ved forskjellige tidspunkt. Det vil også bestemme belastning, som konstruksjon vil oppleve og skader grunnen til den.

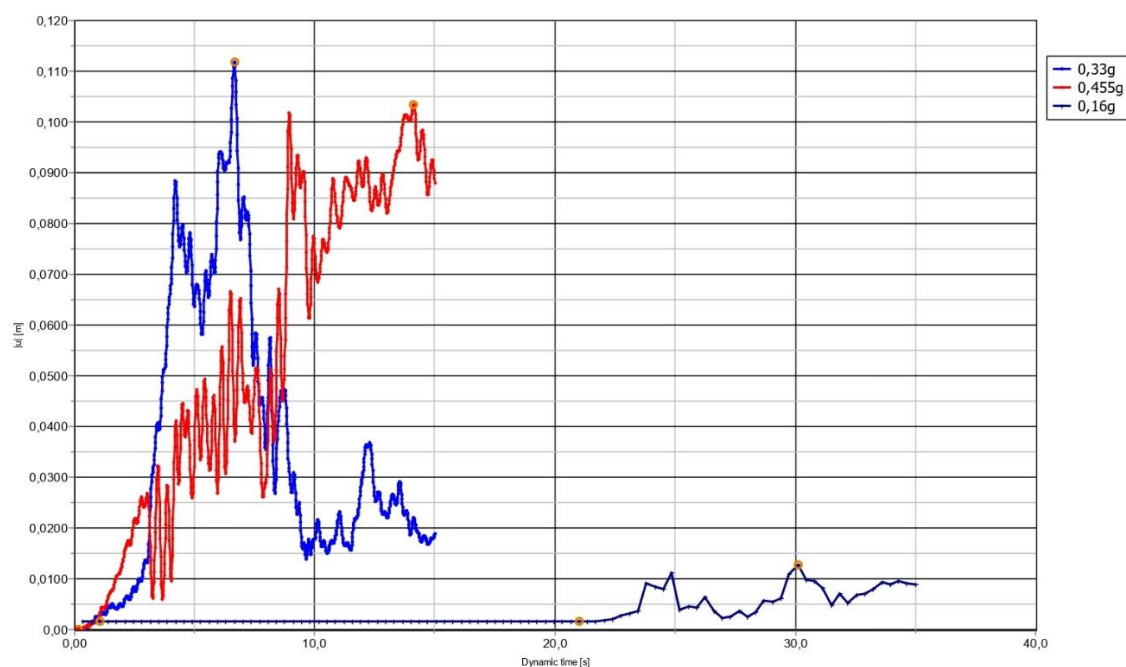


Figure 69. Deformasjons utvikling for alle tre tilfeller

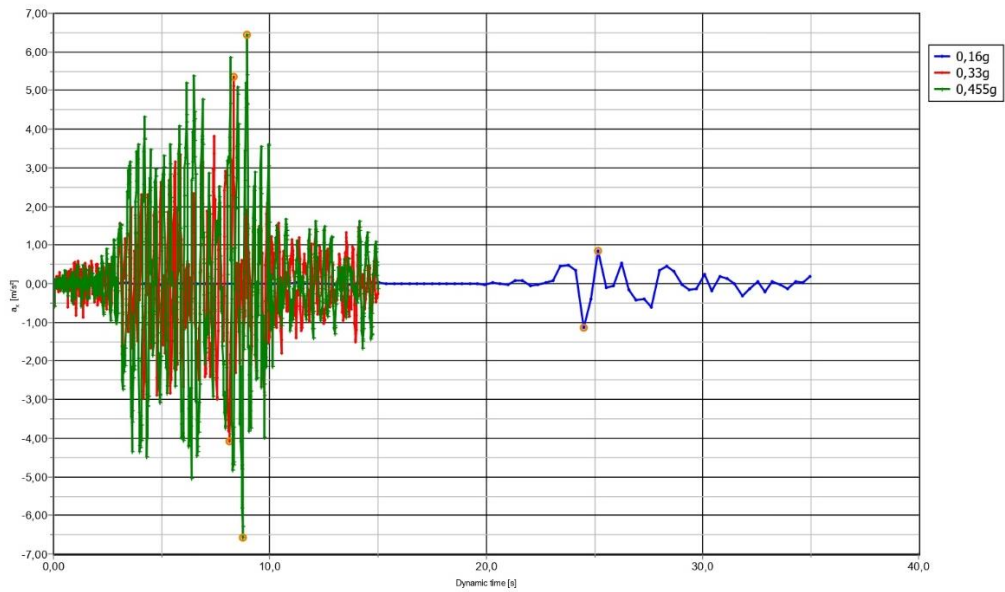


Figure 70. Akselerasjonsfordeling i x-retning for alle tre tilfeller

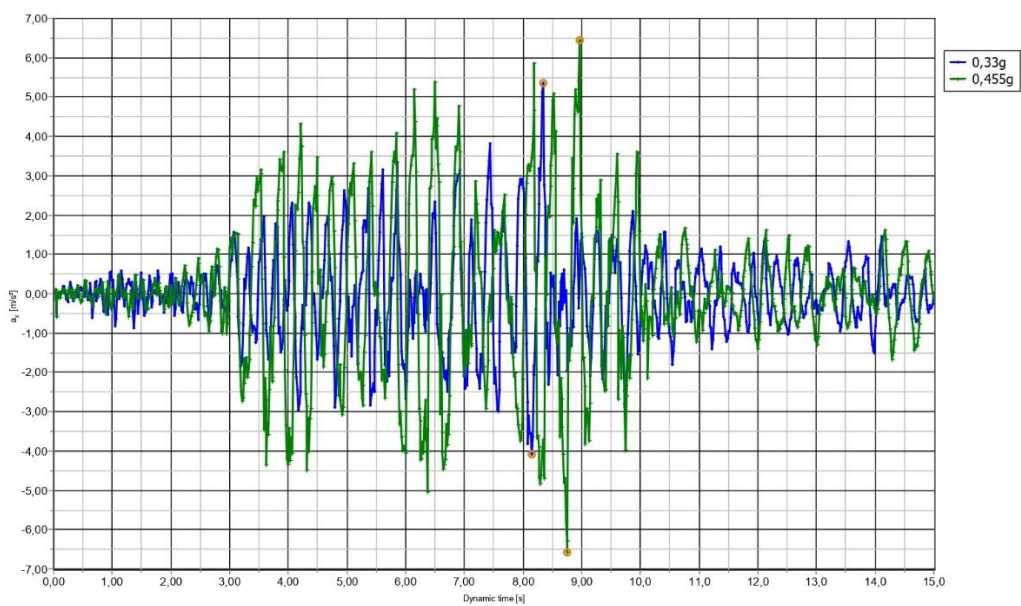


Figure 71. Akselerasjons utvikling i x-retning for 0,33g og 0,455g

7.2.1.3. Modell «Fill-sand» med GWL 6,8 m

Dette tilfellet gir også lignende fordeling av krefter og deformasjoner med hensyn på forskjellige PGA. Deformasjoner i x-retning er større enn i y-retning.

Jordskjelv	PGA	$ u _{mesh}$ (m)	u_x_{mesh} (m)	u_y_{mesh} (m)	$ u _{spunt}$ (m)	u_x_{spunt} (m)	u_y_{spunt} (m)
1	0,16g	0,1768	0,1366	0,1156	0,1635	0,1427	0,0799

2	0,33g	0,4457	0,3816	0,2531	0,4225	0,4001	0,1356
3	0,455g	0,5803	0,4961	0,3010	0,5481	0,4993	0,2261

Tabell 13. Deformasjoner og forskyvninger

Det har ikke skjedd kraftig økning i skjærkraft, momet i spuntvegg og aksial kraft i ankor.

Jordskjelv	PGA	Q_{spunt} (kN)	M_{spunt} (kNm)	N_{anchor} (kN)	N_{anchor_max} (kN)
1	0,16g	53,33	23,06	263,89	382,512
2	0,33g	114,3	54,92	355,705	710,441
3	0,455g	113,6	66,25	349,612	745,920

Tabell 14. Snittkrefter i konstruksjoner

Beregninger ifølge EC 8 gir fortsatt større dimensjonerende kraft, enn den som er fått ved PLAXIS 2D simulering. Antakelse om at sand har en meget stor gjennomtrengelighet gir bidrag på 60 kN, sammenlignet med tilfellet når grunnvann ligger under spuntvegg og på 40 kN hvis sand ligger under GWL, men kan betraktes som ikke gjennomtrengelig jordart.

Jordskjelv	PGA	E_d (kN) GWL under vegg	E_d (kN) ikke gjennomtrengelig jord under GWL	E_d (kN) meget gjennomtrengelig jord under GWL
1	0,16 g	440,3605306	481,5694665	500,931898
2	0,33 g	437,2323508	478,4816045	497,8287156
3	0,455 g	437,2323508	478,4816045	497,8287156

Tabell 15. Beregnet verdier til jordtrykk mhp. grunnvann

Hvis vi sammenligner FoS for tre forskjellige tilfeller av GWL plassering (dvs. før jordskjelv) kan vi se, at FoS er ganske stor, dvs. at vi har et veldig stabilt system, som kan vise en god evne for å holde forskjellig laster uten en kollapse.

GWL (m under overflate)	ΣM_{sf}
14,5	2,671
8	2,391
6,8	2,56

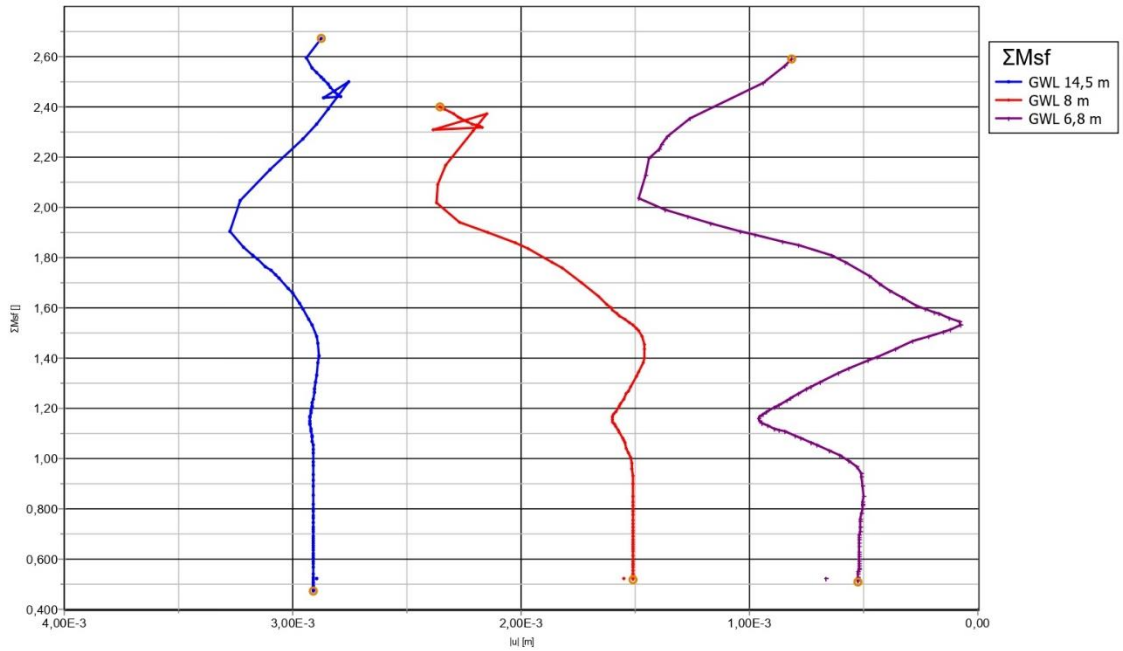


Figure 72. FoS til "Fill-Sand" modell

7.2.2. Modell "Fill-clay-sand"

Denne modellen er bygd opp av tre jordlag: «Fill», 2 m dybde, «Clay», 20 m dybde og «Sand», 25 m dybde, som ligger over fastfjell. GWL antas å være 3 m under overflate, som bør senkes i løpet av spuntvegg konstruksjon. Det representerer veldig grov og forenklet «stage-construction» med et mål for å gi en stabil base til dynamisk analyse.

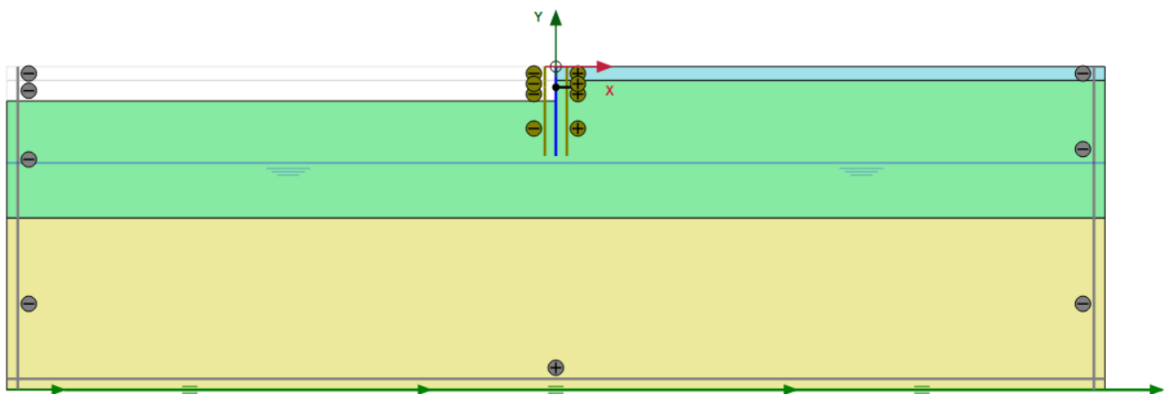


Figure 73. "Fill-clay-sand" modell

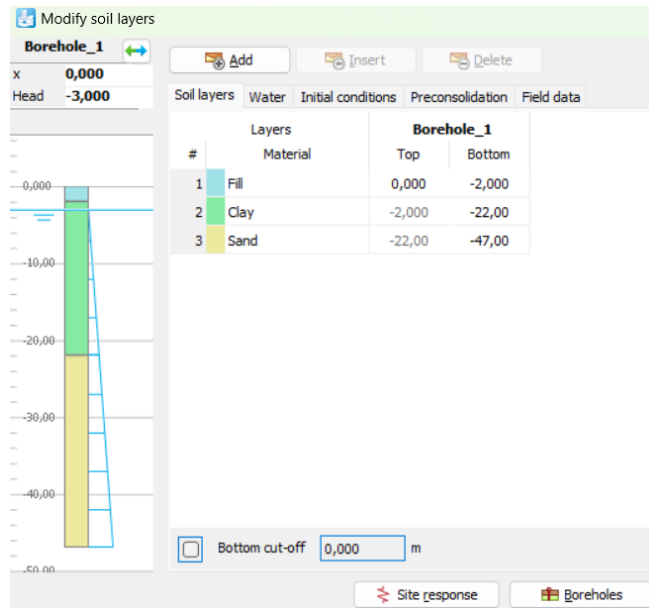


Figure 74. Bildet til initialt forhold

Xmin	Xmax	Ymin	Ymax
-80 m	80	-47 m	0 m

Tabell 16. Model contour

Jordartsparetere som var brukt i PLAXIS 2D finnes i Vedlegg.

Høyden til veggen var økt for å ha lignende oppbygging med modell «Fill-Sand».

H_vegg (m)	D_utgraving (m)	Dybde_anchor (m)	Lengde (m)	F_anchor (kN)	GWL under overflate (m)
13	5	3	13,2	259	14
13	5	3	13,2	243	7
13	5	3	13,2	238	5

Tabell 17. Parametere til modell ved statisk likevekt

Imidlertid har vi fått lavere FoS, enn i Sand-modell, mens forskyvninger er mindre, som skal vises videre.

GWL (m under overflate)	ΣM_{sf}
14	1,221
7	1,170
5	1,603

Tabell 18. FoS til "Fill-Clay-Sand" modell

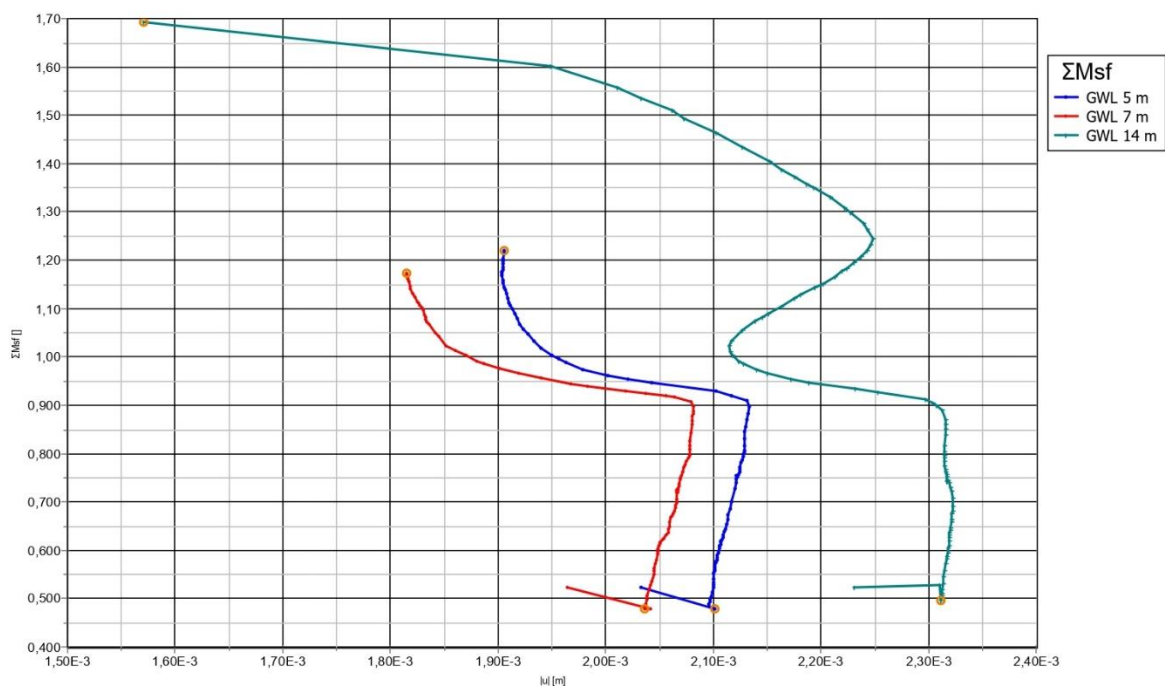


Figure 75. FoS for modell "Fill-Clay-Sand"

7.2.2.1. Modell "Fill-clay-sand" med GWL 14 m under overflate

Det er det fortsatt det samme bildet av økende forskyvninger og krefter med økende PGA. Imidlertid ved 0,33g tilfellet dannes større forskyvninger og snittkrefter, enn i 0,45g tilfellet. Det gjelder alle tre modeller.

Jordskjelv	PGA	$ u _{mesh}$ (m)	$u_{x,mesh}$ (m)	$u_{y,mesh}$ (m)	$ u _{spunt}$ (m)	$u_{x,spunt}$ (m)	$u_{y,spunt}$ (m)
1	0,16g	0,1718	0,1281	0,1157	0,1540	0,1335	0,0767
2	0,33g	0,3266	0,2420	0,2262	0,2806	0,2564	0,1227
3	0,455g	0,3164	0,2330	0,2244	0,2660	0,2246	0,1424

Tabell 19. Deformasjoner og forskyvninger

Jordskjelv	PGA	Q_{spunt} (kN)	M_{spunt} (kNm)	N_{anchor} (kN)	N_{max} (kN)
1	0,16g	36,31	22,81	208,669	317,197
2	0,33g	73,18	39,25	248,611	580,206
3	0,455g	51,74	34,98	184	452,595

Tabell 20. Snittkrefter i konstruksjoner

Ved sammenligning av verdier til forskyvninger, som var beregnet og fått fra PLAXIS, kan man oppdage at håndberegninger overestimerer mulige forskyvninger. Resultater til 0,16g-tilfellet er relevant like, men for de andre tilfellene er forskjellen for stor. Ifølge håndberegninger bør det prosjekteres en spuntvegg, som bør motvirke forskyvning på ca. 1 m. Mens mest sannsynlig skal forskyvning være mindre enn 30 cm. Det samme gjelder også beregnet verdier til jordtrykkskraft som veggen kan oppleve. Hvis man vil prosjektere en spuntvegg ifølge anbefalinger fra EC 8, skal det være en konstruksjon med meget stor sikkerhet. Likevel vil det medføre til en dyrere løsning, som den burde være i virkelighet.

Jordskjelv	PGA	EC 8 (kN)	M-O metode (kN)	$u_{x_teoretisk}$ (m)	u_{x_spunt} (m)
1	0,16 g	641,1016473	502,19338	0,170	0,1335
2	0,33 g	636,5008891	635,47756	0,634	0,2564
3	0,455 g	636,5008891	635,47756	0,989	0,2246

Tabell 21. Beregnet verdier til jordtrykk og forskyvning

Videre skal det presenteres resultater til de andre GWL-tilfeller, det er absolutt det samme bildet av deformasjons- og kraftutvikling.

7.2.2.2. Modell “Fill-clay-sand” med GWL 7 m under overflate

Jordskjelv	PGA	$ u _{mesh}$ (m)	u_{x_mesh} (m)	u_{y_mesh} (m)	$ u _{spunt}$ (m)	u_{x_spunt} (m)	u_{y_spunt} (m)
1	0,16g	0,1808	0,1348	0,1206	0,1592	0,1374	0,0805
2	0,33g	0,3432	0,2574	0,2352	0,2998	0,2681	0,1341
3	0,455g	0,3432	0,2441	0,2398	0,2929	0,2440	0,1621

Tabell 22. Deformasjoner og forskyvninger

Jordskjelv	PGA	Q_{spunt} (kN)	M_{spunt} (kNm)	N_{anchor} (kN)	N_{max} (kN)
1	0,16g	34,24	22,09	204,698	310,163
2	0,33g	74,12	39,62	250,012	578,602
3	0,455g	52,05	35,77	177,703	448,836

Tabell 23. Snittkrefter i konstruksjoner

Verdier til jordtrykkskraft i tilfellet når jord ligger under GWL er veldig store, nesten tre ganger større enn verdier, som er fått ved hjelp av PLAXIS 2D.

Jordskjelv	PGA	E_d (kN) GWL under vegg	E_d (kN) ikke gjennomtrengelig jord under GWL	E_d (kN) meget gjennomtrengelig jord under GWL
1	0,16 g	641,1016473	695,0162265	733,1162265
2	0,33 g	636,5008891	690,4716812	728,5716812
3	0,455 g	636,5008891	690,4716812	728,5716812

Tabell 24. Beregnet verdier til jordtrykk mhp. grunnvann

7.1.7.2.2.3. Modell "Fill-clay-sand" med GWL 5 m under overflate

Jordskjelv	PGA	$ u _{mesh}$ (m)	u_{xmesh} (m)	u_{ymesh} (m)	$ u _{spunt}$ (m)	u_{xspunt} (m)	u_{yspunt} (m)
1	0,16g	0,1840	0,1372	0,1226	0,1623	0,1405	0,0832
2	0,33g	0,3472	0,2614	0,2366	0,3066	0,2721	0,1413
3	0,455g	0,3699	0,2705	0,2523	0,3248	0,2703	0,1800

Tabell 25. Deformasjoner og forskyvninger

Jordskjelv	PGA	Q_{spunt} (kN)	M_{spunt} (kNm)	N_{anchor} (kN)	N_{max} (kN)
1	0,16g	35,30	22,54	212,354	311,625
2	0,33g	75,48	40,47	255,63	589,194
3	0,455g	60,01	39,50	206,244	478,017

Tabell 26. Snittkrefter i konstruksjoner

Jordskjelv	PGA	E_d (kN) GWL under vegg	E_d (kN) ikke gjennomtrengelig jord under GWL	E_d (kN) meget gjennomtrengelig jord under GWL
1	0,16g	641,1016473	695,0162265	749,4162265
2	0,33g	636,5008891	690,4716812	744,8716812
3	0,455g	636,5008891	690,4716812	744,8716812

Tabell 27. Beregnet verdier til jordtrykk mhp. grunnvann

Det kunne merkes at i alle tre tilfeller snittkrefter og deformasjoner i x-retning til 0,33g-tilfellet er større enn til 0,455g-tilfellet. Ved antagelse at større akselerasjoner skaper større deformasjoner, og derfor vil medføre jordskjelv til større skader, ser resultatene fra simulering ganske forvirrende ut. Imidlertid, det er litt mer komplisert.

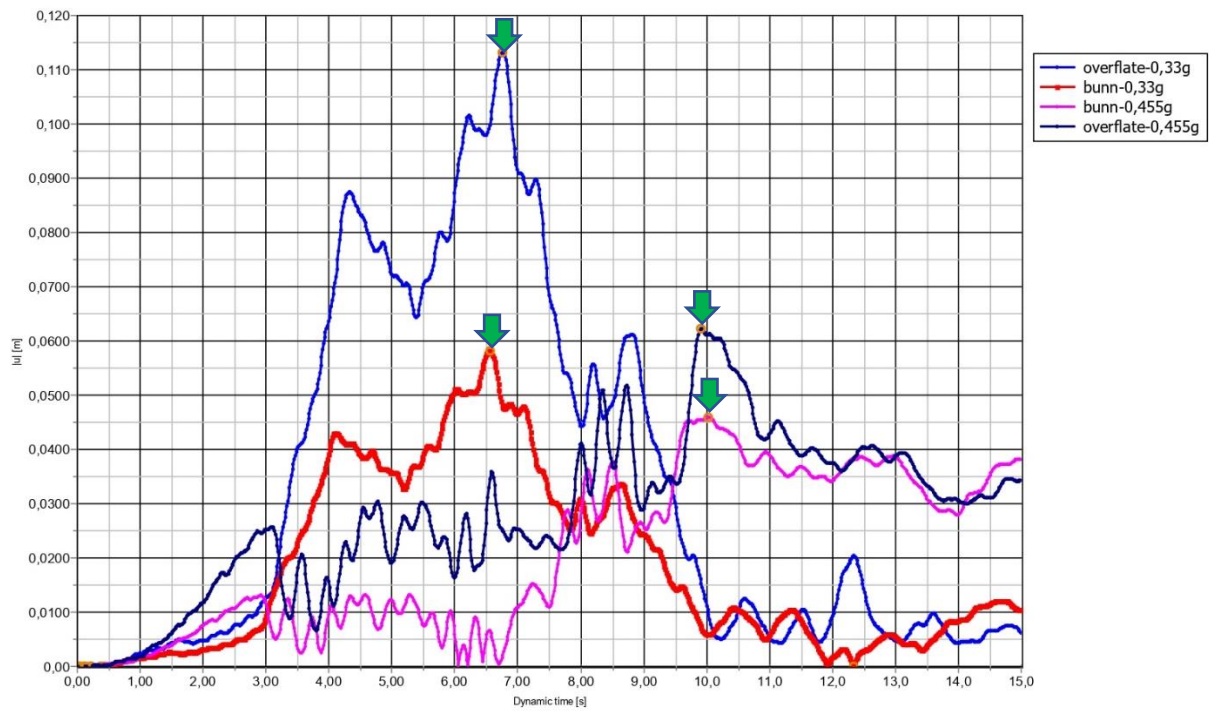


Figure 76. Deformasjonsfordeling vs. Tid

På bildet oppover er plottet fire grafer til deformasjonsfordeling ved dynamisk tid til overflatepunkter og bunnpunkter. Med grønne piler markeres «peaks» til hvert punkt. Det var allerede sagt at deformasjoner er større ved overflaten, derfor vil vi se på neste bildet hvor er plottet grafer kun til overflatepunkter.

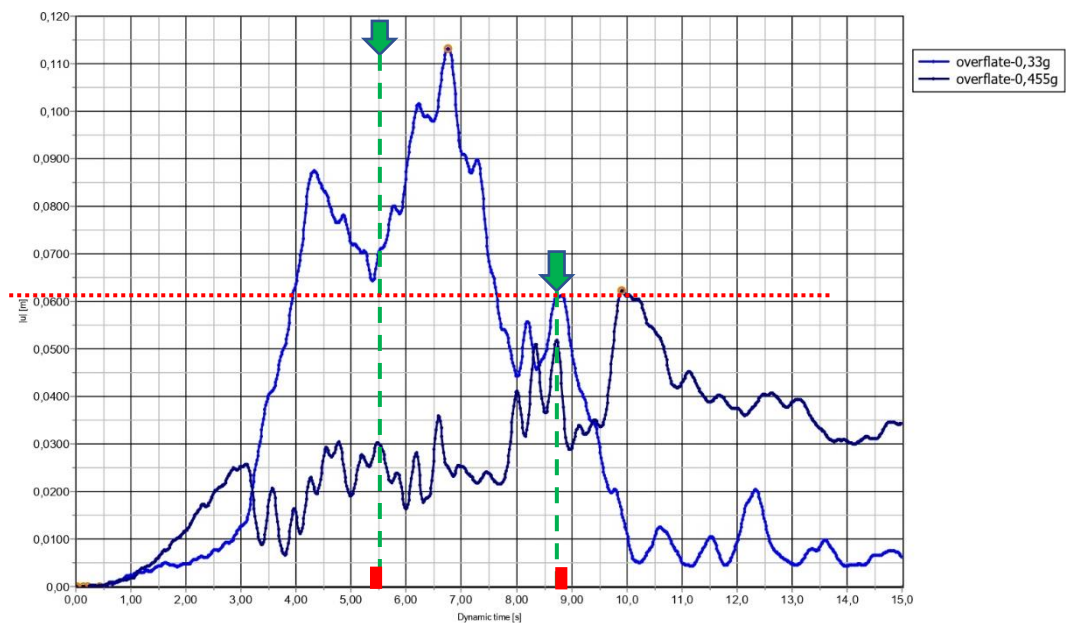


Figure 77. Deformasjonsfordeling vs. Tid for overflatepunkter

Fra grafen kan vi avlese at ved 0,33g-tilfellet den største deformasjonen skjer ved ca. 6,8 s, mens for 0,455g-tilfellet tar det mer tid for å utvikle sin største deformasjon ved 10 s. Generelt sett, deformasjonskurve til 0,455g-tilfellet utvider seg mer «langsomt» (i flere sekunder) og «jevnt» (uten skarpe spisser). Samtidig utvikler kurven til 0,33g-tilfellet ganske raskt og får sin første spiss på ca. 0,087 m ved ca. 4,4 s, deretter avtar litt og igjen går opp, når sin spiss og avtar mot 0. Med rød linje blir det lettere å se, at under 0,33g-tilfellet opplever konstruksjonen større belastninger i løpet av lengre tidsperiode enn konstruksjon under 0,455g-tilfellet. I tillegg til det varierer intensivitet av belastning betydelig under 0,33g-tilfellet. Alt dette resulterer i en større utnyttelse av konstruksjonens kapasitet for å holde belastning, derfor kan vi se det større verdier av snittkrefter for 0,33g-tilfellet, enn for 0,455g tilfellet.

Likevel ved 0,455g-tilfellet opplever konstruksjon større akselerasjoner i både x- og y-retning, enn ved 0,33g-tilfellet. Følgende bilder viser, at 0,455g-tilfellet har ganske intensiv akselerasjonsfordeling med flere skarpe spisser. Alt dette i kombinasjon gir ganske lignende resultater for deformasjoner (men noen små avvik), men større snittkrefter i 0,33g-tilfellet

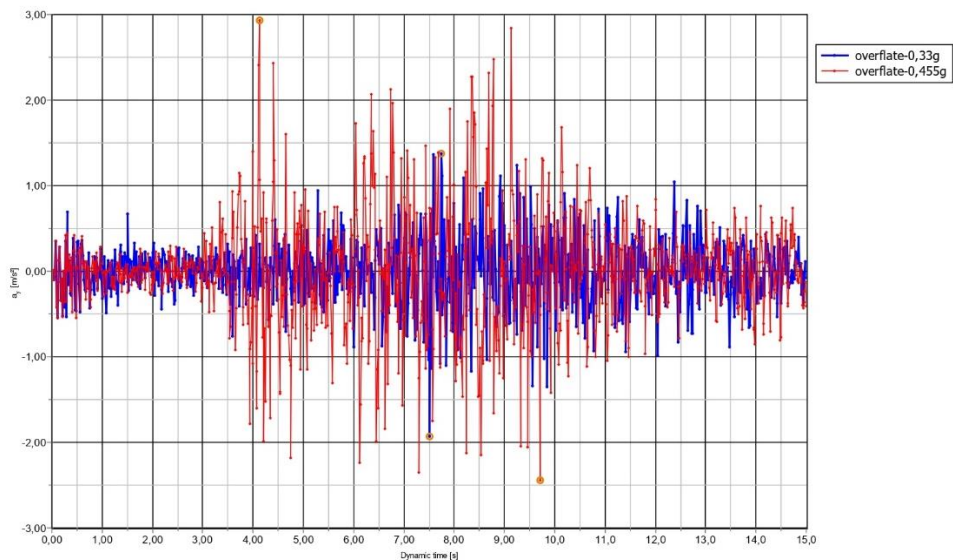


Figure 78. Akselerasjonsutvidelse i y-retning vs. tid

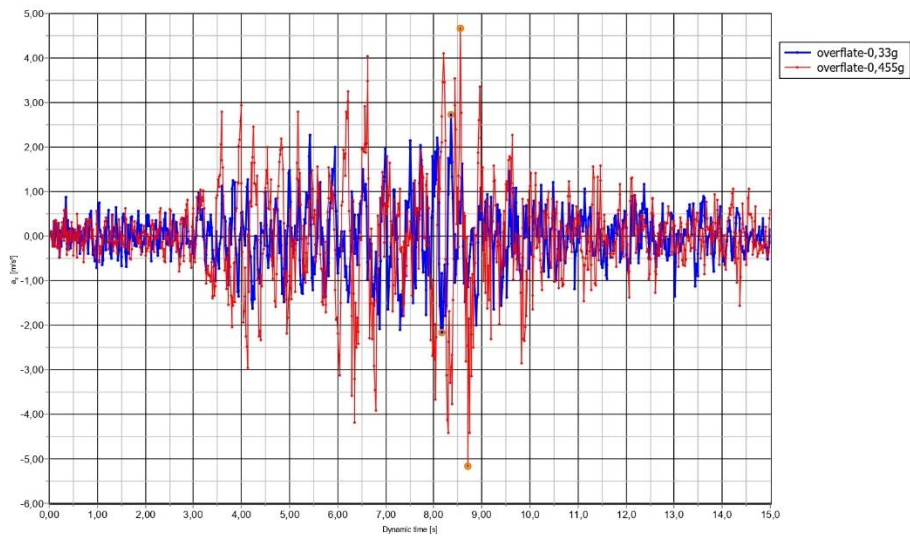


Figure 79. Akselerasjonsfordeling i x-retning vs. Tid

Ved sammenligning av deformasjoner av «Fill-Sand» modell og «Fill-Clay-Sand» modell ble det merket at «Fill-Sand» modell opplever større deformasjoner. En grunn til det er høydeforskjell mellom jordmodeller, dvs. at bølger skal gå lengre avstand for å nå jordens overflate i «Fill-Clay-Sand» modell.

Deformasjonsfordeling for disse tilfellene ser ut ganske merkelig:

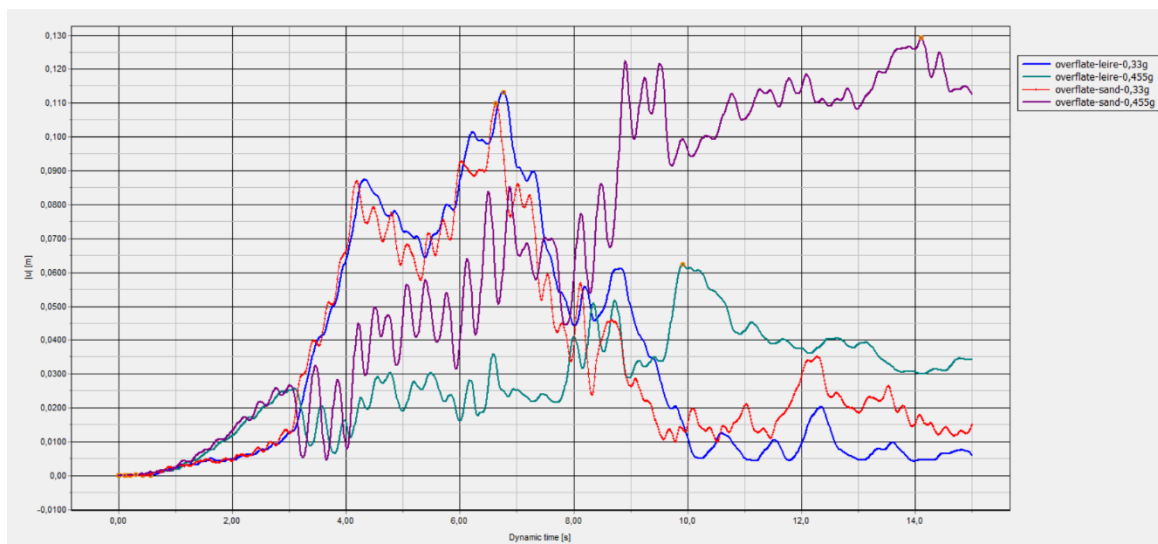


Figure 80. Deformasjonsfordeling vs. tid i to modeller

Og hvis kurvene til 0,33g-tilfelle er meget like, varierer kurver til 0,455g-tilfelle ganske mye:

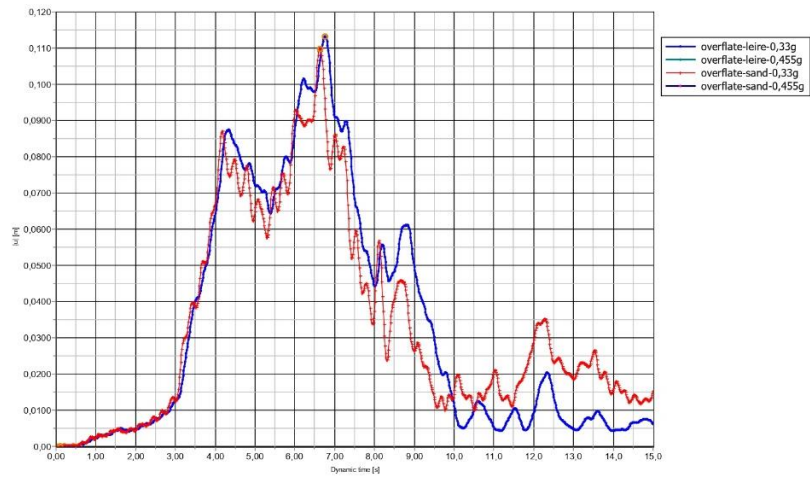


Figure 81. Deformasjonsfordeling for sand og leire ved 0,33g

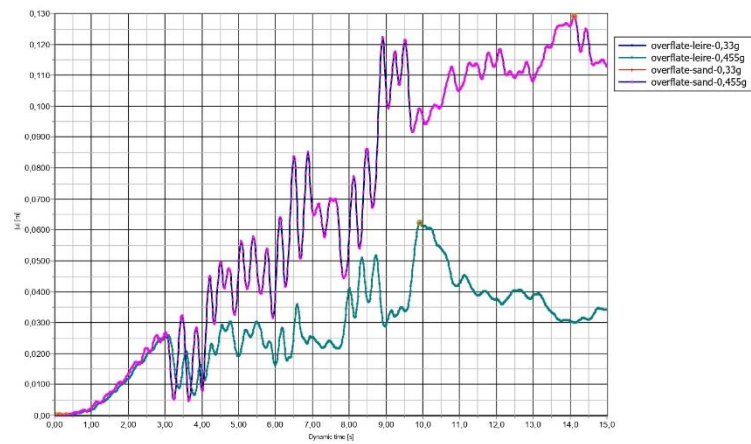


Figure 82. Deformasjonsfordeling for sand og leire ved 0,455g

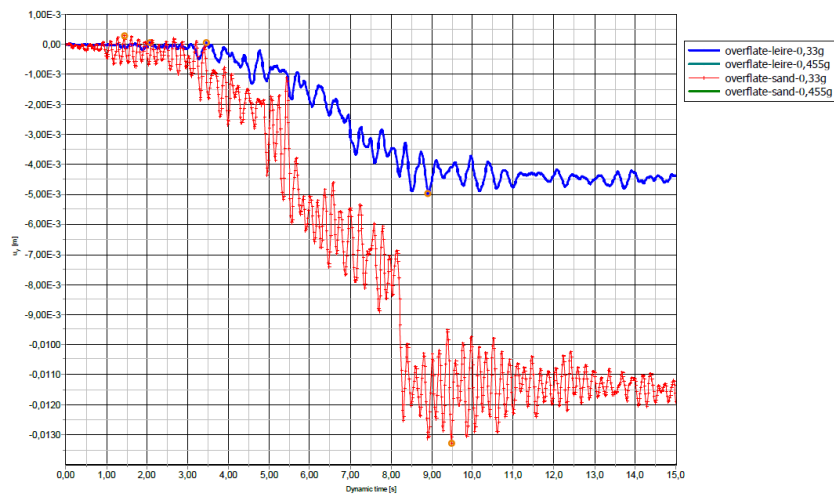


Figure 83. Deformasjonsfordeling i y-retning ved 0,33g

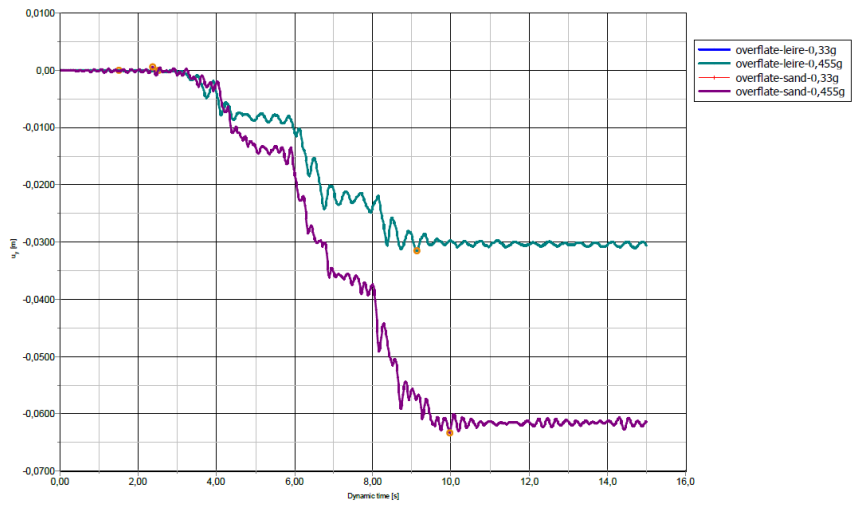


Figure 84. Deformasjonsfordeling i y-retning ved 0,455g

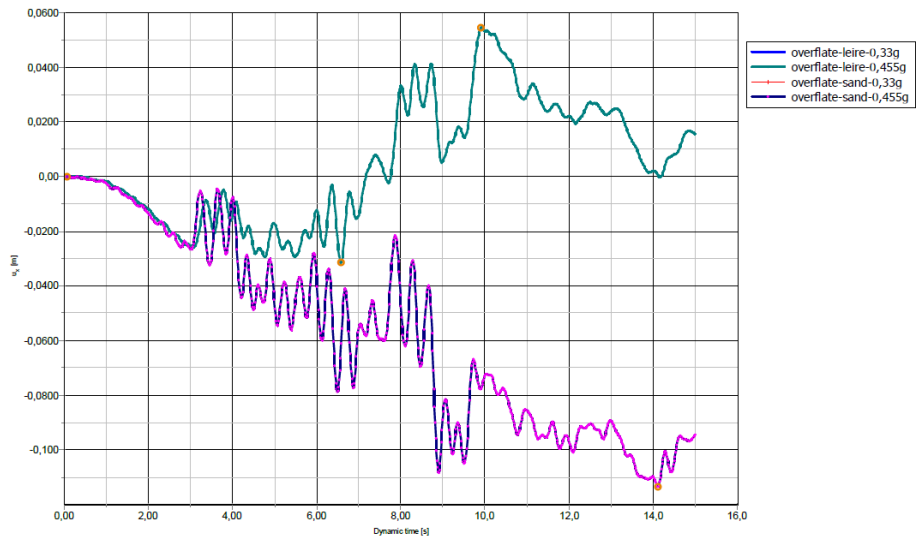


Figure 85. Deformasjonsfordeling i x-retning ved 0,455g

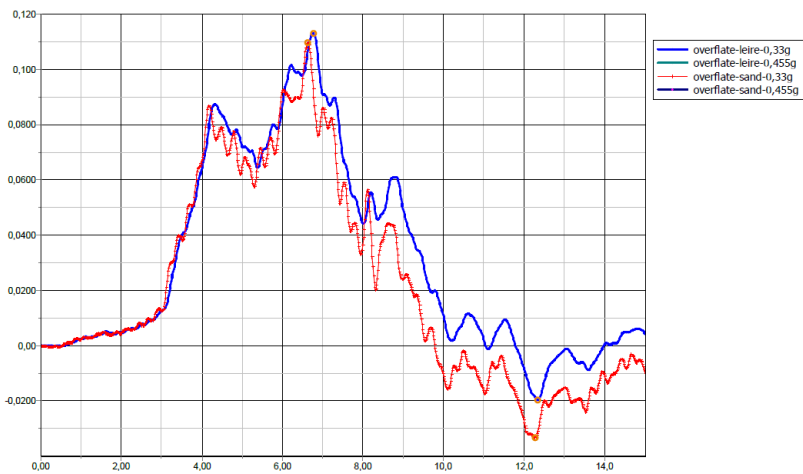


Figure 86. Deformasjonsfordeling i x-retning ved 0,33g

Fra øvrige bilder kan det konkluderes, at begge modellene opplever større deformasjoner i x-retning, enn i y-retning.

Imidlertid akselerasjonsfordeling er ganske merkende. Uavhengig om PGA tilfelle vise sand-modell mer intensivt og stor akselerasjonsfordeling i begge retninger.

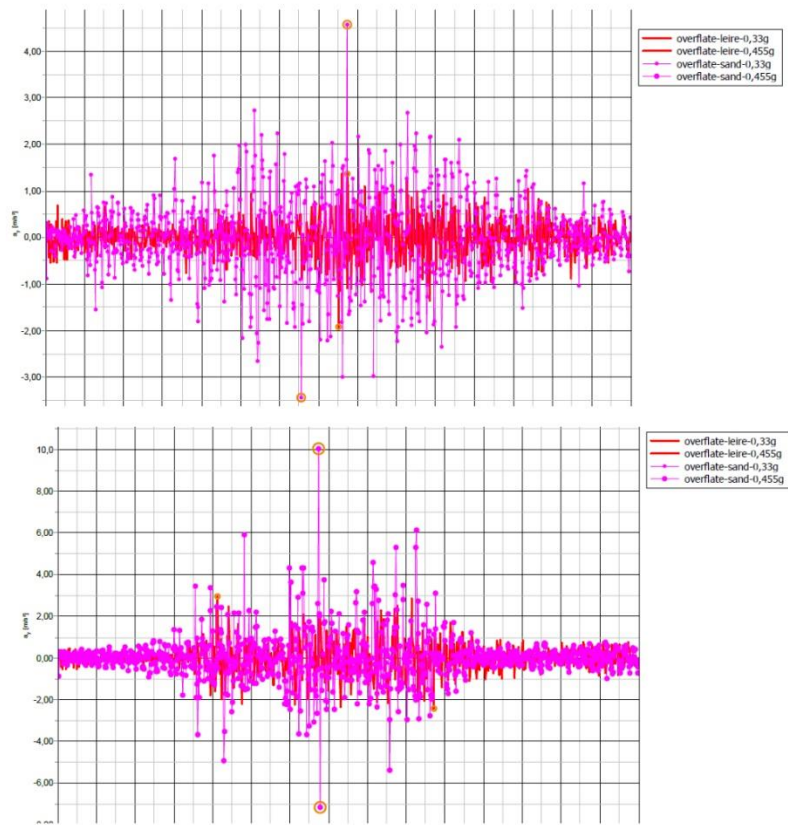


Figure 87. Akselerasjonsfordeling i y-retning

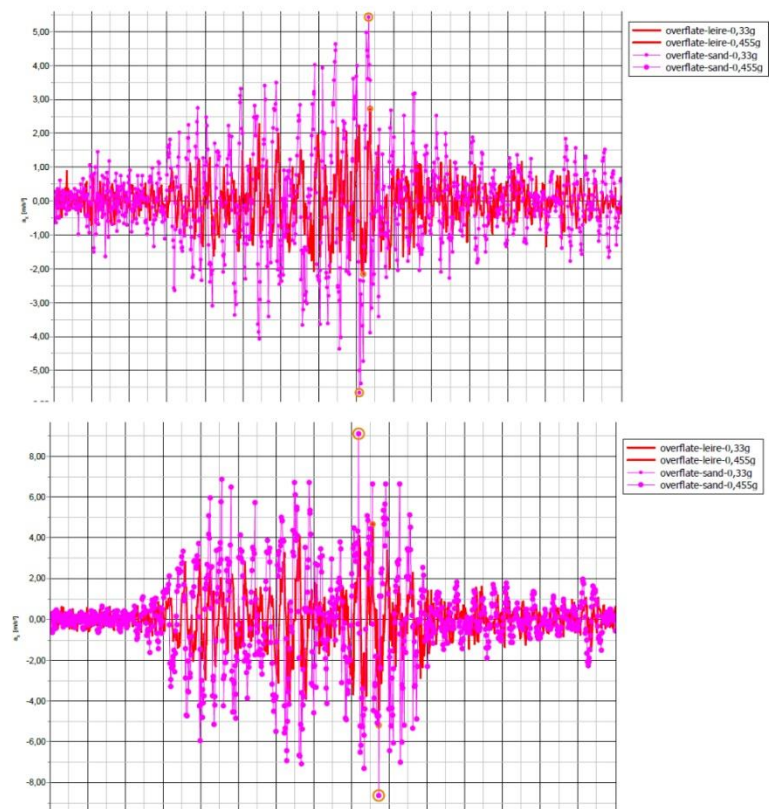


Figure 88. Akselerasjonsfordeling i x-retning

Forklarelsen til observerte forskjeller i oppførsel og deformasjon baseres på egenskaper til jordmaterialer. Generelt sett har leire en bedre dempingsevne enn sand. Dette skyldes at leire er en kohesiv jordtype som inneholder finpartikler med høyere vanninnhold og sammenhengende partikkelstruktur. Denne strukturen tillater leire å absorbere og redusere vibrasjoner bedre enn sand.

Sand derimot er en ikke-kohesiv jordtype som består av grovere partikler med lavere vanninnhold. På grunn av den løsere partikkelstrukturen har sand en tendens til å ha lavere dempingsevne sammenlignet med leire. Vibrasjoner har en tendens til å passere mer fritt gjennom sandjord, og det kan oppleves mindre demping av vibrasjoner i sand sammenlignet med leire.

Det er viktig å merke seg at dempingsevnen til jordtyper kan variere avhengig av flere faktorer, inkludert partikkelstørrelse, partikkelform, tetthet, vanninnhold og stressforhold. Det er derfor viktig å utføre grundige geotekniske undersøkelser og vurderinger av jordforhold for å bestemme den faktiske dempingsevnen til sand og leire i en gitt situasjon.

Konklusjon

Denne studien hadde ingen ambisiøse mål, som for eksempel, å skape en ny metode til seismisk design eller forbedre formler utviklet under M-O metode.

Studien har gitt en grundig gjennomgang av metoder for seismisk design av støttekonstruksjoner, med fokus på kvasi-statiske, pseudo-statiske, empiriske og numeriske tilnærminger. Ved å bruke PLAXIS 2D som simuleringsverktøy har studien analysert oppførselen til spuntvegger under ulike dynamiske påvirkninger og jordforhold. Resultatene fra simuleringene har blitt sammenlignet med håndberegninger og anbefalinger fra Eurocode 8.

Resultatene fra PLAXIS 2D er i samsvar med teorien, at støttekonstruksjoner viser en god evne til å holde dynamisk belastning uten spesielle tiltak. Forskyvningsverdier er ikke kritiske og ligger generelt mellom 0,2 – 0,5 m avhengig av PGA og jordtype. Ved større akselerasjon skapes større deformasjoner (generelt sett), deformasjoner i x-retning er større enn deformasjoner i y-retning. Det er også bevist påstanden, at akselerasjon er større ved overflate enn ved bunn og at vanligvis akselerasjon i x-retning er større enn akselerasjon i y-retning.

Ved sammenligning av resultatene fra PLAXIS 2D med håndberegning, er det bekreftet at forenklete metoder gir resultater, som er relevant godt forslag til belastnings spekter. Det kan ikke påstås at resultatene er veldig like, men ved tidsmangel eller ved begrenset tilgang til avanserte programverktøy, kan forenklete metoder brukes. Imidlertid bør det tas i betraktning, at forenklet metoder er konservative og gir et veldig grovt resultat, som kan gi overdrivende verdier til krefter og spesielt til forskyvninger.

Diskusjon

Analyser av resultater har vist at PLAXIS 2D er en effektiv plattform for å modellere seismiske påvirkninger på spuntvegger og vurdere deres stabilitet og deformasjoner. Ved å kombinere numeriske simuleringer med analytiske metoder kan man oppnå en mer helhetlig forståelse av konstruksjonsrespons på jordskjelvbelastninger. Det er viktig å merke seg at forenklete analytiske metoder kan gi en indikasjon på spuntveggenes ytelse, men at de samtidig kan ha begrensninger og avvik i forhold til mer avanserte numeriske modeller.

Resultater fått ved hjelp av numerisk modellering tilsvarer forventninger og beviser teoretiske konsepter. Det var forventet at resultater fra analytiske metoder skal avvike fra numeriske resultater, men det var ikke regnet med at selve analytiske verdier til resulterende kraft skal variere så mye. Når det gjelder modell med leire gir både EC 8 sin versjon til M-O metode og klassisk M-O metode (beskrevet av Kramer) veldig like verdier. Det er en stor forskjell mellom verdier til jordskjelv med PGA på 0,16 g, men den er fortsatt akseptabel. Imidlertid er sandresultater meget forskjellige, til PGA 0,16 g gir EC 8 metoden nesten dobbelt tall sammenlignet med M-O metoden.

Det kan være flere grunner til nevnte forskjeller, først og fremst, beregningsfeil eller feil avlesing av figurer med vinkel beskrivelse. En annen grunn kan bestå i forskjell mellom trigonometriske funksjoner, som brukes, og vinkler som tas i beregninger. En del av avvikene kan skje ved valgte verdier for å finne k_h og k_v og deres bruk i klassisk M-O metode kan også være en grunn til forskjell. Selvsagt er begge metodene preget av forenklinger og begrensninger og gir et konservativt estimat av jordtrykk under jordskjelv.

Det var forutsigbart at analytisk metode for å dimensjonere spuntveggs forskyvning ville gi en stor verdi. Og hvis en gap mellom forskyvninger for leire-modell med PGA på 0,16 g er små, gjelder det ikke tilfeller med større PGA. Forskjellen i sand-modell er enda større for alle tre tilfellene. En grunn til det kan være diskutabelt verdi til koeffisient K, som finnes ut ved M-O metode og amplifikasjons faktor kan være en annen grunn til det. Det vil si at jordlagfordeling, dybde og modellgeometri kan bidra til nevnte forskjeller. Richards og Elms og Whitman-Liao sine metoder for å beregne forskyvninger er ikke relevante til spuntvegg. Selv om de kan gi en god tilnærming for gravitasjonsvegg, gjelder det ikke for spunt, som har relevant lite egenvekt. En beregnet forskyvning ved hjelp av Richards og Elms er uendelig lite, derfor var det ikke beskrevet i resultater og ikke gjennomført for alle tilfeller.

En modell med to skrå forankringsstag visste en god oppførsel under forskjellige dynamiske belastninger med lite forskyvninger og ikke store snittkrefter. Det er ikke gjennomført noen beregninger for denne modellen, derfor finnes det ingen grunnlag til analyse, som gjennomført for de andre modellene. Imidlertid sammenlignet med to modeller med en enkel forankring har modell med to skråe stager svart lite forskyvninger: 2, 6 og 28 cm. De største deformasjoner skjer nær overflata, men deformasjonsområde er mer omfattende enn ved rett anker. Det bør understrekkes, at i «Dry excavation» var brukt en annen støttekonstruksjon med større egenvekt og ulike stivhetsparameter. Det er også en grunn til nevnte forskjeller.

Videre arbeid

Selvfølgelig kan det gjøres mye i tillegg til denne oppgaven. For det første kan det gjennomføres en beregning av spuntvegg-anker system i SAP 2000 for å få grunnlag til mer realistisk gjennomføring av utgravinger. I tillegg til det kan det også gi en kilde til analyse av konstruksjons oppførsel og deformasjoner.

For det andre kan denne oppgaven inneholde lab undersøkelser, for eksempel, treaksial og odometer test av jordprøve. Med disse resultatene kan et eksakt tilfelle simuleres i PLAXIS 2D med videre diskusjon og anbefalinger. I tillegg kan oppgaven fortsettes med bestemmelse av skadenivå til spuntveggen og mulige tiltak for å gjenopprette området stabilitet og sikkerhet.

Under arbeidet med denne oppgaven var det tenkt om gi noen forslag om forenkling av prosessen. Det finnes ingen mulighet til å gjøre selve prosessen lettere på grunn av komplikasjon av dynamiske laster og avansert teori bak dem. Imidlertid kan det dannes en felles base med alle jordskjelvs signaler i et format, som kan brukes videre i PLAXIS. Selvfølgelig kan det gjøres hos allerede eksisterende forskningssenter. Det vil spare mye tid for ingeniører som må lete etter passende signaler i et riktig format og konsentrere seg istedenfor mer om prosjektering.

Bibliografi

Aarhaug, O. R. (1984). Geoteknikk og fundamenteringslære 1, 2 (1. utgave / 12. opplag). 1984

Al Atik, L., Sitar, N. "Experimental and analytical study of the seismic performance of retaining structures." PEER 2008/104, March 2009.

Alatik, L., Sitar, N. "Numerical study of seismic earth pressures in centrifuge model experiments."

Benz, T. (Institut for geoteknikk, Universitetet i Stuttgart). "Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences."

Biondi, G., Capilleri, P., Maugeri, M. "Dynamic response analysis of earth-retaining walls by means of shaking table tests." Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, April 18-22, 2006, San Francisco, California, USA.

Bozorgnia, Y., & Bertero, V. V. (2004). Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Optimal Seismic Design of Engineering Structures. CRC Press.

Budhu, M., Neelakantan, G., Richards Jr., R. "Balanced seismic design of anchored retaining walls."

Caputo, G. V., Conti, R., Viggiani, G. M. B., Prüm, C. "Improved method for the seismic design of anchored steel sheet pile walls." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 147(2), 04020154 (2021).

Chapman, C., & Richards, P. G. (2016). Fundamentals of Seismic Wave Propagation. Cambridge University Press.

Chiaradonna, A. (2022). Defining the Boundary Conditions for Seismic Response Analysis—A Practical Review of Some Widely-Used Codes. Geosciences, 12, 83.

Chopra, Anil K. (2012). Dynamics of Structures. 4th Edition. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics. Prentice-Hall.

Choudhury, D., Nimbalkar, S. S., Mandal, J. N. "Influence of soil-wall interface friction on pseudo-dynamic earth pressure."

Das, B. M., & Ramana, G. V. (2008). Principles of Soil Dynamics. [Utgiver og utgivelsessted mangler]

Das, B. M., & Sobhan, K. (2014). Principles of Geotechnical Engineering (8th ed.). Cengage Learning.

Das, B. M., & Sobhan, K. (2017). Principles of Geotechnical Engineering (9th ed.). Cengage Learning.

Desai, C. S., & Christian, J. T. (1977). Numerical Methods in Geotechnical Engineering. McGraw-Hill Book Company.

Desai, C. S., & Christian, J. T. (1977). *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. McGraw-Hill, Inc.

Eurocode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler - Generelle regler og regler for bygninger

Eurocode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Generelle regler (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013)

Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 5: Styrke og stabilitet til geotekniske konstruksjoner (NS-EN 1998-5:2012)

Gazetas, G., Garini, E., Zafeirakos, A. "Seismic analysis of tall anchored sheet-pile walls." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 91, 209–221 (2016).

Ghaboussi, J. (1979). *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 3(3), 303.

Geoteknikk Beregningsmetoder Kompendiet (2020). Faggruppe for Geoteknikk, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

Ghungaad, A., Wang, X. "Effects of ground motion characteristics on the seismic performance of reinforced soil walls." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(2), 04020146 (2021).

Hashash, Y. M. A., Dashti, S., Romero, M. I., Ghayoomi, M., Musgrove, M. "Evaluation of 1-D seismic site response modeling of sand using centrifuge experiments." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 78, 19–31 (2015).

Hung, W.-Y., Tran, M.-C., Bui, V.-K. "Seismic response of anchored sheet pile walls by centrifuge modelling tests." *International Journal of Civil Engineering*, 20, 1041–1065 (2022).

Ibrahim, K. M. H. I. (2014). "Seismic displacement of gravity retaining walls." *HBRC Journal*, 10(2), 169-178.

Iskander, M., Chen, Z., Omidvar, M., Guzman, I., Elsherif, O. (2013). Active static and seismic earth pressure for $c-\phi$ soils. *Soils and Foundations*, 53(5), 639-652.

Kennett, B. (1983). *Seismic Wave Propagation in Stratified Media*. Cambridge University Press.

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering* (1st ed.). Prentice Hall.

Neelakantan, G., Budhu, M., Richards Jr., R. "Balanced seismic design of anchored retaining walls."

NTNU Department of Civil and Environmental Engineering (2020). TBA4116 GEOTECHNICAL ENGINEERING ADVANCED COURSE Lecture notes. Steinar Nordal, University of Science and Technology, Geotechnical Engineering Group.

Obrzud, R. F., Truty, A. (2020). "THE HARDENING SOIL MODEL - A PRACTICAL GUIDEBOOK." Utgave 2020.

Pande, G. N., Pietruszczak, S. (Red.). (2007). "Numerical Models in Geomechanics – NUMOG X." Taylor & Francis Group, London. ISBN 978-0-415-44027-1.

Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons.

PLAXIS (2018). *PLAXIS 2D Reference Manual*.

PLAXIS (2023). *PLAXIS 2D 2023.1 Material Models Manual 2D*. Last Updated: January 05, 2023.

PLAXIS (2023). *PLAXIS 2D 2023.1 Theory Manual 2D*. Last Updated: January 05, 2023.

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press.

Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1982). *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute.

Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1990). *Soil Liquefaction during Earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute.

Sitar, N., Kavazanjian, E., Elgamal, A., Lysmer, J. "Measurement of lateral earth pressure exerted on a rigid wall by a fully saturated sand." *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(3), 391–410 (1989).

Sitharam, T. G. (2013). "Seismic earth pressure on retaining structures." *International Journal of Geotechnical Engineering*, 7(2), 151-165.

Somerville, P. G., Smith, N. F., Graves, R. W., Abrahamson, N. A. (1997). "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity." *Seismological Research Letters*, 68(1), 199–222.

Sowers, G. F. (1979). *Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering (7th ed.)*. Macmillan Publishing Co., Inc.

Stokoe, K. H., & Roesset, J. M. (1983). "Seismic shear-wave velocity response of soils." *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(3), 458-470.

Vrettos, C., Mylonakis, G., Pitilakis, K. "Seismic displacement of gravity retaining walls." *Journal of Earthquake Engineering*, 20(7), 1021-1038 (2016).

Wang, L. T. (2000). *Earthquake Resistant Design of Retaining Structures (1st ed.)*. Wiley.

Wyllie, D. C., & Mah, C. W. (2004). *Rock Slope Engineering: Civil and Mining (4th ed.)*. Spon Press.

Zekkos, D., Bray, J., Matasovic, N., Lowes, L. "Seismic soil-pile-structure interaction experiments and simulations." PEER Report No. 2010/101, December 2010.

Zienkiewicz, O. C., & Taylor, R. L. (2005). *The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics* (6th ed.). Butterworth-Heinemann.

8. Vedlegg

Vedlegg A

Vedlegg B

Vedlegg C

Vedlegg E

Vedlegg G

Vedlegg H

Vedlegg I

Vedlegg J