



MODELAGEM NUMÉRICA DA PROPAGAÇÃO DE RUPTURA DE FALHAS GEOLÓGICAS

Thiago Cezar Oliveira

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida
Maria Cascão Ferreira de Almeida

Rio de Janeiro,
Dezembro de 2021

MODELAGEM NUMÉRICA DA PROPAGAÇÃO DE RUPTURA DE FALHAS
GEOLÓGICAS

Thiago Cezar Oliveira

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA
(COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE
EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida
Maria Cascão Ferreira de Almeida

Examinada por:

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida , Ph. D.

Prof^ª. Maria Cascão Ferreira de Almeida, D.Sc.

Prof^ª Maria do Carmo Reis Cavalcanti, D.Sc.

Ricardo Garske Borges, D.Sc.

Prof. Seyedhamed Mirmoradi, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

DEZEMBRO DE 2021

Oliveira, Thiago Cezar

Modelagem numérica da propagação de ruptura de falhas geológicas / Thiago Cezar Oliveira. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2021.

XII, 83 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida

Maria Cascão Ferreira de Almeida

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2021.

Referências Bibliográficas: p. 75-85.

1. Modelagem numérica. 2. Propagação de ruptura de falhas geológicas. 3. Método dos Elementos Finitos. I. Almeida, Marcio. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

DEDICATÓRIA

À memória do meu querido e amado pai, Feliciano Lopes de Oliveira

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer todo o incentivo e suporte dos meus queridos pais, Selma Cezar Hohenfeld e Feliciano Lopes de Oliveira (in memoriam). Eles são meus grandes exemplos de determinação e garra.

Meus agradecimentos aos grandes professores da COPPE que se dedicam em transmitir o seu conhecimento com muita qualidade, em especial aos meus orientadores Márcio Almeida e Maria Almeida.

Aos companheiros de turma que juntos aprendemos e evoluímos como engenheiros geotécnicos: Rodrigo, Lucas, Maria Fernanda, Luisa, Renan, Luciano, Thatyane e Naiala.

Gostaria de agradecer também aos meus queridos amigos da COPPE que fizeram da vida de laboratório mais alegre e divertida, que levarei para a vida toda: Mirella, Larissa, Luiz, Cauê e Rodrigo.

Agradeço a toda equipe do Laboratório de Geotecnia que dão todo o suporte e coordenam para termos uma estrutura de qualidade. Em especial nesse quesito não poderia deixar de agradecer minha grande amiga, Tatiane Benites.

Agradeço imensamente ao Samuel que me apoiou e ajudou para elaborar a caixa para realizar os ensaios na centrífuga.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

MODELAGEM NUMÉRICA DA PROPAGAÇÃO DE RUPTURA DE FALHAS GEOLÓGICAS

Thiago Cezar Oliveira

Dezembro/2021

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida

Maria Cascão Ferreira de Almeida

Programa: Engenharia Civil

O fenômeno de propagação de ruptura de falhas geológicas é um tema pouco discutido, nos projetos de engenharia, se comparado com o efeito dos sismos. Seu estudo e compreensão é de suma importância para projetos de estruturas assentes próximas à região de falhas, visto que, podem afetar a integridade delas. Com base nisso, o presente estudo se concentrou no fenômeno de propagação da ruptura de falhas em solos arenosos utilizando modelagem numérica para a validação das dimensões da caixa a ser realizado o ensaio centrífugo na COPPE/UFRJ, verificando a existência de efeito de borda e prever os efeitos na superfície do modelo. Os resultados desse trabalho validaram as dimensões da caixa para não impactar no efeito de borda, uma vez que, a região de deformação e tensão se concentra na região próxima da falha e segue a projeção do ângulo de mergulho. Os resultados das análises numéricas demonstraram que as trajetórias de tensões na zona de ruptura são análogas aos ensaios de deformação plana de extensão (carregamento) e deformação plana de compressão (descarregamento) para as falhas reversas e normais, respectivamente.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

Numerical modelling of fault rupture propagation

Thiago Cezar Oliveira

December/2021

Advisors: Márcio de Souza Soares de Almeida
Maria Cascão Ferreira de Almeida

Department: Civil Engineering

The phenomenon of propagation of failure of faults is a little discussed topic in engineering projects, when compared to the effect of earthquakes. Its study and understanding is important for projects of structures located close to the fault region, as they can affect their integrity. Based on this, the present study focused on the phenomenon of fault failure propagation in sandy soils using numerical modeling to validate the box's dimensions to be carry out the centrifugal test at COPPE/UFRJ, verifying the existence of edge effect and predicting the effects on the surface. The results of this work validated the dimensions of the box to not impact the edge effect, since the strain and stress region is concentrated in the region close to the fault and follows the projection of the dip angle. The results of the numerical analyzes showed that the stress trajectories in the failure zone are analogous to the tests of extension plane strain (loading) and compression plane strain (unloading) for reverse and normal failures, respectively.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	12
1.1	Considerações iniciais	12
1.2	Objetivo da pesquisa.....	13
1.3	Estrutura da dissertação	13
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1	Descrição do Problema.....	15
2.2	Casos Históricos	17
2.2.1	Falhamento Reverso	18
2.2.2	Falhamento Normal	19
2.3	Modelagem Física em Centrífuga.....	20
2.4	Modelagem Numérica	23
2.4.1	Método dos Elementos Finitos	23
2.4.2	Modelos Elastoplásticos	24
2.4.3	Modelagem no ABAQUS.....	36
2.4.4	Modelagem no PLAXIS	39
2.5	Estudos Numéricos Anteriores	40
3.	ESTUDO NUMÉRICO.....	45
3.1	Modelo centrífugo analisado	45
3.2	Malha de elementos finitos.....	47
3.3	Modelo constitutivo e parâmetros do solo.....	48
3.4	Modelagem numérica de referência	50
3.5	Modelagem numérica	53
3.5.1	Parâmetros do solo.....	55
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	59
4.1	Modelagens realizadas.....	59
4.2	Falhamento Reverso	62
4.3	Falhamento Normal	65
4.4	Trajetória de Tensões.....	69
4.4.1	Falhamento Reverso	70
4.4.2	Falhamento Normal	71
5.	CONCLUSÕES	73
5.1	Sugestões para trabalhos futuros	74
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	75

ANEXOS	83
7. MODELO CENTRÍFUGO DA COPPE	84

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema representativa de plano de falha e linha de falha	15
Figura 2.2 – Falhamentos do tipo transcorrente e dip-slip.....	16
Figura 2.3 – Falhamentos do tipo dip-slip: (a) normal (b) reverso	17
Figura 2.4. Traço da falha na superfície do terremoto Chi-Chi (1999), com as medidas do deslocamento vertical (Chen et al. 2001 apud Faccioli et al. 2008)	19
Figura 2.5. Inter-relação entre modelagem centrífuga, modelagem numérica e monitoramento/ensaio em escala real	22
Figura 2.6. Centrífuga de tambor da COPPE em duas posições (Oliveira, 2005).	22
Figura 2.7. Conceito do Critério de Mohr	25
Figura 2.8. Forma simples da envoltória de ruptura de Mohr	26
Figura 2.9. Modelo elástoplástico perfeito	27
Figura 2.10. Potencial de fluxo no plano de tensão desviador (Menétrey e William, 1995).....	28
Figura 2.11. Potencial de fluxo usado no ABAQUS (ABAQUS, 2009)	30
Figura 2.12. Variação do ângulo de atrito e do ângulo de dilatação (ANASTASOPOULOS ET AL. 2005)	31
Figura 2.13. Razão Tensão vs. Deslocamento horizontal típica e curva de Deslocamento Vertical vs. Deslocamento horizontal (SHIBUYA ET AL., 1997).....	33
Figura 2.14. Relação hiperbólica de curva tensão-deformação para carregamento primário de um ensaio triaxial padrão (Manual do Plaxis, 2015).	35
Figura 2.15. Funcionamento do programa ABAQUS	37
Figura 2.16. Interface da sub-rotina de usuário USDFLD.....	38
Figura 2.17. Atualização da configuração de referência (PAULA, 1997).....	40
Figura 2.18. Resultados das análises de elementos finitos para falhamento reverso de 45°, Profundidade de solo = 24 m. (a) Malha Deformada; (b) Nível de tensão com deslocamento de 0,3 m; (c) Nível de tensão com deslocamento de 0,6 m (BRAY ET AL.,1994).....	41
Figura 2.19. Comparação dos ensaios centrífugos em areia medianamente compacta ($D_r=80\%$) e malha de EF deformada (com a concentração da deformação plástica cisalhante), (a) falha normal de 60° (b) falha reversa de 60° (Anastasopoulos et al., 2007).....	42
Figura 2.20. Evolução da geometria deformada e a deformação plástica devido a falha normal com ângulo de mergulho de 45° em areia densa	43
Figura 3.1. Equipamento da centrífuga (a) Desenho esquemático (MODIFICADO DE BRANSBY ET AL., 2008) (b) aparato para a simulação do ensaio experimental de propagação de falhas em areias. (ANASTASOPOULOS ET AL., 2008)	46
Figura 3.2. Malha de elementos finitos adotada	48
Figura 3.3. Sub-rotina USDFLD do amolecimento isotrópico (BUELNA, 2017)	49
Figura 3.4. Esquema representativo do ensaio centrífugo normal (MODIFICADO ANASTASOPOULOS ET AL., 2007)	50
Figura 3.5. Curvas do deslocamento na superfície do ensaio de falhamento reverso de 60° com areia compacta; Comparação do modelo centrífugo com o numérico de Anastasopoulos et al. (2007) e a modelagem numérica do presente estudo	52
Figura 3.6. Curvas do deslocamento na superfície do ensaio de falhamento normal de 60° com areia compacta; Comparação do modelo centrífugo com o numérico de Anastasopoulos et al. (2007) e a modelagem numérica do presente estudo	53
Figura 3.7. Malha de elementos finitos adotada no ABAQUS.....	54
Figura 3.8. Malha de elementos finitos adotada no PLAXIS	54
Figura 3.9. Malha de elementos finitos axissimétrica e condições de contorno do ensaio triaxial.....	55
Figura 3.10. Comparação das curvas de deformação axial x tensão de cisalhamento: laboratório, Hardening Soil/Plaxis e Mohr-Coulomb com amolecimento/ABAQUS	57
Figura 3.11. Comparação das curvas de deformação axial x deformação volumétrica: laboratório, Hardening Soil/Plaxis e Mohr-Coulomb com amolecimento/ABAQUS	58
Figura 4.1. Esquema representativa da propagação de falha em uma camada de solo com a representação das variáveis de estudo (a) normal (b) reversa.	60
Figura 4.2. a) Trajetória de tensões efetivas associadas aos estados ativo e passivo; b) Esquema representativo do estado ativo e passivo, respectivamente (Gerscovich, 2010)	61
Figura 4.3. Geometria em função do falhamento reverso com ângulo de 60° e deslocamento relativo(h/H) 0,5% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis.....	63
Figura 4.4. Geometria deformada em função do falhamento reverso com ângulo de 60° e deslocamento relativo(h/H) 1% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis	63

Figura 4.5. Geometria deformada em função do falhamento reverso com ângulo de 60° e deslocamento relativo(h/H) 2% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis	64
Figura 4.6. Geometria deformada em função do falhamento reverso com ângulo de 60° e deslocamento relativo(h/H) 5% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis	64
Figura 4.7. Evolução do greide da superfície com aumento normalizado de deslocamento da falha (h) ...	65
Figura 4.8. Geometria deformada em função do falhamento normal com ângulo de 60° e deslocamento relativo(h/H) 0,5% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis	66
Figura 4.9. Geometria deformada em função do falhamento normal com ângulo de 60° e deslocamento relativo(h/H) 1% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis	67
Figura 4.10. Geometria deformada em função do falhamento normal com ângulo de 60° e deslocamento relativo(h/H) 2% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis	67
Figura 4.11. Geometria deformada em função do falhamento normal com ângulo de 60° e deslocamento relativo(h/H) 5% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis	68
Figura 4.12. Evolução do greide da superfície com aumento normalizado de deslocamento da falha normal (h).....	69
Figura 4.13. Gráfico de trajetória de tensões para falha reversa e normal.....	70
Figura 4.14. Esquema da resposta do solo mediante o deslocamento reverso normalizado de 5% em relação a altura.....	71
Figura 4.15. Esquema da resposta do solo mediante o deslocamento normal de 5% em relação a altura ..	72
Figura 7.1. Caixa do ensaio centrífugo para modelo de 90°	85

LISTA DE SÍMBOLOS

M_w	Escala de magnitude de energia liberada em terremoto
σ	Tensão normal
τ	Resistência ao cisalhamento
ϕ	Ângulo de atrito
ϕ'_{dp-p}	Ângulo de atrito de pico em deformação plano
ϕ'_{crit}	Ângulo de atrito crítico
ϕ'_{mob}	Ângulo de atrito mobilizado
c	Coesão do solo
G	Potencial de fluxo
θ	Ângulo polar desviador
e	Excentricidade desviadora
ε	Excentricidade meridional
$c _0$	Coesão inicial da tensão de escoamento
S	Tensão desviadora
q	Tensão equivalente de Von Mises
ψ	Ângulo de dilatância
ψ_p	Ângulo de dilatância de pico
ψ_{mob}	Ângulo de dilatância mobilizado
γ^p	Deformação plástica cisalhante
D_r	Compacidade relativa
H	Altura da camada de areia
C	Distância horizontal entre o ponto que a faixa de cisalhamento toca a superfície e o epicentro da falha
h	Deslocamento vertical da base
d	Deslocamento inclinado segundo o ângulo de mergulho
O	Epicentro da falha

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Em um evento sísmico, a ruptura causada por um terremoto é gerada por dois tipos de deslocamento do solo: as oscilações transientes dinâmicas afastadas da falha e o deslocamento permanente causado pela falha geológica propriamente dita (AMBRASEYS E JACKSON, 1984). O primeiro tipo de deslocamento é o resultado de ondas sucessivamente originadas em cada ponto da falha, quando o deslocamento relativo entre duas placas ocorre e são propagadas para grandes distâncias através do solo. Tais ondas sempre afetam a superfície do terreno e, portanto, são de suma importância para a segurança das estruturas civis. Já o segundo tipo de deslocamento é gerado pelo próprio deslocamento permanente da falha geológica que pode ou não chegar até as camadas superficiais da Terra e atingir a integridade de infraestruturas civis.

Naturalmente, as pesquisas na engenharia sísmica têm enfatizado o estudo do comportamento dinâmico dos solos e dos sistemas estruturais devidas às oscilações do terreno. No entanto, a região próxima de falhas ativas com propagação de falhas nos solos pode afetar estruturas civis, principalmente, devido aos recalques diferenciais, e à formação de escarpas (LOUKIDIS E BOUCKOVALAS, 2001).

Regiões offshore sujeitas à maior atividade geológica podem induzir à geração ou a propagação de falhas, através de depósitos sedimentares até o nível do fundo do mar, afetando estruturas sensíveis à perda de apoio, especialmente linhas de dutos. Na elaboração de um projeto de linha de dutos em uma área com a presença de ameaças geológicas ou geotécnicas, há três opções: evitar a área problemática e alterar a rota, o que pode representar um significativo aumento de custos; aplicar medidas de mitigação/proteção, o que é difícil em águas profundas e ultra profundas; e permitir o cruzamento do duto através da falha, desde que tenha sido feita uma análise dos níveis esperados de deslocamentos.

Importante salientar que a maioria dos danos à oleodutos e gasodutos devido à terremotos é causada pelo deslocamento permanente do terreno, em função de ruptura de falha próxima à superfície, deslizamentos, recalques e espalhamento lateral induzido por liquefação. O dano mais provável em dutos devido ao deslocamento e crescimento de falha é flambagem axial e local.

Em 1999, três terremotos destrutivos, que ocorreram na Turquia (nas províncias de Cocali e Düzce) e no Taiwan (com epicentro próximo a cidade Chi-chi), foram fonte de estudos de casos históricos de ruptura de propagação de falhas com muitas estruturas civis danificadas no nível do terreno (ANASTASOPOULOS ET AL., 2007). Após esses eventos, as normas sísmicas passaram a não permitir a construção de estruturas próximas a falhas ativas, exceto, em casos especiais exigindo-se pelo menos análise e projetos especializados (LOUKIDIS ET AL., 2009). Com isso, os estudos nessa área se tornaram mais importantes para compreender os fenômenos que comandam a propagação de falhas para se obter normas e recomendações de projeto mais seguras.

Devido à sua importância prática, o problema de propagação de ruptura de falhas em solos tem atraído muito a atenção de pesquisadores e tem sido estudado em três vertentes: casos históricos (BRAY ET AL., 1989; FACCIOLI ET AL., 2008), experimentos em escala reduzida (BRANSBY ET AL., 2008; BRAY ET AL., 1989; MABSOUT, 2018, ROTH ET AL., 1987) e estudos numéricos e analíticos (ANASTASOPOULOS ET AL., 2007; BRAY ET AL., 1994¹; FU-BINTU, 2020; LOUKIDIS ET AL., 2001; ZANJANI E SOROUGH, 2017). No entanto, os estudos ainda são concentrados em falhas onshore, e carentes no caso de falhas offshore (MABSOUT, 2018).

1.2 Objetivo da pesquisa

Este trabalho tem como objetivo geral estudar o fenômeno de propagação da ruptura de falhas através de modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos para previsão do comportamento levando-se em conta as variáveis que podem influenciar no fenômeno.

Como objetivo específico espera-se que o presente trabalho contribua para o desenvolvimento do projeto da caixa da centrífuga que será desenvolvido os ensaios centrífugos na mini centrífuga de tambor da COPPE/UFRJ.

1.3 Estrutura da dissertação

A dissertação está dividida em cinco capítulos.

No capítulo 1, são descritas as considerações iniciais sobre o fenômeno de propagação de ruptura de falhas, destacando a importância do estudo das variáveis importantes para

elaboração com segurança e qualidade de projetos de estruturas construídos em região de falhas ativas, e ainda, o objetivo e a estrutura da dissertação.

O capítulo 2 contém a revisão bibliográfica, apresentando pesquisas relevantes na literatura do fenômeno de propagação de ruptura de falhas, principalmente no que tange a modelagem numérica de tal problema.

As premissas e desenvolvimento do estudo numérico estão descritos no capítulo 3. O capítulo 3 inclui informações sobre a validação da sub-rotina do amolecimento isotrópico, e do ensaio triaxial na areia de São Francisco que será utilizada no ensaio centrífugo.

O capítulo 4 apresenta e compara os resultados das análises numéricas realizadas no Plaxis utilizando o modelo constitutivo Hardening Soil e no ABAQUS com o modelo Mohr-Coulomb.

Por último, o capítulo 5 apresenta as conclusões e as sugestões para futuras pesquisas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Descrição do Problema

Em um terremoto os danos podem ser causados não somente pelos tremores do terreno oriundos da propagação das ondas cisalhantes, mas também pelo deslocamento permanente da falha, quando a ruptura alcança a superfície do terreno.

O fenômeno de propagação de falhas sob solos é bem complexo. Segundo Bray (1990) inúmeras variáveis podem influenciar o desenvolvimento do processo de ruptura. São elas: tipo de depósito de solo, existência de planos de fraqueza, anisotropia, o tipo, a orientação e a magnitude do movimento da falha (BRAY ET AL. 1994²).

Segundo o conceito geológico, uma falha é uma fratura planar ou uma descontinuidade na rocha, através da qual ocorre um deslocamento significativo como resultado do movimento da massa rochosa.

As falhas resultam da ação de forças tectônicas de placas. A liberação de energia associada ao movimento rápido de falhas ativas é a causa da maioria dos terremotos. Um plano de falha é o plano que representa a superfície de fratura de uma falha (Figura 2.1). Um traço de falha ou linha de falha é um local onde a falha pode ser vista ou mapeada na superfície. Comumente, é a linha plotada em mapas geológicos para representar uma falha.

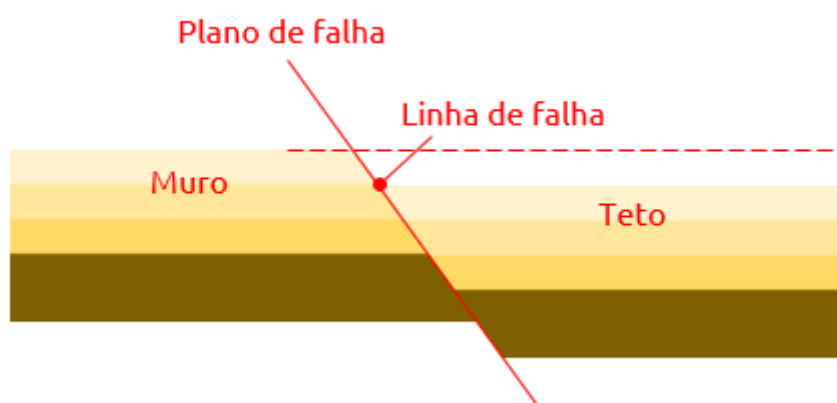


Figura 2.1 – Esquema representativa de plano de falha e linha de falha

Como as falhas geralmente não consistem em uma única fratura limpa, os geólogos usam o termo zona de falha quando se referem à zona de deformação complexa associada ao plano de falha.

Com base na direção do escorregamento, as falhas podem ser categorizadas como:

- Transcorrente: onde o deslocamento é predominante horizontal, paralelo ao traço da falha;
- Dip-slip: o deslocamento é predominante verticalmente ao traço da falha, se dividindo em normal e reverso.

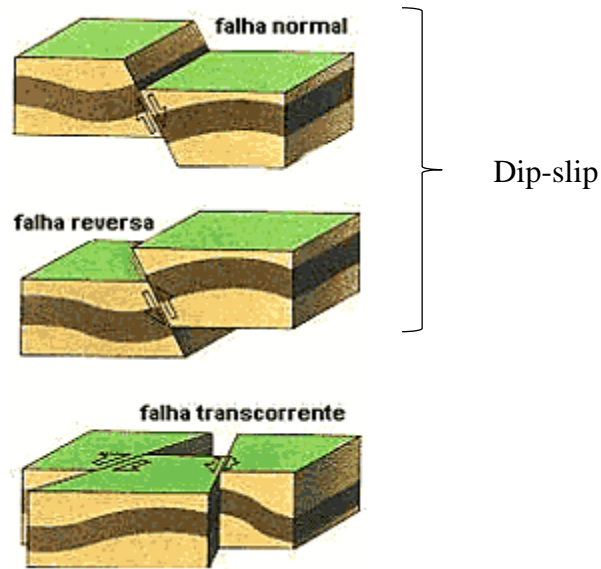


Figura 2.2 – Falhamentos do tipo transcorrente e dip-slip

O enfoque do presente trabalho são as falhas do tipo dip-slip. Por essa razão torna-se importante definir capa e muro (ver Figura 2.3). Segundo os geólogos, o primeiro termo refere-se às rochas que estão acima da falha, já muro relaciona-se às rochas que estão abaixo da falha.

Em um falhamento normal, o bloco acima da falha se move para baixo em relação ao bloco abaixo da falha (Figura 2.3a), geradas por esforços de tração, onde as placas são do tipo divergentes. Já no caso de falha reversa, o bloco acima da falha se move para cima em relação ao bloco vizinho (Figura 2.3b), geradas por esforços de compressão, onde as placas são do tipo convergentes.

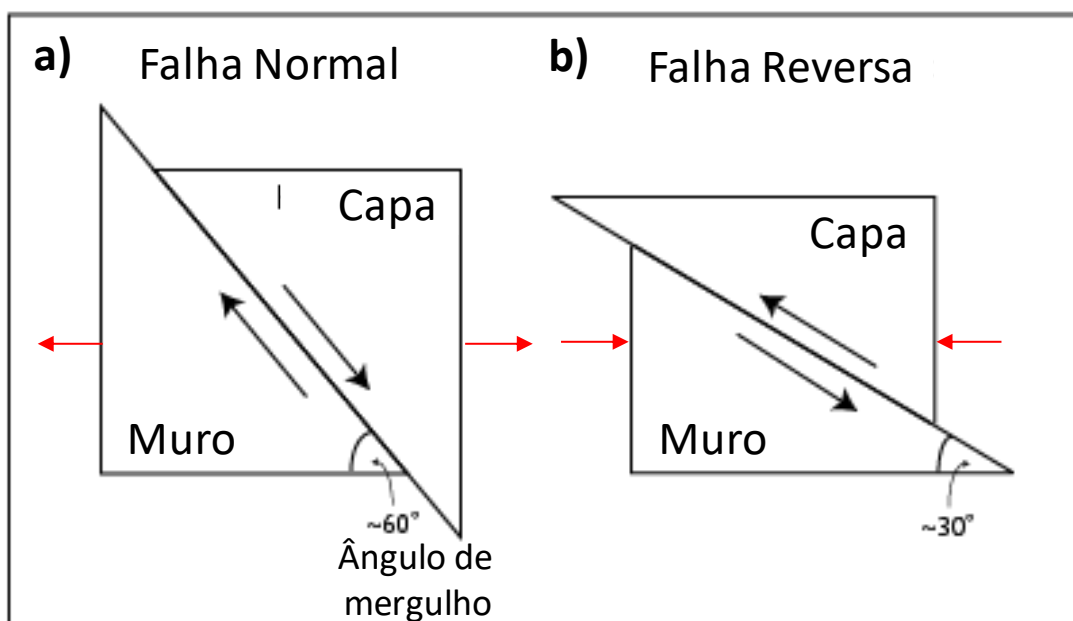


Figura 2.3 – Falhamentos do tipo dip-slip: (a) normal (b) reverso

O deslocamento permanente do solo de uma falha afeta a superfície do terreno somente quando a ruptura da falha se estende até a crosta terrestre ou sua proximidade (ANASTASOPOULOS ET AL., 2007). No próximo item será discutido alguns casos históricos de falhas que foram fonte de estudo, pois chegaram até a superfície.

2.2 Casos Históricos

Wells e Coppersmith (1994) relatam a existência de mais de 200 casos documentados de falhamentos que atingiram a superfície. Depois da análise de 69 estudos de casos documentados eles concluíram que a propagação de falhas depende principalmente da magnitude do terremoto e do tipo de falhamento.

Bonilla (1988) e Taylor e Cluff (1977) consideram que existem mais variáveis na propagação de falhas, quais sejam: ângulo de mergulho da falha, quantidade de deslocamento da falha, espessura e geometria do depósito de solo assente sobre as placas tectônicas e, por último, o tipo de solo.

Para melhor entendimento os casos históricos relatados serão divididos de acordo com o tipo de falhamento: reverso e normal.

2.2.1 Falhamento Reverso

O sismo do Alasca de 1964 ($M_w = 9,2$), conhecido como o grande terremoto do Alasca, amplamente estudado por Plafker (1967), reativou duas falhas reversas na Ilha de Montague, aproximadamente a 145 km do epicentro. O sismo causou um deslocamento vertical máximo de 2,3 m através da falha da Baía de Patton, mas nos trechos com mudança do tipo de material a falha era absorvida. No geral, materiais mais rígidos exibem fissuras mais profundas e mais largas em uma região mais estreita de deformação. Entretanto, quando se tem material mais mole, plástico, e sedimentos saturados que usualmente absorvem o falhamento, as fissuras são menores e os recalques não tão expressivos.

Outro caso estudado, foi o sismo de 1971 em San Fernando, na Califórnia - EUA ($M_w = 6,6$) que causou mais de 22 km de falha na superfície. Estudos sismológicos indicam que o mergulho inicial da falha de São Fernando é de aproximadamente 45° (ALLEN ET AL., 1973 apud Bray, 1990). No entanto, foi observado que ao se aproximar da superfície o ângulo da falha chegou à aproximadamente 30° (BARROWS ET AL., 1973).

Um caso mais recente foi o terremoto Chi-Chi ($M_w = 7,6$) que ocorreu em 1999, no centro-oeste de Taiwan, em que, a falha Chelungpu (Figura 2.4) foi responsável por esse evento sísmico, causando mais de 2.400 fatalidades e vários prédios colapsados. A falha chegou na superfície e se estendeu por mais de 100 km (ANGELIER ET AL., 2003). O ângulo dessa formação varia entre 20° e 30° , chegando a 40° próximo à falha. Estudos referentes ao comportamento das estruturas atingidas pelo falhamento podem ser encontrados em Chang et al. (2000), Tsai et al. (2000) e Kelson et al. (2001).

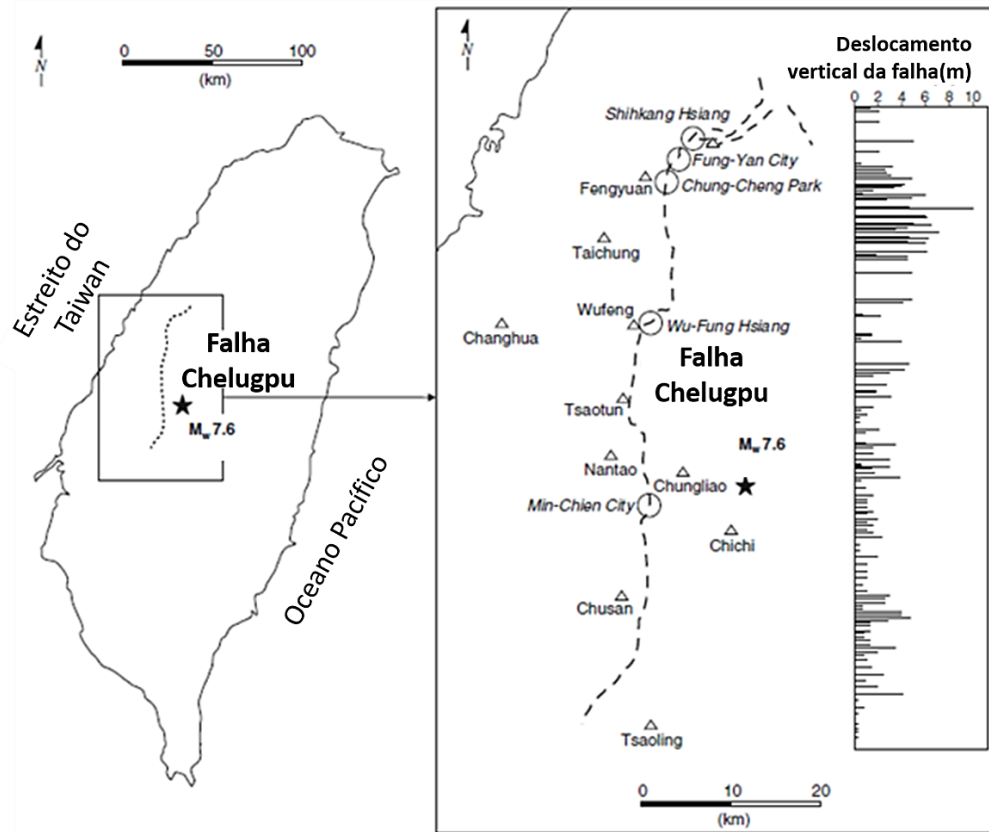


Figura 2.4. Traço da falha na superfície do terremoto Chi-Chi (1999), com as medidas do deslocamento vertical (Chen et al. 2001 apud Faccioli et al. 2008)

2.2.2 Falhamento Normal

O terremoto ($M_w = 6,9$) que atingiu em 1954 o estado de Nevada nos Estados Unidos (SLEMMONS 1957, OAKESHOTT 1973), foi um dos primeiros terremotos de falhamento normal a ser intensamente estudado e documentado. Slemmons (1957) observou que a falha normal tende a se tornar cada vez mais vertical e dispersa à medida que se propaga em direção à superfície do solo; o deslocamento da superfície pode ser amplificado devido à formação de rupturas secundárias e fossas tectônicas.

Observações semelhantes foram feitas após 1959, no terremoto de magnitude 7,1 no Lago Hebgen em Montana (BRUNE E ALLEN 1967; WITKIND ET AL., 1962; STEINBRUGGE E CLOUD 1962; HADLEY 1964; WITKIND 1964) e no terremoto de magnitude 7,3 em 1983 no pico de Borah em Idaho, nos Estados Unidos (TAYLOR ET AL.,

1985; BARRIENTOS ET AL., 1985; STEIN E BARRIENTOS 1985; CRONE ET AL., 1987; DOSER E SMITH 1988).

Outros dois terremotos ocorridos em 1999 na Turquia, Kocaeli e Düzce-Bolu, foram falhamentos transcorrentes acompanhados de falhamento normal, com magnitudes 7,4 e 7,2, respectivamente. O Kocaeli atingiu a superfície com um falhamento de 110 km de comprimento (TUTKUN E PAVLIDES, 2001), causado pela reativação de 125 km da falha Norte Anatólia (BARKA, 1999). O terremoto causou danos ou colapsou mais de 100.000 estruturas (URAL, 2001), passando por diversos tipos de estruturas, com algumas totalmente colapsadas e outras que ficaram intactas.

2.3 Modelagem Física em Centrífuga

Para a compreensão de fenômenos geotécnicos complexos, a modelagem centrífuga é geralmente considerada como o melhor método experimental. Segundo uma pesquisa conduzida pela British Geotechnical Society em 1999, a modelagem centrífuga foi avaliada como a quinta na lista de descobertas mais importantes na geotecnia dos últimos 50 anos (NG, 2013).

A modelagem física em centrífuga para problemas geotécnicos auxilia na compreensão dos mecanismos envolvidos em cada processo particular e tem o potencial de criar estudos bem documentados e altamente instrumentados, onde as propriedades do material, o estado inicial e as condições de contorno são bem definidos.

O fundamento principal da modelagem centrífuga é recriar as condições das tensões *in situ*, que existiriam no protótipo aumentando N vezes a aceleração gravitacional em um modelo de escala 1/N na centrífuga. A reprodução das tensões *in situ* no modelo de escala 1/N é aproximadamente atingido impondo o modelo a uma elevada aceleração gravitacional, devido à aceleração centrípeta ($r\omega^2=Ng$), onde r e ω são o raio e a velocidade angular da centrífuga, respectivamente.

Para ensaios em centrífuga, a lei de escala é geralmente derivada de análises dimensionais, de equações que governam um dado fenômeno, ou de princípios mecânicos similares entre modelo e protótipo (TAYLOR, 1995). Algumas relações de escala estão listadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1. Relações de escala em modelos centrífugos (TAYLOR, 1995).

PARÂMETRO	RELAÇÃO DE ESCALA MODELO / PROTÓTIPO
Gravidade	N
Comprimento	1/N
Densidade	1
Massa	1/N ³
Tensão	1
Deformação	1
Força	1/N ²
Tempo (difusão)	1/N ²

De acordo com Ko (1988) as centrífugas geotécnicas podem ser classificadas em quatro principais aplicações: modelagem do protótipo, investigação de um novo fenômeno, estudos paramétricos e validação de métodos numéricos.

Além da modelagem centrífuga, duas outras ferramentas são usadas para a solução de problemas geotécnicos: a modelagem numérica e o monitoramento do campo. A Figura 2.5 ilustra a inter-relação entre as três ferramentas.

Apesar de tanto os ensaios centrífugos e ensaios realizados com modelos em escala real proverem dados físicos, muitos modeladores numéricos sugerem utilizar os dados dos ensaios de campo reais e de estudos de casos históricos para calibrar os seus modelos constitutivos e parâmetros. Esse tipo de calibração pode ocorrer alguns problemas, devido às muitas incertezas quanto à anisotropia em termos de resistência, rigidez, permeabilidade, grau de saturação, homogeneidade do solo e a condições de contorno não muito bem conhecidas.

Este trabalho utiliza os dados do material em escala de protótipo e com o auxílio da modelagem numérica prevê o comportamento que ocorrerá no protótipo e, conseqüentemente, nos ensaios centrífugos que serão realizados na mini centrífuga de tambor da COPPE (Figura 2.6).

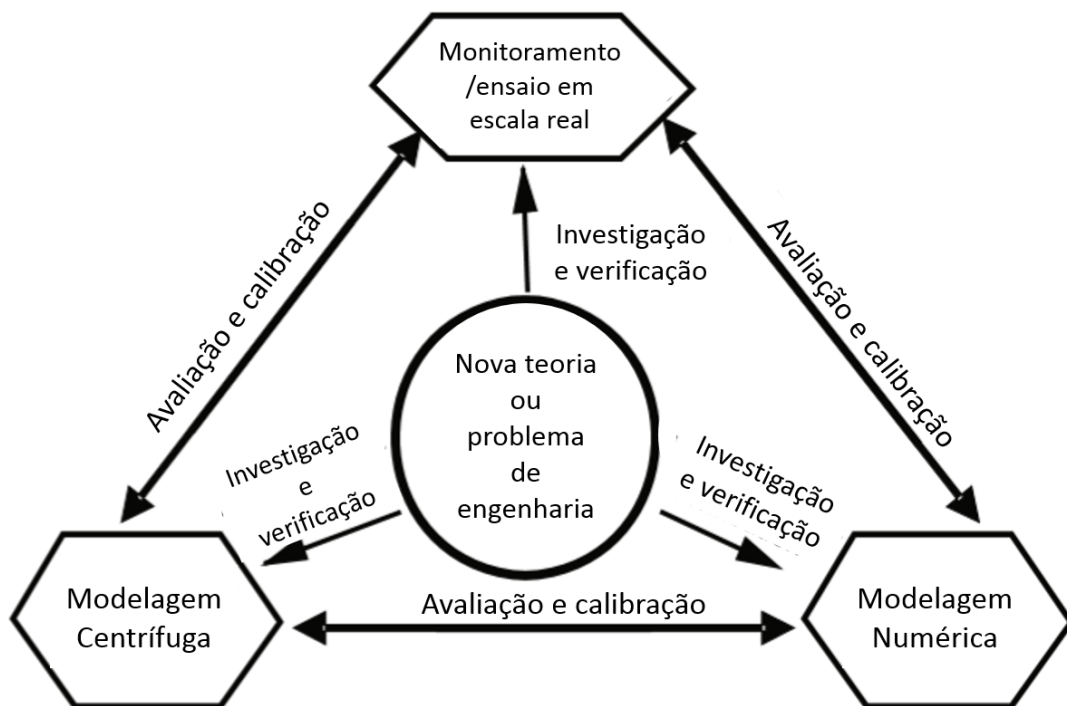
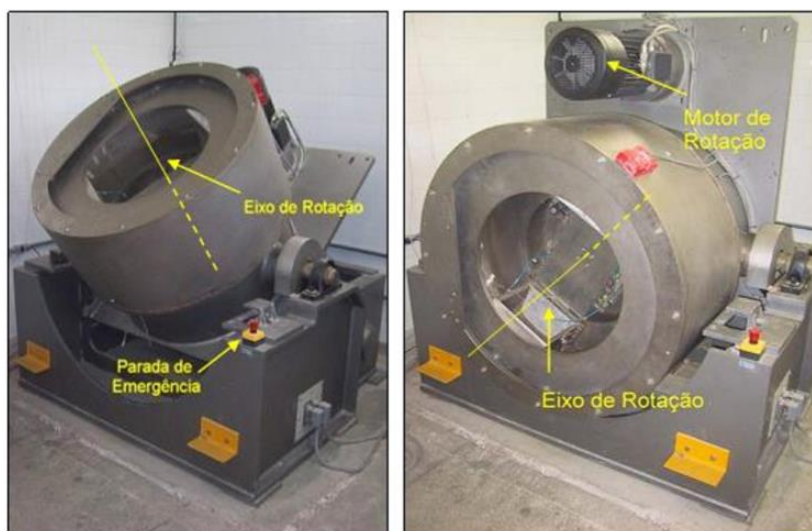


Figura 2.5. Inter-relação entre modelagem centrífuga, modelagem numérica e monitoramento/ensaio em escala real



a) Posição Intermediária b) Posição Horizontal

Figura 2.6. Centrífuga de tambor da COPPE em duas posições (Oliveira, 2005).

2.4 Modelagem Numérica

2.4.1 Método dos Elementos Finitos

A modelagem numérica é uma ferramenta eficaz para a previsão do comportamento de problemas complexos, quando a solução analítica se torna complexa. O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um dos métodos numéricos mais consagrados para a análise de casos geotécnicos (POTTS e ZDRAVKOVIC, 1999).

O princípio básico do método dos elementos finitos é a representação de um corpo contínuo por um conjunto de subdivisões chamados de elementos finitos. Estes elementos são considerados interconectados por pontos discretos que são chamados de nós ou pontos nodais (DESAI e ABEL, 1987). Os graus de liberdade nodais dependem do tipo de análise pretendido, dos elementos utilizados e do comportamento que estes devem simular. As equações no nível local são reunidas e organizadas para a obtenção das equações globais, frequentemente um sistema linear de equações que ao serem resolvidas, fornecem os graus de liberdade desconhecidos (KIM e SANKAR, 2011).

Conforme Bray et al. (1994) o MEF é um método efetivo para a reprodução do fenômeno de propagação de falhas, desde que, atenda certas condições, como um refinamento da malha na região potencial da ruptura e o uso de uma lei constitutiva não-linear para o solo. Assim então, tem sido utilizado em vários estudos numéricos.

De acordo com os trabalhos numéricos, os resultados demonstraram os seguintes fatores importantes que afetam o fenômeno em questão, eles são: intensidade sísmica (Dong, 1999), tipo da falha (GUO ET AL. 2002), mergulho da falha (ZANJANI E SOROUSH, 2013), espessura (TANIYAMA E WATANABE, 2002) e tipo de solo (ZHAO ET AL. 2011).

O MEF, como dito anteriormente, tem sido amplamente utilizado para a resolução de problemas geotécnicos. De acordo com Mair (1979), o intervalo de 0,01% à 1% de deformação abrange as deformações de serviço e pré-ruptura. Portanto, as aplicações de EF para sistemas de muros de contenção e de fundações compreendem análises de pequenas deformações. Por outro lado, os casos de instalação de estacas, deslizamentos de terra e colapso de túneis são exemplos de problemas de grandes deformações.

Análises que envolvem grandes deformações podem resultar em grandes distorções de elementos da malha, originando problemas numéricos inerentes ao método e impedindo a convergência para a solução final, sendo esse o caso da propagação de ruptura de falhas. Para

isso, alguns programas de elementos finitos implementaram métodos numéricos para contornar esses problemas. O ABAQUS permite a consideração da não-linearidade geométrica. No Plaxis, pode-se usar o Updated Mesh como uma aproximação desta não-linearidade. Estes dois programas foram adotados no presente estudo e serão detalhados posteriormente. A seguir, descrevem-se os modelos constitutivos utilizados para modelar o fenômeno pesquisado.

2.4.2 Modelos Elastoplásticos

A modelagem numérica de propagação da ruptura de falhas através do MEF com o emprego de modelos elásticos não-lineares tem demonstrado ser uma boa representação do que se tem observado na realidade (ANASTOSOPOULOS, 2005). Entretanto, os modelos constitutivos elásticos lineares não têm apresentado bons resultados, uma vez que o comportamento dilatante das areias densas, não considerado nestes modelos, é importante para a simulação do seu comportamento real utilizando o MEF (BRAY, 1994¹). Para materiais não dilatantes, pode-se satisfatoriamente utilizar modelos constitutivos mais simples.

Nesse trabalho foram comparados dois modelos constitutivos. O Mohr-Coulomb com a implementação do amolecimento e o Hardening Soil, ambos explicados a seguir.

2.4.2.1 Modelo Mohr-Coulomb

O critério de Mohr foi desenvolvido no início de 1900, e pode ser considerado a versão generalizada do critério de Tresca (CHEN E HAN, 1987). A diferença entre os dois critérios é que o valor da resistência ao cisalhamento no escoamento é constante para o critério de Tresca, já para o critério de Mohr, a resistência ao cisalhamento (τ) é função da tensão normal (σ), no plano correspondente ao ponto de tangência entre o círculo de Mohr e a superfície de escoamento. Essa relação pode ser representada por:

$$|\tau| = f(\sigma) \quad 2.1$$

onde, $f(\sigma)$ é uma função determinada por meio de ensaios.

A Figura 2.7 mostra o critério de escoamento de Mohr e a representação física da Equação 2.1, indicando que o escoamento ocorrerá se o raio do maior círculo de Mohr é tangente a envoltória de ruptura, $f(\sigma)$.

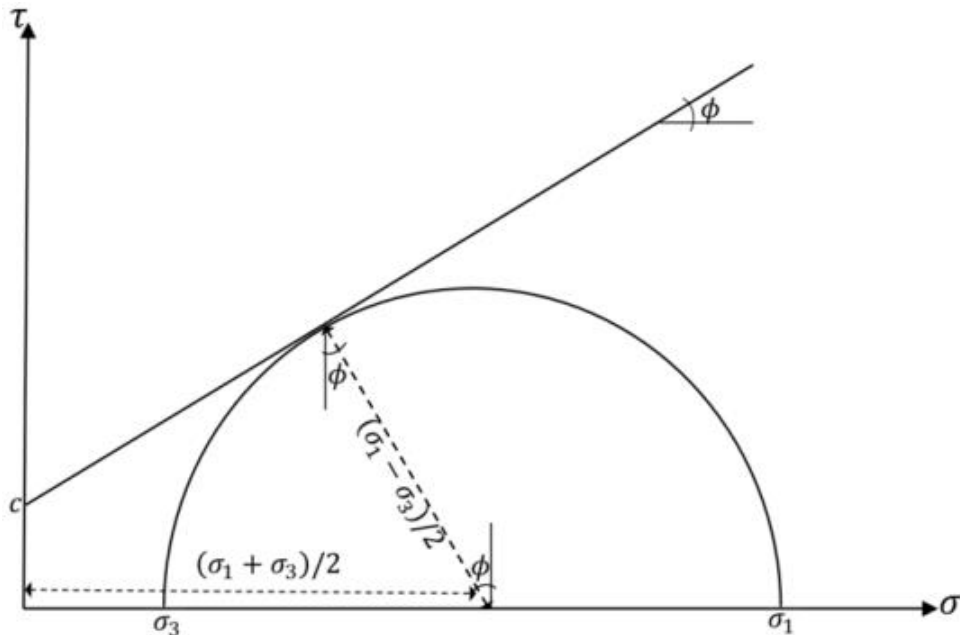


Figura 2.7. Conceito do Critério de Mohr

Uma demonstração da forma mais simples da envoltória de ruptura é mostrada na Figura 2.8, onde a envoltória de ruptura é retilínea, conhecida como a equação de Coulomb, expressa por:

$$|\tau| = c + \sigma \tan \phi \quad 2.2$$

onde, c é a coesão e ϕ é o ângulo de atrito do material. Ambos c e ϕ são constantes e podem ser determinadas através de ensaios.

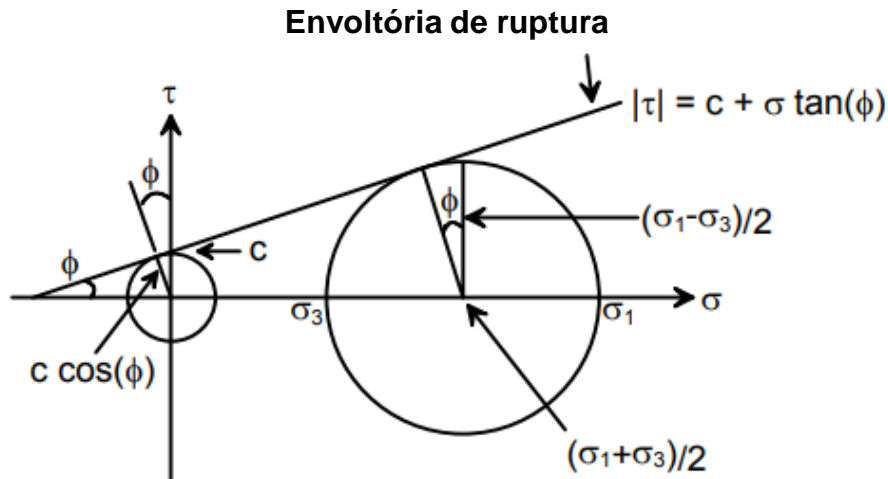


Figura 2.8. Forma simples da envoltória de ruptura de Mohr

O critério de Mohr associado com a equação de Coulomb é utilizada como o critério de Mohr-Coulomb.

O modelo elasto-plástico usado na modelagem numérica desse estudo tem uma função de escoamento que inclui o amolecimento isotrópico. O modelo também utiliza o potencial de fluxo (G), o qual é uma função hiperbólica no plano meridiano e uma função elíptica suave no plano desviador. Desta forma, o potencial de fluxo plástico não tem cantos no plano desviador. Uma descrição detalhada do potencial de fluxo será discutida na seção a seguir.

O comportamento elástico do solo foi assumido como isotrópico linear, e o comportamento plástico foi modelado com o critério de Mohr-Coulomb, utilizado para inúmeras aplicações, estudos e projetos geotécnicos (SCHWEIGER, 1994; ABBO AND SLOAN, 1995; SCHWEIGER, 2008).

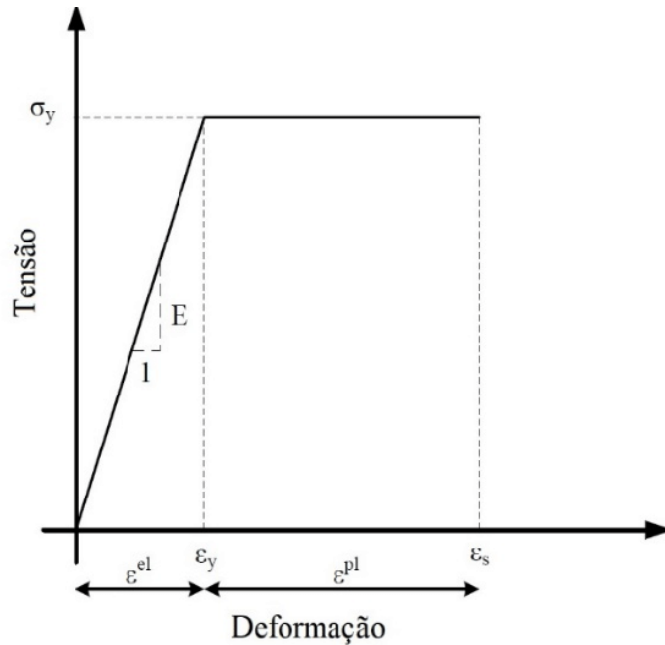


Figura 2.9. Modelo elástoplástico perfeito

O modelo de amolecimento proposto por Anastasopoulos et al. (2007) foi aqui usado para representar o comportamento de amolecimento do solo. Uma sub-rotina FORTRAN foi implementada no ABAQUS para reproduzir o modelo de amolecimento proposto. A lei de fluxo associada com o critério de escoamento de Mohr-Coulomb e a sub-rotina do amolecimento serão descritos a seguir.

✓ Lei de fluxo associada com o modelo

A lei de fluxo usada para investigar o incremento de deformação plástica, $d\epsilon^p_i$, será revisada nesse item. O potencial de fluxo deve ser contínuo no plano desviador para prover somente uma direção no fluxo plástico. Klisinski e Mroz (1988) e Menetrey e William (1995) propuseram uma função tripla simétrica elíptica, $r(\theta, e)$, baseado no modelo de William e Warnke (1974), expresso como:

$$r(\theta, e) = \frac{4(1-e^2)\cos^2\theta + (2e-1)^2}{2(1-e^2)\cos\theta + (2e-1)[4(1-e^2)\cos^2\theta + 5e^2 - 4e]^{0.5}} \quad (2.3)$$

onde e é a excentricidade desviadora a qual descreve a parte fora do círculo do plano desviador em termos da razão entre a tensão de cisalhamento ao longo da extensão e compressão meridiana (Figura 2.10) (MENETREY E WILLIAM, 1995; ABAQUS, 2009). E

θ é o ângulo polar desviador, isto é, uma coordenada no espaço de tensões de Haigh-Westergaard. Adotando-se $\theta = 0$ (extensão meridiana) e $\theta = \pi/3$ (compressão meridiana), $r(\theta, e)$ têm-se os seguintes valores:

$$r(\theta = 0, e) = \frac{1}{e} \quad (2.4)$$

$$r\left(\theta = \frac{\pi}{3}, e\right) = 1 \quad (2.5)$$

Embora $r(\theta, e)$ seja definido entre $\theta = 0$ e $\theta = \pi/3$, pode-se estendê-la para todas as direções ($2\pi \geq \theta \geq 0$) usando a simetria tripla mostrada na Figura 2.10.

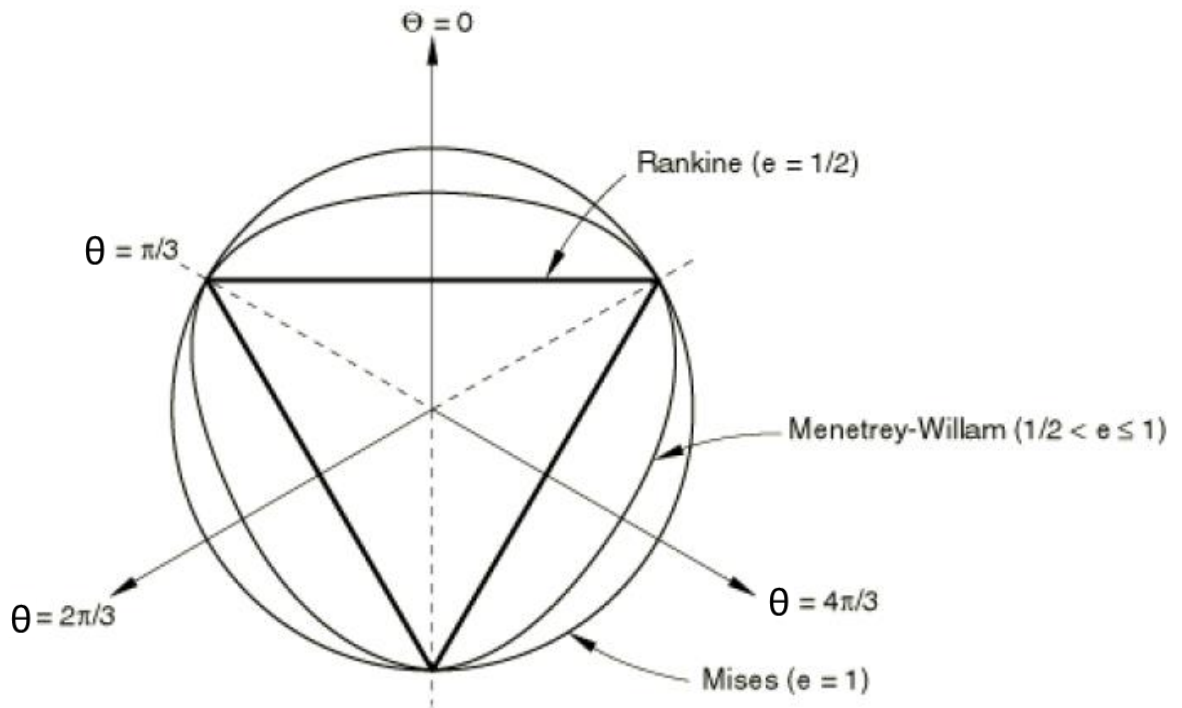


Figura 2.10. Potencial de fluxo no plano de tensão desviador (Menétrey e William, 1995)

A excentricidade é normalmente determinada pela (Equação 2.6), de forma que a extensão e a compressão meridianas coincidam.

$$e = \frac{3 - \text{sen}\phi}{3 + \text{sen}\phi} \quad (2.6)$$

onde ϕ é o ângulo de atrito de Mohr-Coulomb.

Esta fórmula combina a lei de fluxo com a superfície de ruptura na compressão e tensão triaxial no plano desviador. Essa lei de fluxo, é contínua e suave, assegura que a direção do fluxo seja unicamente definida. No presente modelo usa-se uma lei de fluxo não associada. A família de potencial hiperbólico no plano de tensão meridiano e o potencial de fluxo no plano de tensão desviador são mostradas na Figura 2.11.

A análise no presente estudo adota o potencial de fluxo (G) e a função elíptica no plano desviador dada por Equação 2.7. No plano meridional, G tem a forma de uma função hiperbólica representada por

$$G = \sqrt{[\varepsilon(c|_o \tan \psi)^2 + (R_{mw}q)^2] - p \tan \psi} \quad (2.7)$$

Na Equação 2.7, ψ é o ângulo de dilatância, $c|_o$ é a coesão inicial da tensão de escoamento, e ε é a excentricidade que define a razão para a qual a função se aproxima da assíntota e p é tensão equivalente expressa como:

$$p = -\frac{I_1}{3} \quad (2.8)$$

e q é tensão equivalente de Von Mises expressa como:

$$q = \sqrt{\frac{9}{2}(S_{ij}S_{ji})} \quad (2.9)$$

sendo S a tensão desviadora expressa como:

$$S_{ij} = \sigma_{ij} + p\delta_{ij} \quad (2.10)$$

e $R_{mw}(\theta, e)$ a função elíptica, expressa como:

$$R_{mw}(\theta, e) = r(\theta, e) \frac{3 - \sin \phi}{6 \cos \phi} \quad (2.11)$$

A Figura 2.11 demonstra uma família de potenciais de fluxo escolhidas como funções hiperbólicas no plano meridional usadas no ABAQUS. Como mencionado acima, G é contínuo e suave em ambos os planos, meridional e desviador, e assim, a direção de fluxo é definida unicamente nesses planos. A função elíptica, $R_{mw}(\theta, e)$, assegura que o potencial de fluxo condiz com a superfície de escoamento para compressão triaxial e extensão no plano desviador.

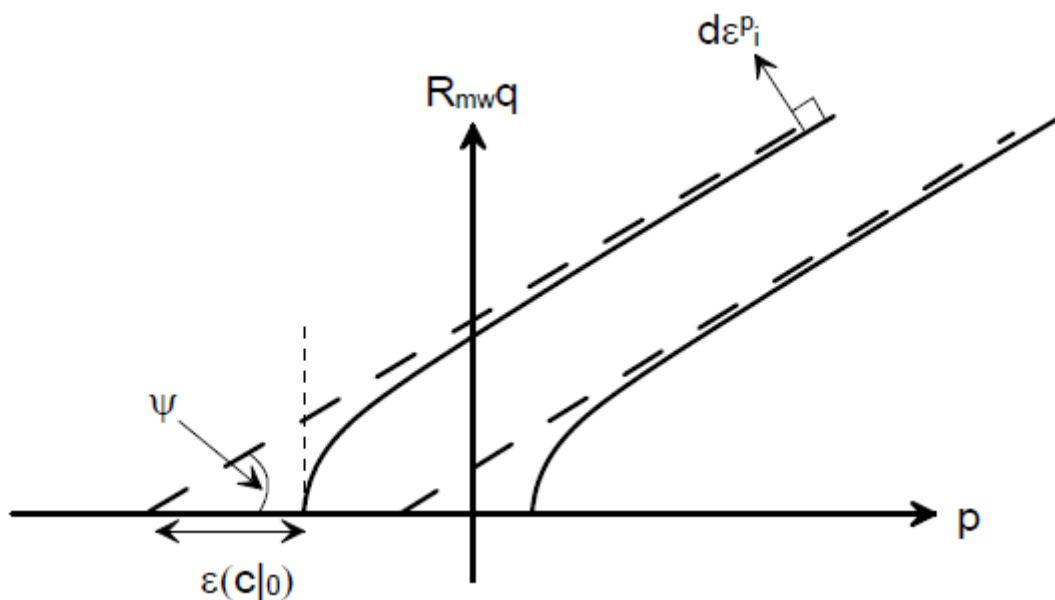


Figura 2.11. Potencial de fluxo usado no ABAQUS (ABAQUS, 2009)

✓ Comportamento do amolecimento no modelo Mohr-Coulomb

Estudos (WALTERS E THOMAS, 1982; HORSEFIELD, 1977) mostraram que a propagação da falha observada nos ensaios físicos (1g) em solos granulares é replicável em elementos finitos usando um modelo constitutivo incremental não-linear com uma lei de fluxo não associada e comportamento com o amolecimento. Esses ensaios foram realizados em uma caixa com dimensões de 100 cm x 10 cm x 10 cm, cujo movimento de subida da placa era gerado por um bloco rígido comandado por um motor.

Bray (1990) e Bray et al. (1994^{1,2}) reportaram o uso de modelos numéricos, usando o modelo constitutivo elasto-plástico com o critério de escoamento do modelo hiperbólico de Duncan e o comportamento do amolecimento para elaborar recomendações aos potenciais efeitos de terremotos de propagação de falhas na estabilidade e integridade de barragens. Potts et al. (1990, 1997) também usaram modelos constitutivos similares com o amolecimento para modelar a zona de ruptura em barragens de terra.

Nesse trabalho o modelo proposto por Anastasopoulos et al. (2007) foi utilizado visando incorporar o comportamento do amolecimento nas análises numéricas. Com base na Figura 2.12 é possível observar que tal modelo diminui linearmente o pico do ângulo de atrito em deformação plana (ϕ'_{dp-p}) para um valor residual do ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{crit}), a partir da deformação plástica no ϕ'_{dp-p} até deformação plástica no ϕ'_{crit} .

Igualmente, o ângulo de dilatância de pico (ψ_p) é diminuído linearmente até o valor residual igual a 0, da deformação plástica no ϕ'_{dp-p} até a deformação plástica no ϕ'_{crit} . As reduções do ϕ'_{dp-p} e ψ_p são ilustrados na Figura 2.12, e a equação para a deformação dependente de ϕ'_{dp-p} e ψ_p são dadas a seguir.

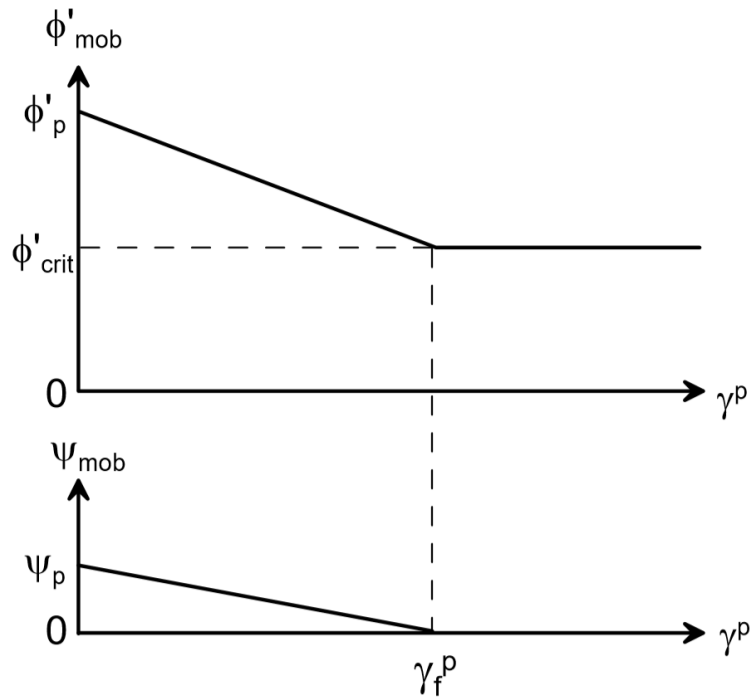


Figura 2.12. Variação do ângulo de atrito e do ângulo de dilatância (ANASTASOPOULOS ET AL. 2005)

$$\phi'_{mob} = \left[\phi'_{dp-p} - \left(\frac{\phi'_{dp-p} - \phi'_{crit}}{\gamma_f^p} \right) \gamma^p \right] \quad (\gamma_f^p \geq \gamma^p \geq 0) \quad (2.12)$$

$$\phi'_{mob} = \phi'_{crit} \quad (\gamma^p \geq \gamma_f^p)$$

$$\psi_{mob} = \left[\psi_p - \frac{\psi_p}{\gamma_f^p} \gamma^p \right] \quad (\gamma_f^p \geq \gamma^p \geq 0) \quad (2.13)$$

$$\psi_{mob} = 0 \quad (\gamma^p \geq \gamma_f^p)$$

onde, γ^p é a deformação cisalhante plástica, γ_r^p é a deformação cisalhante plástica, para a qual o amolecimento já ocorreu, e ϕ'_{mob} e ψ_{mob} são o ângulo de atrito mobilizado e o ângulo de dilatação mobilizado, respectivamente,

A Figura 2.13 mostra a razão da tensão vertical cisalhante (τ'/σ') versus deslocamento horizontal (d_x), assim como deslocamento vertical (d_v) versus d_x de um ensaio de cisalhamento direto (DS) na areia de Toyoura feito por Shibuya et al. (1977). Quatro fases distintas do comportamento do solo são identificadas: 1) quasi-elástica, 2) plástica, 3) amolecimento e 4) comportamento residual.

Jewell e Roth (1987) realizaram vários testes de cisalhamento direto e observaram o comportamento quasi-elástico entre os pontos O e A, seguido da fase plástica. O deslocamento (d_{x-y}) correspondente ao ponto A é definido onde d_v/d_x é mínimo. O deslocamento (d_{x-p}) é definido no valor máximo de τ'/σ'_v . Depois do pico de τ'/σ'_v , o comportamento do solo evidencia o amolecimento e desenvolve o cisalhamento horizontal no meio da amostra (Jewell e Roth, 1987; Gerolymos et al., 2007). O amolecimento continua até d_v/d_x ser aproximadamente 0 no deslocamento d_{x-f} .

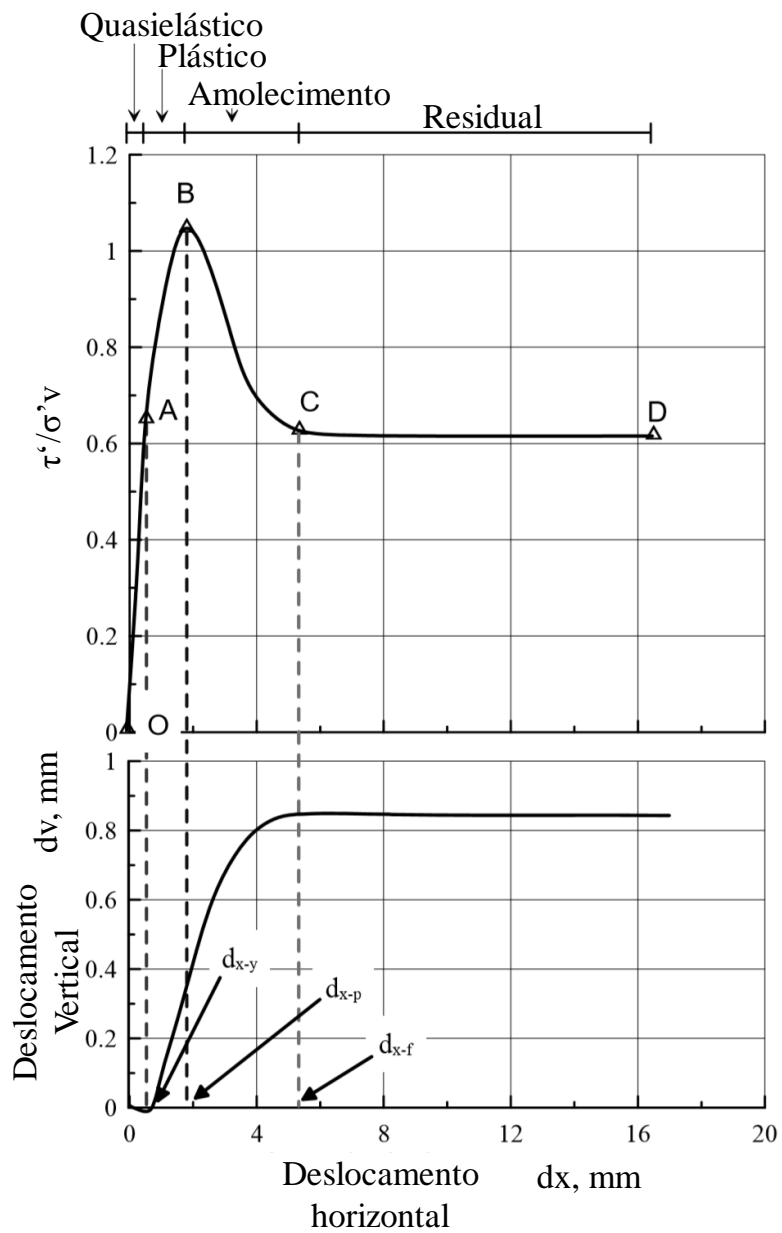


Figura 2.13. Razão Tensão vs. Deslocamento horizontal típica e curva de Deslocamento Vertical vs. Deslocamento horizontal (SHIBUYA ET AL., 1997)

Apesar da tensão e da deformação poderem variar ao longo do plano do cisalhamento direto devido à ruptura progressiva (TERZAGHI E PECK, 1948; MORGENSTERN E TCHALENKO, 1967; SAAD E TOWNSEND, 1981; BUDHU, 1984), vários estudos (POTTS ET AL., 1987; ANASTASOPOULOS ET AL., 2007) demonstram que a ruptura progressiva no teste de cisalhamento direto é insignificante, permitindo a interpretação dos resultados como um cisalhamento simples (ANASTASOPOULOS ET AL., 2005).

2.4.2.2 Modelo Hardening Soil

No presente estudo, para a modelagem do solo com o Hardening Soil (HS) é utilizado o *software* Plaxis.

Como o modelo Mohr-Coulomb, os estados limites de tensão são descritos pelo ângulo de atrito, coesão e ângulo de dilatância. Neste caso, a rigidez do solo é modelada de forma mais acurada, visto que, utiliza três diferentes parâmetros de rigidez (Figura 2.14): o módulo de elasticidade secante a 50% obtido através do ensaio triaxial (E_{50}), o módulo de elasticidade de descarregamento e recarregamento (E_{ur}) e o módulo edométrico (E_{oed}). As suas equações estão dadas abaixo:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (2.14)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (2.15)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi + \left(\frac{\sigma_3}{K_0^{nc}} \right) \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (2.16)$$

onde, o parâmetro m é o módulo para dependência da rigidez de acordo com o nível de tensão, seu valor variando entre 0,5 e 1, ficando próximo de 0,5 para solos arenosos. Além disso, K_0^{nc} é o coeficiente de empuxo no repouso. Para a condição normalmente adensada os parâmetros de referência E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} e E_{oed}^{ref} são, o módulo de rigidez secante de carregamento, o módulo de rigidez de descarregamento e recarregamento e o módulo edométrico de rigidez tangente, respectivamente. Eles são correspondentes a uma pressão de referência, p^{ref} , e comumente adota-se o valor da pressão atmosférica (100 kPa).

O modelo HS é um dos modelos do *software* Plaxis, no seu manual de 2015 utiliza-se $E_{50}^{ref} = 3E_{ur}^{ref}$ para muitos casos. Além dessa expressão, $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ também é usada como uma primeira estimativa para vários tipos de solos. É usual o valor de E_{oed}^{ref} variar de 0,8 a 1 do valor de E_{50}^{ref} .

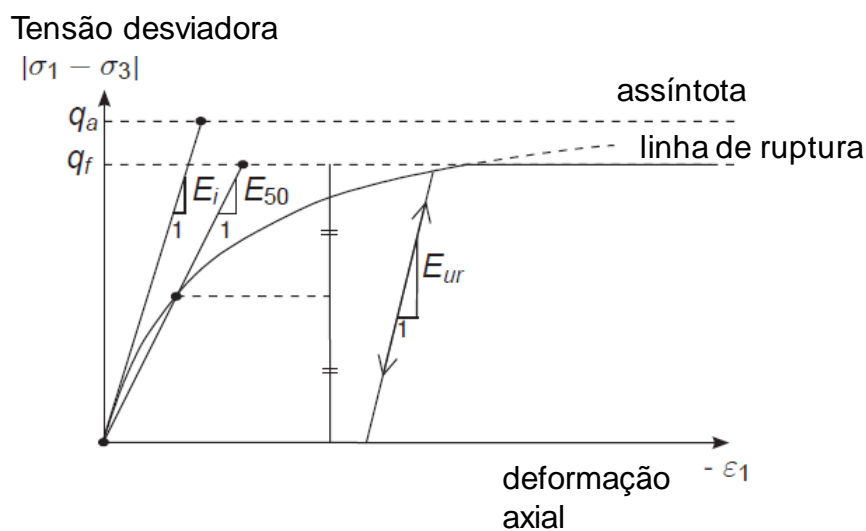


Figura 2.14. Relação hiperbólica de curva tensão-deformação para carregamento primário de um ensaio triaxial padrão (Manual do Plaxis, 2015).

Em contraste, com o Mohr-Coulomb, o módulo de elasticidade é dependente da tensão confinante no Hardening Soil.

A Tabela 2.2 apresenta os parâmetros usados no modelo Hardening Soil.

Tabela 2.2. Parâmetros do Hardening Soil

Parâmetros	Nome
c_{ref}	Coesão
ϕ	Ângulo de atrito
ψ	Ângulo de dilatância
E_{50}^{ref}	Rigidez secante em ensaio triaxial de carregamento
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente para ensaio oedométrico
E_{ur}^{ref}	Rigidez de descarregamento e recarregamento em ensaio triaxial

m	Módulo expoente para dependência da rigidez com o nível de tensão
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson para descarregamento-recarregamento
p_{ref}	Tensão de referência para rigidez
K_o^{nc}	Coefficiente de empuxo no repouso
R_f	Razão de ruptura

2.4.3 Modelagem no ABAQUS

O outro programa disponível de modelagem numérica utilizando o MEF, escolhido para uso na presente pesquisa foi o ABAQUS v. 6.13 e o Plaxis. Neste subcapítulo abordaremos algumas ferramentas do ABAQUS. Este programa foi escolhido por ter seu uso bem difundido entre pesquisas similares e mostrar-se bastante versátil para os diversos modelos constitutivos de materiais e a implementação de sub-rotinas.

O ABAQUS é um programa comercial de propriedade da empresa Dassault Systèmes Simulia, lançado no ano de 1978, dividido em três módulos principais. O primeiro é o pré-processador Abaqus/CAE, onde a estrutura espacial é moldada, a malha de elementos finitos gerada defini-se os tipos de elementos, as propriedades, os modelos constitutivos dos materiais, as condições de contorno do problema e os carregamentos.

Após a geração pelo pré-processador do arquivo contendo a entrada de dados do problema (Figura 2.15.), o segundo módulo denominado processador ou análise, dá início à resolução computacional pelo método dos elementos finitos utilizando-se os modelos: Abaqus/Standard e Abaqus/Explicit. O primeiro é um analisador de elementos finitos de uso geral, que emprega métodos implícitos para a resolução dos sistemas de equações. O método implícito considera os efeitos não lineares através de um processo de linearização da resposta do sistema em torno de configurações de equilíbrio, dando origem a um processo de solução incremental iterativo ao longo do tempo (TAVARES, 2019). Optou-se aqui pelo Abaqus/Standard pelo melhor comportamento frente as grandes deformações da malha.

Por último, tem-se o pós-processamento realizado também pelo Abaqus/CAE, onde resultados são apresentados, gerando imagens ou animações de como a estrutura se comportou.



Figura 2.15. Funcionamento do programa ABAQUS

Em suma, o ABAQUS possibilita a análise de problemas de engenharia complexos, que envolvam relações constitutivas não-lineares, ocorrência de grandes deformações, interações solo-estrutura, possam ser modelados numericamente. Entretanto, o processo de construção de um modelo adequado não constitui uma tarefa simples ao usuário iniciante, justamente por envolver uma quantidade muito grande de parâmetros e opções, decorrentes da elevada versatilidade do sistema.

O ABAQUS permite que o usuário crie programações externas ao ambiente do programa, para serem implementados como sub-rotinas. Essa programação se dá por meio de códigos em FORTRAN que podem ser aplicados para definir, por exemplo, o comportamento de um material, um novo elemento finito, entre outras aplicações. As sub-rotinas podem ser incluídas em um modelo computacional para todos os elementos da malha de elementos finitos e a cada novo incremento de tempo durante a execução do ABAQUS.

Dado que, a propagação de ruptura de falhas é muito dependente da resposta mecânica do escoamento e do pós-escoamento do solo, o uso de um modelo constitutivo com a

implementação do amolecimento é extremamente necessário (ANASTASOPOULOS, 2009, LOUKIDIS ET AL., 2009). Para tal, torna-se necessária a implementação de uma sub-rotina que altere o comportamento do material. Na presente pesquisa utilizou-se uma sub-rotina do tipo “User defined field” (USDFLD).

A maioria das propriedades de materiais no ABAQUS/Standard pode ser definida em função das variáveis de campo. A sub-rotina permite ao usuário definir a variável de campo em todos os pontos de integração de um elemento. A sub-rotina tem acesso aos dados da solução, portanto as propriedades do material podem ser em função da solução.

Tipicamente o usuário deve definir a dependência das propriedades do material, como módulo de elasticidade ou tensão de escoamento, como função das variáveis de campo. A USDFLD permite que campos de variáveis sejam definidos para um ponto do material em função do tempo, da direção do material ou de qualquer outro parâmetro listado na seção 4.2.1 “Abaqus/Standard output variable identifiers” (ABAQUS, 2009). Um exemplo de sub-rotina USDFLD é apresentado na Figura 2.16.

```
SUBROUTINE USDFLD(FIELD,STATEV,PNEWDT,DIRECT,T,CELENT,  
1 TIME,DTIME,CMNAME,ORNAME,NFIELD,NSTATV,NOEL,NPT,LAYER,  
2 KSPT,KSTEP,KINC,NDI,NSHR,COORD,JMAC,JMATYP,MATLAYO,LACCFLA)  
C  
C   INCLUDE 'ABA_PARAM.INC'  
C  
CHARACTER*80 CMNAME,ORNAME  
CHARACTER*3  FLGRAY(15)  
DIMENSION FIELD(NFIELD),STATEV(NSTATV),DIRECT(3,3),  
1 T(3,3),TIME(2)  
DIMENSION ARRAY(15),JARRAY(15),JMAC(*),JMATYP(*),COORD(*)  
  
Espaço para programação do campo variável (FIELD) e se necessário  
outros.  
  
RETURN  
END
```

Figura 2.16. Interface da sub-rotina de usuário USDFLD

As sub-rotinas USDFLD permitem que determinadas variáveis de estado previamente escolhidas pelo usuário possam ser atualizadas em toda iteração, porém o tensor constitutivo deverá ser atualizado somente uma única vez (ABAQUS, 2002; Tita, 2003).

Antes de chamar a sub-rotina USDFLD, os valores das variáveis de campo no ponto do material são calculados por interpolação dos valores definidos nos nós. Quaisquer alterações da variável de campo na sub-rotina ocorrem localmente para o ponto do material: as variáveis de campo nodais retêm os valores definidos como condição inicial, variáveis de campo pré-definidas, ou em uma sub-rotina UFIELD. Os valores das variáveis de campo definidas nessa rotina são usados para calcular os valores das propriedades do material que são dependentes da variável de campo. O acesso ao valor no ponto do material no início do incremento é feito por meio da rotina utilitária GETVRM. O valor no ponto do material é obtido chamando GETVRM com a variável de saída apropriada. O valor é gravado em matrizes: ARRAY, JARRAY, e FLGRAY para pontos flutuantes, inteiros e caracteres, respectivamente.

Como dito anteriormente, na modelagem numérica do presente trabalho foi utilizado o recurso do ABAQUS chamado não-linearidade geométrica, tendo em vista que, os deslocamentos impostos são muito elevados, chegando a ordem de 17% em relação à altura do modelo. Esse recurso faz com que a cada “n” imposições de deslocamento, a geometria da malha seja atualizada, esse “n” pode variar de 1 a 25 à escolha do operador.

2.4.4 Modelagem no PLAXIS

A maioria dos softwares de elementos finitos que permite considerar a não-linearidade geométrica baseia-se em alguma forma de descrição Lagrangiana do equilíbrio (PAULA, 1997). O Plaxis para contornar os problemas do contínuo com grandes deformações possui o recurso chamado “Updated Mesh”, que se baseia na formulação lagrangiana atualizada.

Tanto a formulação lagrangiana total como a lagrangiana atualizada são comumente utilizadas para lidar com grandes deslocamentos, rotações e deformações dos sólidos (HU E RANDOLPH, 1998). A diferença entre as duas abordagens se baseia no estado de referência do corpo. Na primeira formulação as integrais são calculadas com relação a configuração inicial (indeformada) da estrutura em $t=0$. Ao passo que, na formulação lagrangiana atualizada, a composição deformada conhecida pode ser a do estado inicial e atualizada ao

longo da análise. Em suma, a diferença entre as duas é, basicamente, a configuração tomada como referência.

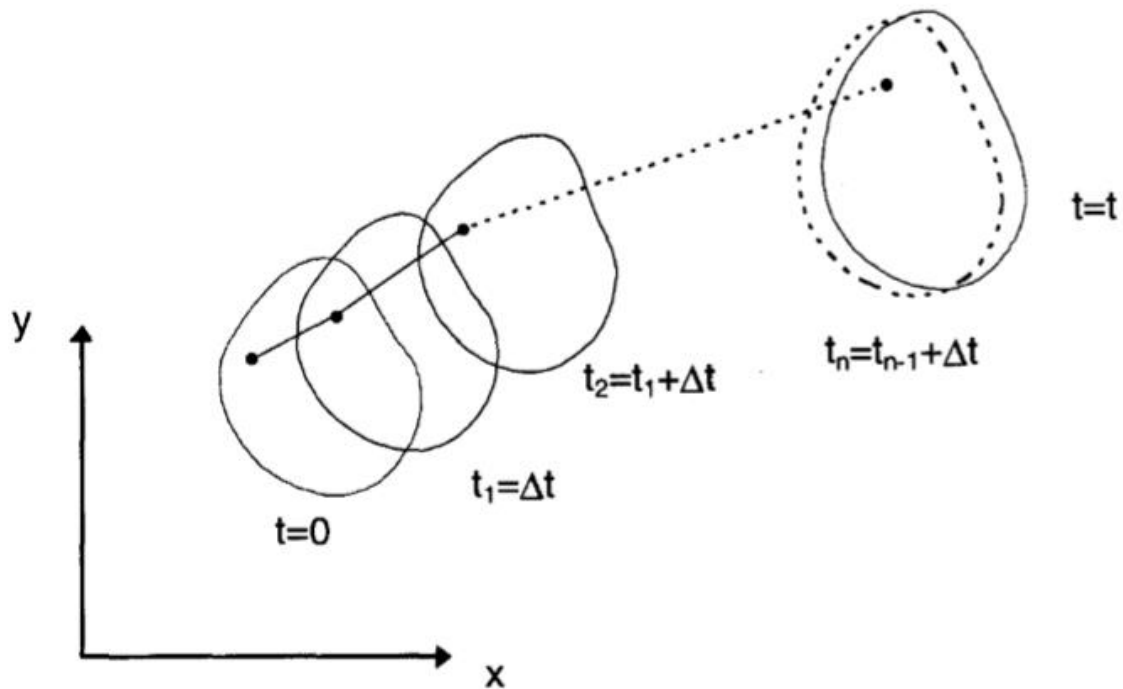


Figura 2.17. Atualização da configuração de referência (PAULA, 1997)

As equações de equilíbrio na posição deslocada não são lineares e uma outra maneira de encontrar a solução é empregar a forma linearizada em conjunção com uma atualização contínua do arranjo de referência, em intervalos de tempo muito pequenos. Conforme Paula (1997), essa atualização é realizada de modo que, ao se atingir o equilíbrio, a configuração de referência atualizada praticamente coincida com a configuração deformada final.

2.5 Estudos Numéricos Anteriores

Bray *et al.* (1994¹) foram precursores no estudo numérico do fenômeno propagação de ruptura de falhas geológicas. Eles comprovaram que o MEF pode ser aplicado, desde que o comportamento não-linear da tensão-deformação do solo seja adequadamente modelado. Para isso, os autores compararam os resultados da modelagem numérica utilizando o modelo hiperbólico de Duncan com os resultados experimentais de falhamento reverso e normal feitos em argila saturada em pequena escala com ângulos de mergulho de 45° e 60°.

A Figura 2.18 apresenta os resultados da modelagem numérica de um falhamento reverso com 45° de mergulho, onde (a) evidencia que a maioria do cisalhamento se concentra em uma zona estreita ao longo da projeção do plano da falha e as figuras (b) e (c) indicam os níveis de tensão, de acordo com as magnitudes dos deslocamentos. Concluiu-se que, com o crescimento do deslocamento a zona de ruptura de cisalhamento ocorre ao longo da projeção do plano da falha.

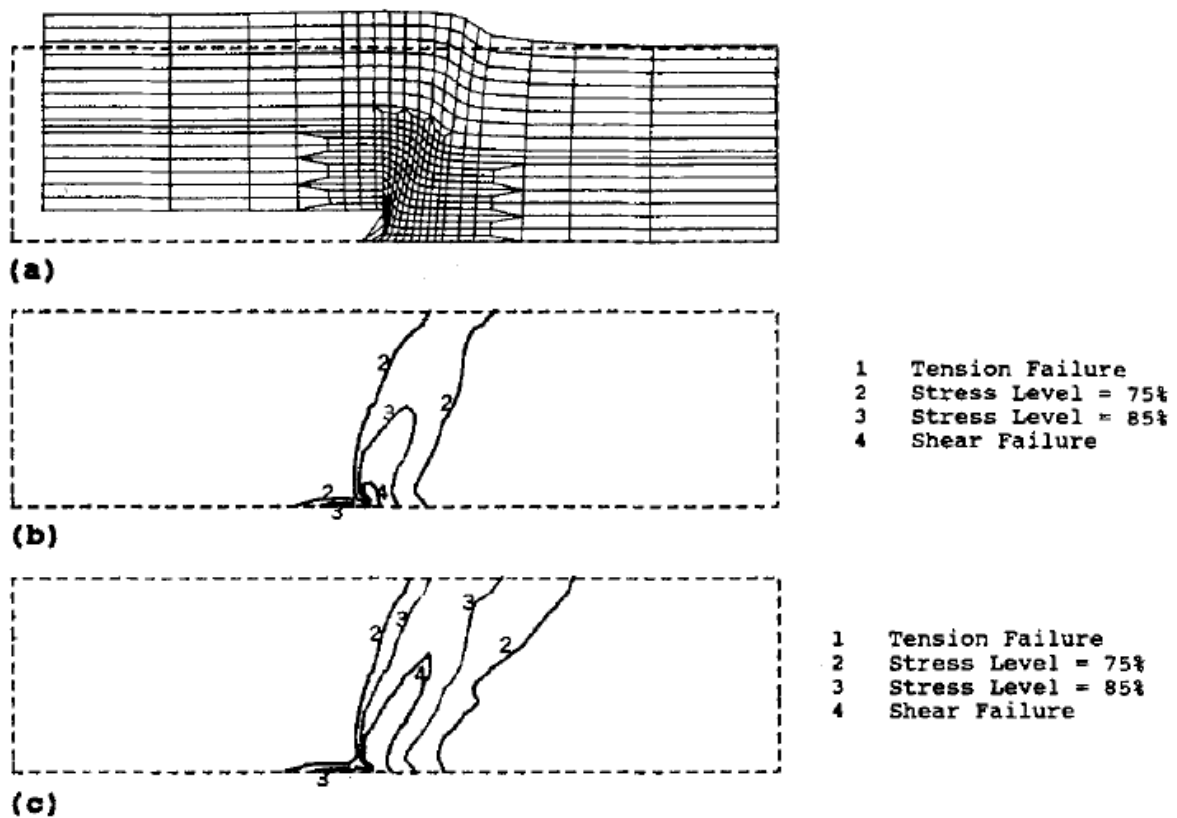


Figura 2.18. Resultados das análises de elementos finitos para falhamento reverso de 45°, Profundidade de solo = 24 m. (a) Malha Deformada; (b) Nível de tensão com deslocamento de 0,3 m; (c) Nível de tensão com deslocamento de 0,6 m (BRAY ET AL.,1994)

Anastasopoulos et al. (2007) fizeram a validação da modelagem numérica com o MEF do fenômeno de propagação de falhas reversa e normal através dos ensaios centrífugos realizados na Universidade de Dundee sob o Projeto Europeu QUAKER (Figura 2.19). Para tal, os autores utilizam o modelo constitutivo elasto-plástico de Mohr-Coulomb com a implementação do amolecimento isotrópico no ABAQUS por meio de sub-rotina USDFLD.

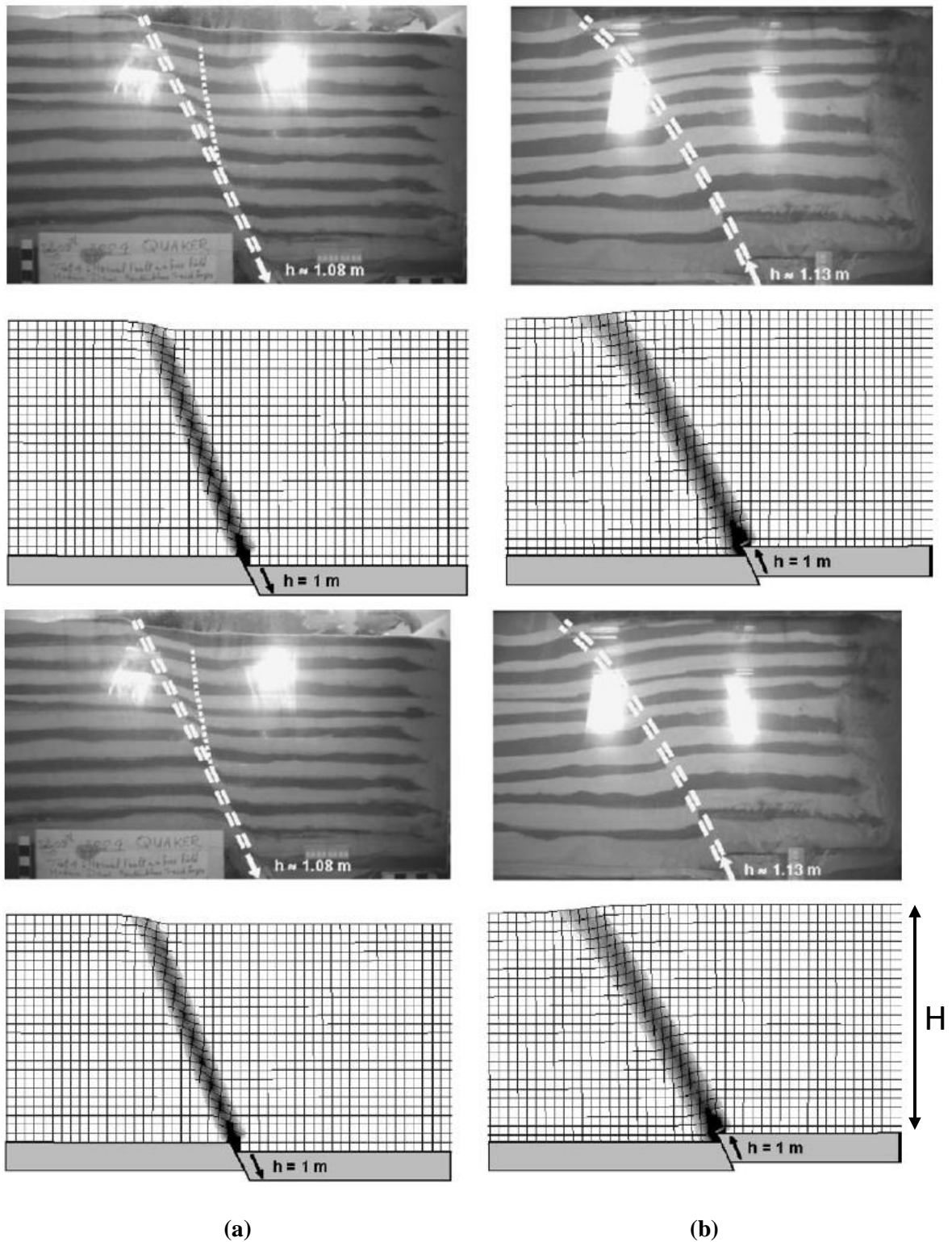


Figura 2.19. Comparação dos ensaios centrífugos em areia medianamente compacta ($D_r=80\%$) e malha de EF deformada (com a concentração da deformação plástica cisalhante), (a) falha normal de 60° (b) falha reversa de 60° (Anastasopoulos et al., 2007)

Os autores concluíram que as rupturas de falhas normais tendem a curvar para o bloco que está acima da falha, aumentando o ângulo de mergulho (Figura 2.19(a)); entretanto, a ruptura de falhas reversas tende a se curvar para o bloco que está abaixo da falha, diminuindo o ângulo de mergulho (Figura 2.19(b)). A razão de deslocamento da base em relação à altura do modelo (h/H) para propagar a ruptura até a superfície da camada de solo é uma função da ductilidade do solo. No caso de falhamentos normais investigados no trabalho com ângulos de mergulho de 45° e 60° , o h/H necessário para o afloramento da falha varia de 0,75% em areias densas, até 1% para areias fofas. No caso de falhamentos reversos, a relação deve ser 3 vezes maior, aproximadamente: 2,5% para areias densas e 4% para areias fofas.

No caso de ângulos de mergulho da falha normal relativamente pequenos – ângulo de mergulho $< 45^\circ + \psi/2$ conforme Cole e Lade, (1984) – uma segunda ruptura oposta e uma fossa tectônica são formadas (Figura 2.20). Essa segunda ruptura aflora para h/H maiores, acima de 1,5% no caso de areias densas e 2,5% para areias fofas.

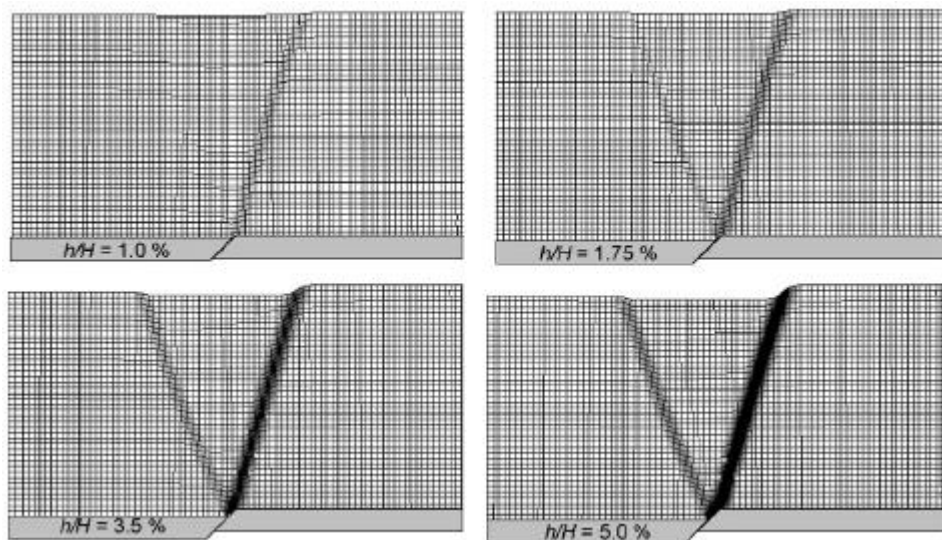


Figura 2.20. Evolução da geometria deformada e a deformação plástica devido a falha normal com ângulo de mergulho de 45° em areia densa

Outros estudos foram realizados utilizando o método das diferenças finitas (MDF), dentre esses tem-se: Roth *et al.* (1982), White *et al.* (1994), Nakai *et al.* (1995), Loukidis *et al.* (2009). Estes últimos, usaram o software FLAC para reproduzir o comportamento do falhamento reverso e normal em 4 tipos de solo (areias fofa e densa, e argilas normalmente

consolidada e sobreadensada) com diferentes ângulos de mergulho e espessuras da camada de solo. Os autores concluíram, que a propagação da falha não segue a tendência retilínea da projeção do ângulo de mergulho. Observaram também, que o deslocamento da placa necessário para atingir a superfície é menor na falha normal do que na falha reversa, para todos os tipos de solo.

3. ESTUDO NUMÉRICO

3.1 Modelo centrífugo analisado

A validação do presente estudo numérico foi feita com base no modelo centrífugo de propagação de ruptura de falhas realizado na centrífuga de braço da Universidade de Dundee que fez parte do Projeto de Pesquisa “QUAKER” da União Europeia. A validação do modelo físico foi feita com base nos resultados dos ensaios apresentados em Anastasopoulos et al. (2007) que fez parte do projeto “QUAKER”.

Os ensaios realizados tinham uma altura de protótipo de solo de 25m, aproximadamente. Conduzidos com acelerações de 100 e 115g (ANASTASOPOULOS ET AL, 2007, ANASTASOPOULOS ET AL, 2008, BRANSBY ET AL, 2008^{1,2}). O equipamento para a simulação de falhamento normal e reverso com ângulo de mergulho de 60° foi desenvolvido na própria universidade (Figura 3.1). Um sistema de guia na porção central e três cunhas de alumínio foram instaladas para impor o deslocamento no ângulo de mergulho desejado. Foram utilizados dois atuadores hidráulicos para empurrar parte lateral direita da caixa para cima ou para baixo, simulando o falhamento reverso e normal, respectivamente.

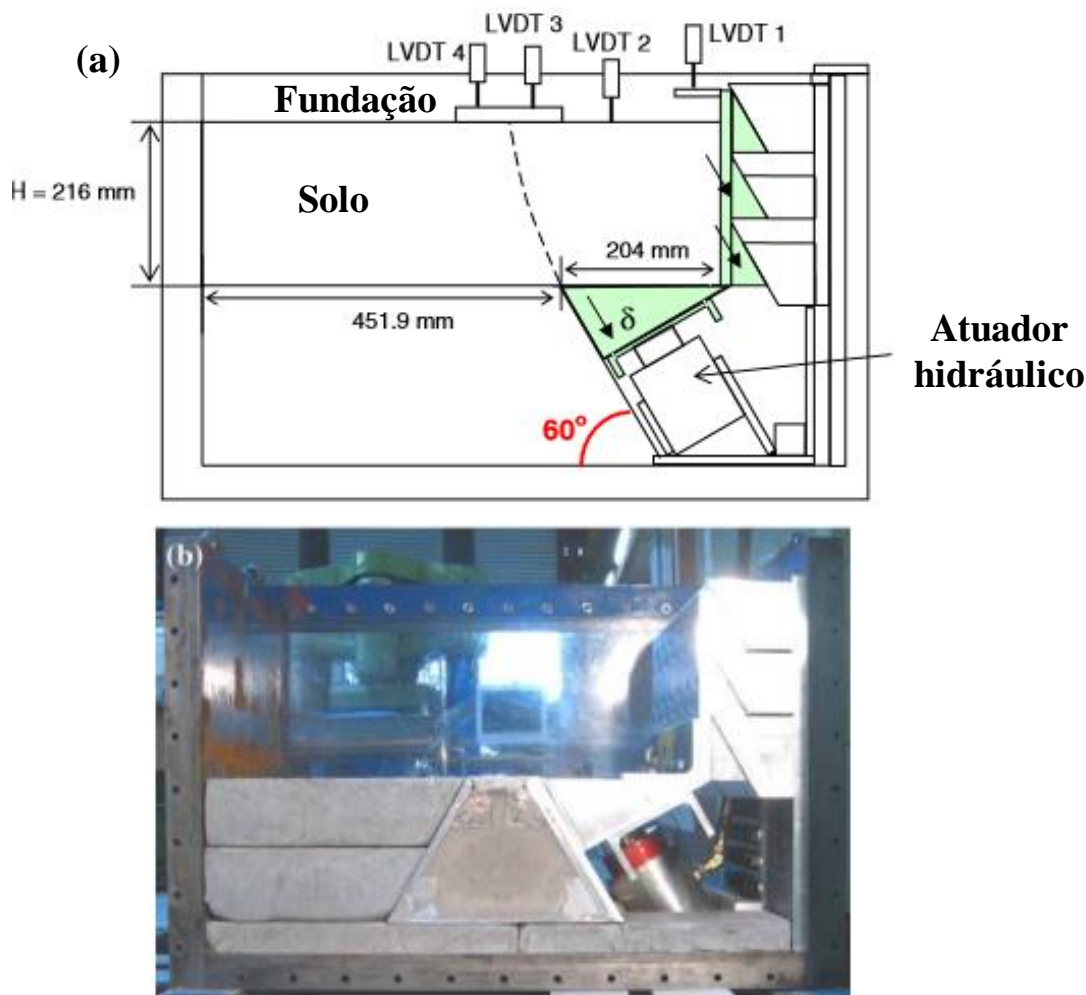


Figura 3.1. Equipamento da centrífuga (a) Desenho esquemático (MODIFICADO DE BRANSBY ET AL., 2008) (b) aparato para a simulação do ensaio experimental de propagação de falhas em areias. (ANASTASOPOULOS ET AL., 2008)

O comprimento máximo de curso para o falhamento reverso é de 33 mm, que em escala de protótipo ($N=115$) corresponde a 3,8 m, correspondendo a uma componente vertical de 3,38 m, ou seja, um deslocamento relativo de 15% em relação à espessura do modelo (25 m), aproximadamente. O equipamento possui a parede frontal e traseira de placa transparente de Perspex, o que permite o monitoramento do modelo em voo. Os deslocamentos vertical e horizontal em diferentes posições do atuador foram analisados através da série de imagens digitais capturadas no procedimento do falhamento utilizando o software Geo-PIV desenvolvido por White et al. (2003).

A preparação do modelo se deu com a pluviação da areia seca de Fontainebleau de uma certa altura e com o controle da taxa de fluxo, para obtenção de amostras com densidade

relativa de 80% e 60%. Na presente pesquisa, foram utilizados somente os resultados dos ensaios com areia compacta ($D_r=80\%$).

A areia de Fontainebleau é uma areia fina uniforme de sílica com $d_{50}=0,3$ mm e $\varphi'_{crit}=30,2^\circ$ (GAUDIN, 2002 APUD BRANSBY, 2008²). Os seguintes parâmetros de resistência foram obtidos: $\varphi'_{pico}=39^\circ$, $\varphi'_{residual}=30^\circ$, $\psi_p=11^\circ$ para $D_r=80\%$.

Uma vez atingida a aceleração desejada, o falhamento reverso é realizado com a injeção de óleo no atuador hidráulico subindo a plataforma até atingir o deslocamento desejado, sendo o contrário para o caso de falhamento normal, onde o óleo é retirado do atuador hidráulico fazendo com que a plataforma se recue.

3.2 Malha de elementos finitos

A modelagem numérica da propagação de ruptura de falhas, considerou a geometria, as condições de fronteira e as propriedades dos materiais. Algumas análises prévias foram realizadas para a calibração numérica do modelo, as quais incluíram o estudo do tipo de elemento finito a ser adotado, em seguida, o refinamento da malha.

A modelagem numérica foi realizada utilizando o método dos elementos finitos com o software ABAQUS v. 6.13, com análise no modo implícito. Para representar o solo, a simulação realizada é em 2D, considerando o estado plano de deformações, com elemento de 4-nós bilinear, com integração reduzida e controle de ampulheta (CPE4R) para minimizar a distorção dos elementos.

A malha do modelo de falhamento reverso com a sua discretização está apresentada na Figura 3.2. Na parte lateral esquerda evidencia-se o uso de apoios de primeiro gênero com restrição dos deslocamentos horizontais. Na base esquerda os apoios são de segundo gênero impedindo os deslocamentos nas duas direções. Na parte que será deslocada são impostos deslocamentos segundo o que foi imposto em protótipo com ângulo de mergulho de 60° , tanto para o falhamento reverso como para o normal. Trata-se de uma camada de solo uniforme com as dimensões do protótipo da modelagem centrífuga, para isso, todas as dimensões do modelo centrífugo foram ajustadas de acordo com a lei de escala. Lembrando que, a largura do modelo deve ser 3 a 4 vezes maior que a altura, conforme recomendado por Qu et al. (2018) para minimizar efeitos de borda (BRAY, 1990). Na região onde o falhamento ocorre, a malha precisa ser mais refinada, adotando-se elementos quadrados de $0,75$ m x $0,75$ m.

Conforme Anastasopoulos (2009) o tamanho da malha na parte central deve ser 2,5% a 3% da altura do modelo (H) para a obtenção de resultados mais acurados. Já nas áreas laterais mais distantes da falha, a malha pode ser mais grosseira, tendo-se adotado elementos de 0,75m x 1,25m.

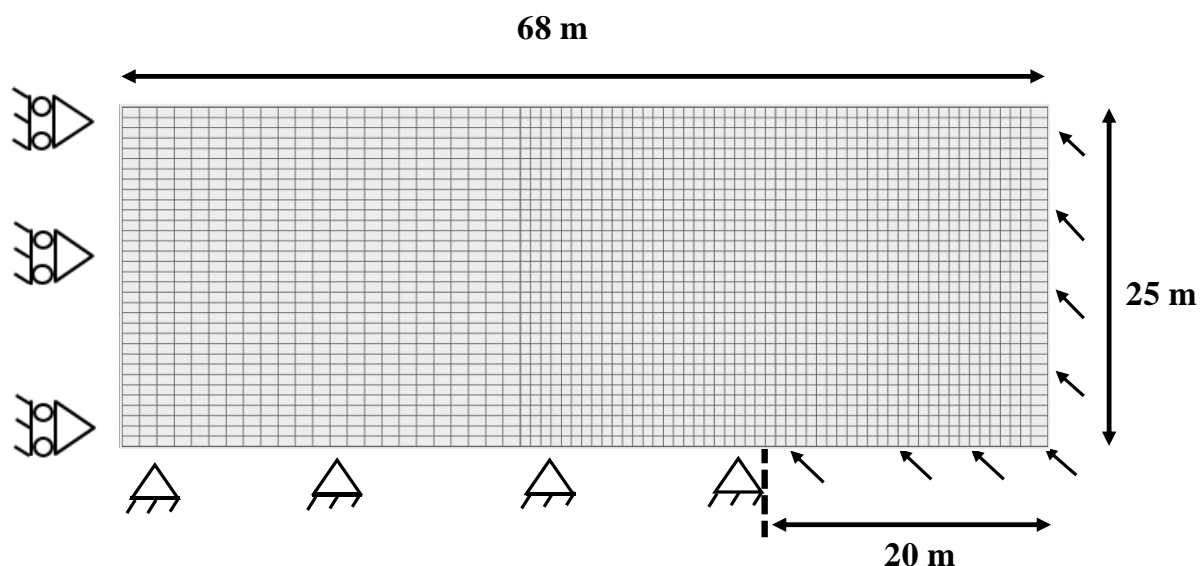


Figura 3.2. Malha de elementos finitos adotada

Outras malhas e dimensões de elemento foram testadas numa análise de convergência visando um equilíbrio entre o custo operacional e a capacidade de melhor simular o ensaio centrífugo. Para tal, foram testados alguns recursos de adaptação da malha, disponíveis no ABAQUS, como o “ALE adaptive meshing” e o “adaptive remeshing”. Ambos não apresentaram melhorias significativas para justificar o seu uso. Porém, com o adaptive remeshing validou-se que o elemento quadrilátero com dimensão inferior à 0,5m (0,02% da altura do modelo) demandava um custo computacional muito elevado.

3.3 Modelo constitutivo e parâmetros do solo

A fase elástica do comportamento do solo foi definida como linear isotrópica, e a fase plástica foi modelada com o critério de Mohr-Coulomb com a introdução do amolecimento isotrópico através de sub-rotina. Tal modelo tem sido amplamente utilizado para diversas

aplicações geotécnicas e ainda desempenha um papel importante nos estudos e projetos geotécnicos (SCHWEIGER, 1994, ABBO & SLOAN, 1995, SCHWEIGER 2008).

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é definido usando o ângulo de atrito (ϕ), o ângulo de dilatação (ψ), a coesão (c) e uma variável de estado. Esta última diminui linearmente ϕ e ψ da condição inicial (pico) até a condição residual, como explicado no capítulo anterior. Para isso, utilizou-se a sub-rotina “User defined field subroutine” (USDFLD) programada em FORTRAN. Ela utiliza a tensão cisalhante principal (S12) do incremento atual para interpolar ϕ e ψ com base no valor da variável de estado fornecida, que é a deformação plástica cisalhante (PE).

A sub-rotina USDFLD está apresentada na Figura 3.3, ela foi proposta por Anastasopoulos et al. (2007) para utilização nesse estudo.

```

subroutine usdfld(field,statev,pnewdt,direct,t,celent,time,dtime,
1 cmname,orname,nfield,nstatv,noel,npt,layer,kspt,kstep,kinc,
2 ndi,nshr,coord,jmac,jmtyp,matlayo,laccflg)
c
include 'aba_param.inc'
c
character*80 cmname,orname
character*8 flgray(15)
dimension field(nfield),statev(nstatv),direct(3,3),t(3,3),time(2),
& coord(*),jmac(*),jmtyp(*)
dimension array(15),jarray(15)
call getvrm('PE',array,jarray,flgray,jrcd,
&jmac, jmtyp, matlayo, laccflg)
field(1)=abs(array(4))
c
If error, write comment to .DAT file:
IF(JRCD.NE.0)THEN
WRITE(6,*) 'REQUEST ERROR IN USDFLD FOR ELEMENT NUMBER ',
& NOEL,'INTEGRATION POINT NUMBER ',NPT
ENDIF
c
return
end

```

Figura 3.3. Sub-rotina USDFLD do amolecimento isotrópico (BUELNA, 2017)

Os parâmetros de resistência do solo foram obtidos dos ensaios realizados em areia compacta ($D_r=80\%$) presente no artigo do Anastasopoulos et al. (2007) para o falhamento normal e reverso. Para se chegar ao resultado, foi necessário testar os parâmetros elásticos (E e ν), coesão, densidade do solo e os referentes à deformação cisalhante plástica octaédrica que

rege o comportamento pós-pico do solo. Os parâmetros utilizados estão apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Parâmetros Mohr-Coulomb do modelo

E (kPa)	20000
ν	0,3
ρ (g/cm ³)	2
γ (kN/m ³)	19,62
c (kPa)	0,1
ϕ_{pico} (°)	39
ϕ_{res} (°)	30
ψ_{pico} (°)	11
ψ_{res} (°)	0,1
γ_{pf}	0,05

3.4 Modelagem numérica de referência

A confirmação da calibração dos critérios mencionados acima se deu com a similaridade das curvas de deslocamento superficial dos ensaios centrífugos de falhamento reverso e normal mostradas nas Figura 3.5 e 3.6. Para a obtenção dos pontos da curva da modelagem centrífuga e da modelagem numérica do artigo foi utilizado o programa *WebPlotDigitizer*, que permite extrair os dados de gráficos e imagens.

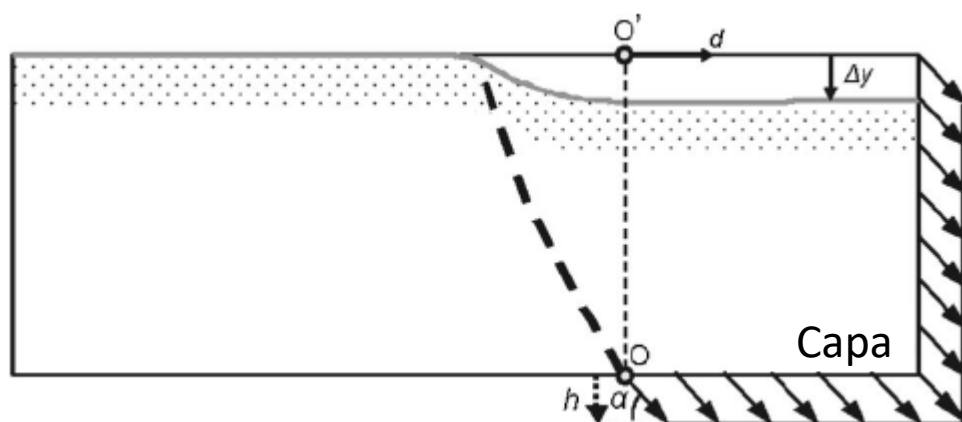


Figura 3.4. Esquema representativo do ensaio centrífugo normal (MODIFICADO ANASTASOPOULOS ET AL., 2007)

A distância horizontal (d) é a medida a partir do ponto de aplicação da falha, conforme indicado na Figura 3.4. Essa consideração é importante para as análises, pois é necessário descobrir a razão da distância horizontal do ponto de aplicação da falha até o ponto que ela atinge a superfície e também para a localização da região com o maior recalque diferencial. O deslocamento superficial (Δy) é a componente vertical de deslocamento que ocorreu na superfície depois de imposto o deslocamento na base.

Nas Figura 3.5 e 3.6 são comparadas as curvas da deformação superficial ao longo de toda a superfície do modelo com base nos resultados da modelagem centrífuga, com as obtidas pelo modelo numérico apresentado em Anastasopoulos et al. (2007) e com os resultados numéricos obtidos pelas análises realizadas no presente estudo.

A Figura 3.5 apresenta os resultados do falhamento reverso. Nota-se que para pequenos deslocamentos (0,18; 0,49m) os dois modelos numéricos dão resultados bem semelhantes e sem a definição de um recalque diferencial expressivo em uma faixa estreita. Já para o maior deslocamento imposto (1,13m) percebe-se que a curva da validação está mais próxima do que foi observado no ensaio físico na região, em que, a falha chega à superfície com um recalque diferencial expressivo em uma faixa estreita. A mesma se afasta nas bordas, porém ainda possui um resultado satisfatório.

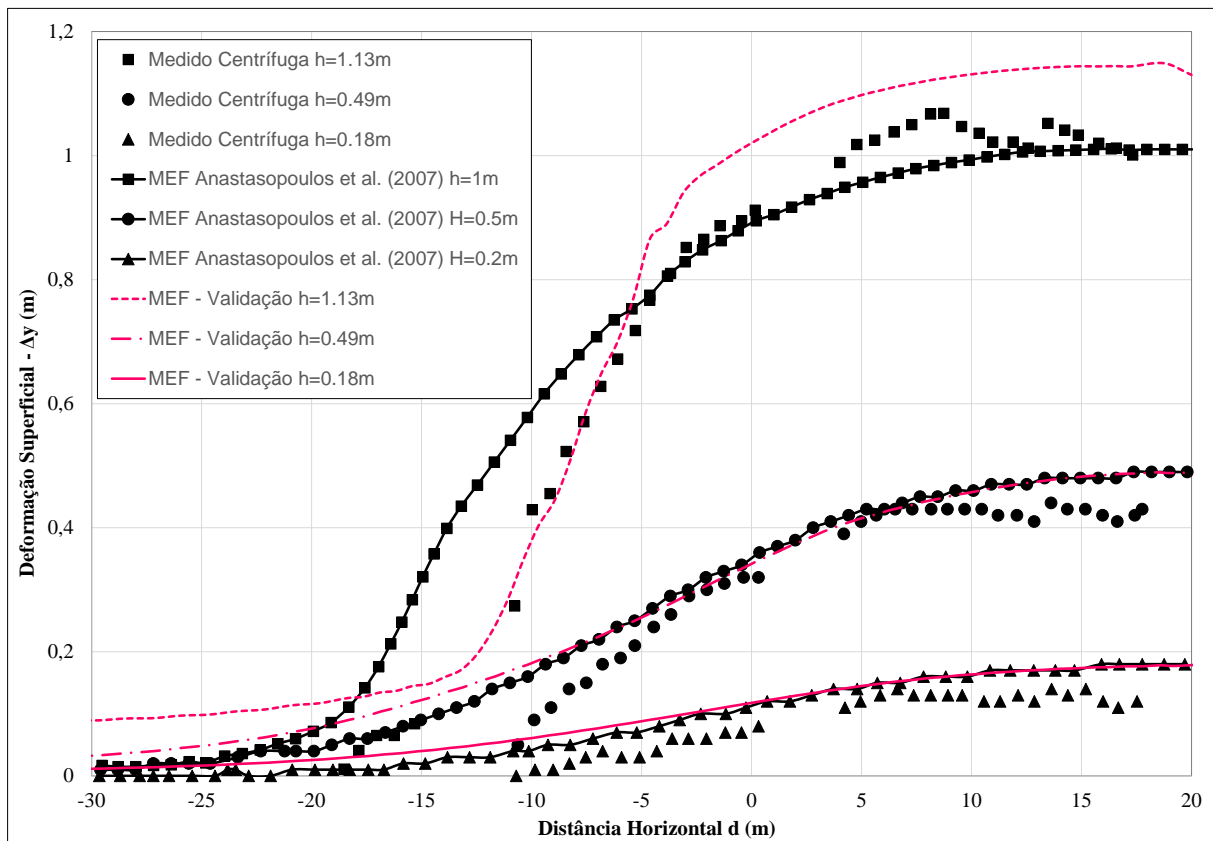


Figura 3.5. Curvas do deslocamento na superfície do ensaio de falhamento reverso de 60° com areia compacta; Comparação do modelo centrífugo com o numérico de Anastasopoulos et al. (2007) e a modelagem numérica do presente estudo

No caso do falhamento normal, apresentado na Figura 3.6 fica evidenciado que com o acréscimo do deslocamento imposto, a zona com maiores gradientes de recalque diferencial se estreita cada vez mais, apresentando um gradiente bem acentuado bem definido entres os deslocamentos de 0,85 e 1,08m. Os resultados obtidos com a análise numérica são mais próximos do ensaio centrífugo, principalmente, nos deslocamentos maiores. Pode-se observar que a localização da falha na superfície é mais eficaz com a modelagem numérica do presente estudo, corrigindo a distância de 1 m para a direita do MEF de Anastasopoulos et al. (2007).

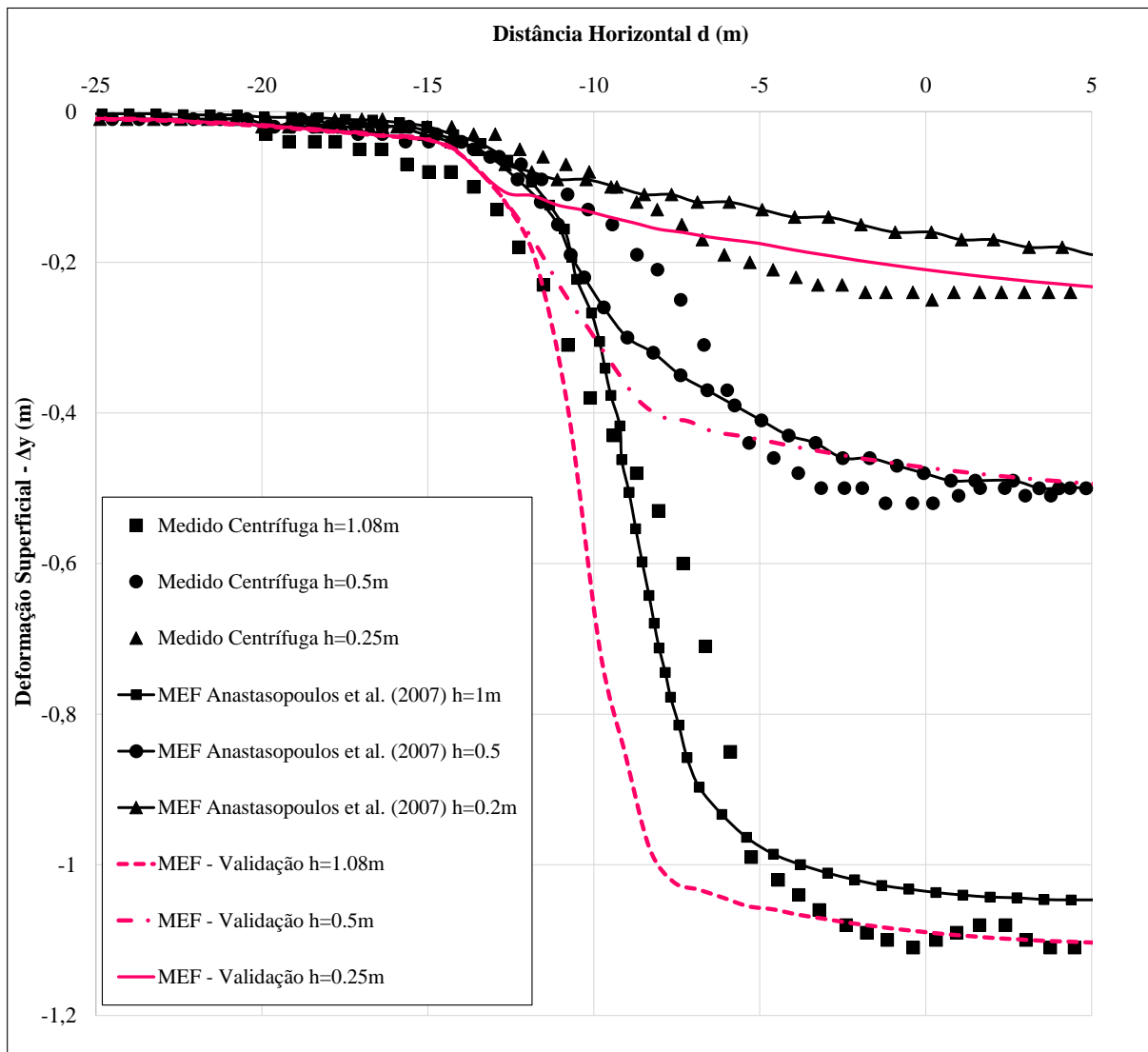


Figura 3.6. Curvas do deslocamento na superfície do ensaio de falhamento normal de 60° com areia compacta; Comparação do modelo centrífugo com o numérico de Anastasopoulos et al. (2007) e a modelagem numérica do presente estudo

3.5 Modelagem numérica

A modelagem numérica é baseada nas condições do ensaio físico apresentada no item anterior. Nesse item será explicado o desenvolvimento da análise numérica utilizando o MEF, no software ABAQUS v. 6.13-4 e o Plaxis v. 2015.

Para a simulação numérica do solo da propagação de ruptura de falhas foram utilizados dois modelos constitutivos diferentes para comparar o comportamento entre eles. É utilizado o ABAQUS Standard em 2D, no estado plano de deformações, com elemento de 4-

nós bilinear, com integração reduzida (CPE4R) e controle de ampulheta para estabilização da malha. O modelo constitutivo utilizado no ABAQUS é o Mohr-Coulomb com a introdução do amolecimento isotrópico através da sub-rotina da Figura 3.3. Já no PLAXIS foi utilizado o modelo constitutivo Hardening Soil.

As dimensões das malhas em ambos programas são as mesmas da caixa proposta para realizar os ensaios centrífugos (protótipo), altura de 10 m e largura de 30 m. Como o Plaxis permite somente a discretização do contínuo em elementos triangulares buscou-se fazer o mesmo no ABAQUS considerando elementos de 6-nós (Figura 3.7 e Figura 3.8)

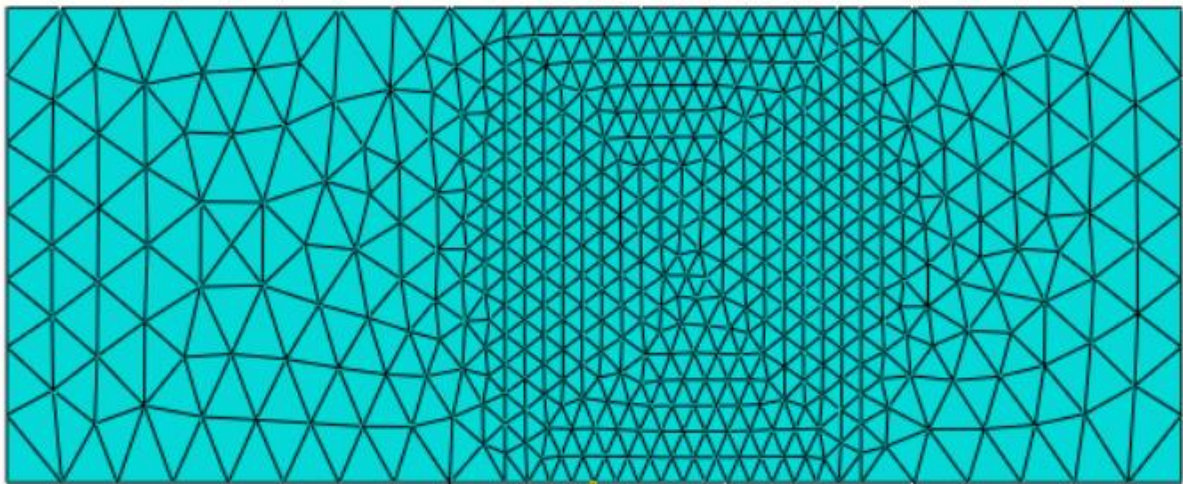


Figura 3.7. Malha de elementos finitos adotada no ABAQUS

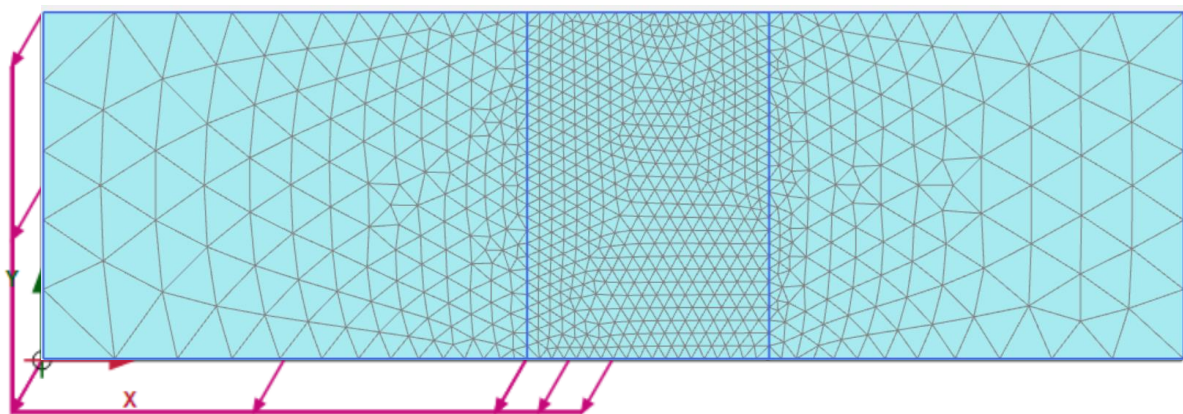


Figura 3.8. Malha de elementos finitos adotada no PLAXIS

3.5.1 Parâmetros do solo

Os parâmetros da areia da praia de São Francisco foram calibrados a partir da simulação numérica do ensaio triaxial drenado com uma tensão confinante de 50 kPa. Tal simulação foi realizada para calibrar o comportamento do solo do modelo numérico, uma vez que, se os parâmetros de entrada (laboratório) forem iguais aos da saída (modelagem numérica) o comportamento do solo do modelo numérico tende a ser representativo do solo real (Sampaio, 2019).

Foi simulado um ensaio triaxial nos programas ABAQUS e Plaxis nas mesmas condições – tamanho da amostra, carga aplicada e condições de contorno – do ensaio realizado no laboratório. A tensão confinante de 50 kPa foi a escolhida, pois reproduz melhor o nível de tensão que será encontrado no protótipo modelado no ensaio centrífugo. A altura e largura do modelo foram de 0,05m e 0,03m, respectivamente, conforme Figura 3.9.

No ABAQUS foi utilizado um modelo axissimétrico com 4 elementos de 4-nós quadriláteros com deslocamento bilinear, poropressão bilinear e integração reduzida (CAX4RP). O modelo constitutivo foi o Mohr-Coulomb com o amolecimento isotrópico. A integração reduzida foi utilizada para obtenção de cálculos mais rápidos e menos custos computacionalmente, ao mesmo tempo que, o controle de ampulheta foi adicionado para controlar o efeito de grandes distorções na malha.

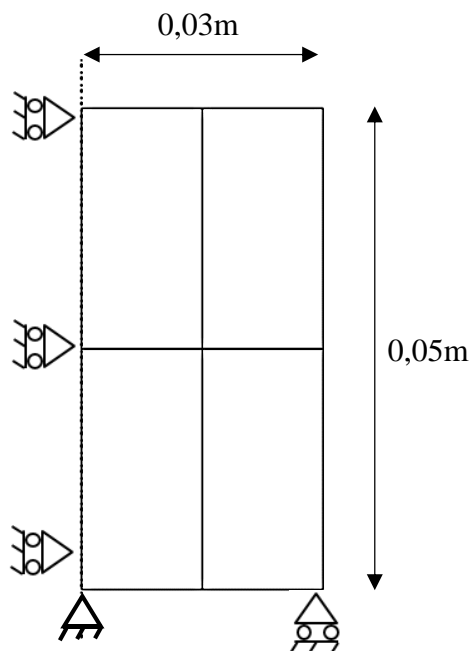


Figura 3.9. Malha de elementos finitos axissimétrica e condições de contorno do ensaio triaxial

No Plaxis é possível reproduzir ensaios de laboratório através do recurso SoilTest. O ensaio triaxial foi reproduzido para a obtenção dos parâmetros do Hardening Soil, a partir da calibração dos parâmetros desejados e a comparação das curvas de saída com as curvas obtidas no ensaio.

As Tabela 3.2a) e b) demonstram os parâmetros utilizados na simulação do ensaio triaxial do modelo Mohr-Coulomb e Hardening Soil, respectivamente.

Tabela 3.2. Parâmetros utilizados na calibração do ensaio triaxial: a) Mohr-Coulomb (Abaqus) b) Hardening Soil (Plaxis)

a)		b)	
E (kPa)	52000	E50 (kPa)	16400
ν	0.3	Eoed	15800
ρ (g/cm ³)	1.585	Eur	49200
γ (kN/m ³)	15.54	m	0.5
c (kPa)	0.1	ν'	0.2
ϕ_{pico} (°)	44.5	ρ (g/cm ³)	1.585
ϕ_{res} (°)	36	γ (kN/m ³)	15.54
ψ_{pico} (°)	11	c (kPa)	0
ψ_{res} (°)	2	ϕ (°)	44.5
		ψ_{pico} (°)	11
		Rf	0.9

A comparação entre a curva experimental e a curva da modelagem numérica está apresentada na Figura 3.10. Percebe-se que a curva obtida com o Mohr-Coulomb com o strain-softening representa melhor o trecho residual, já o modelo Hardening Soil representa melhor a parte pré-escoamento do material.

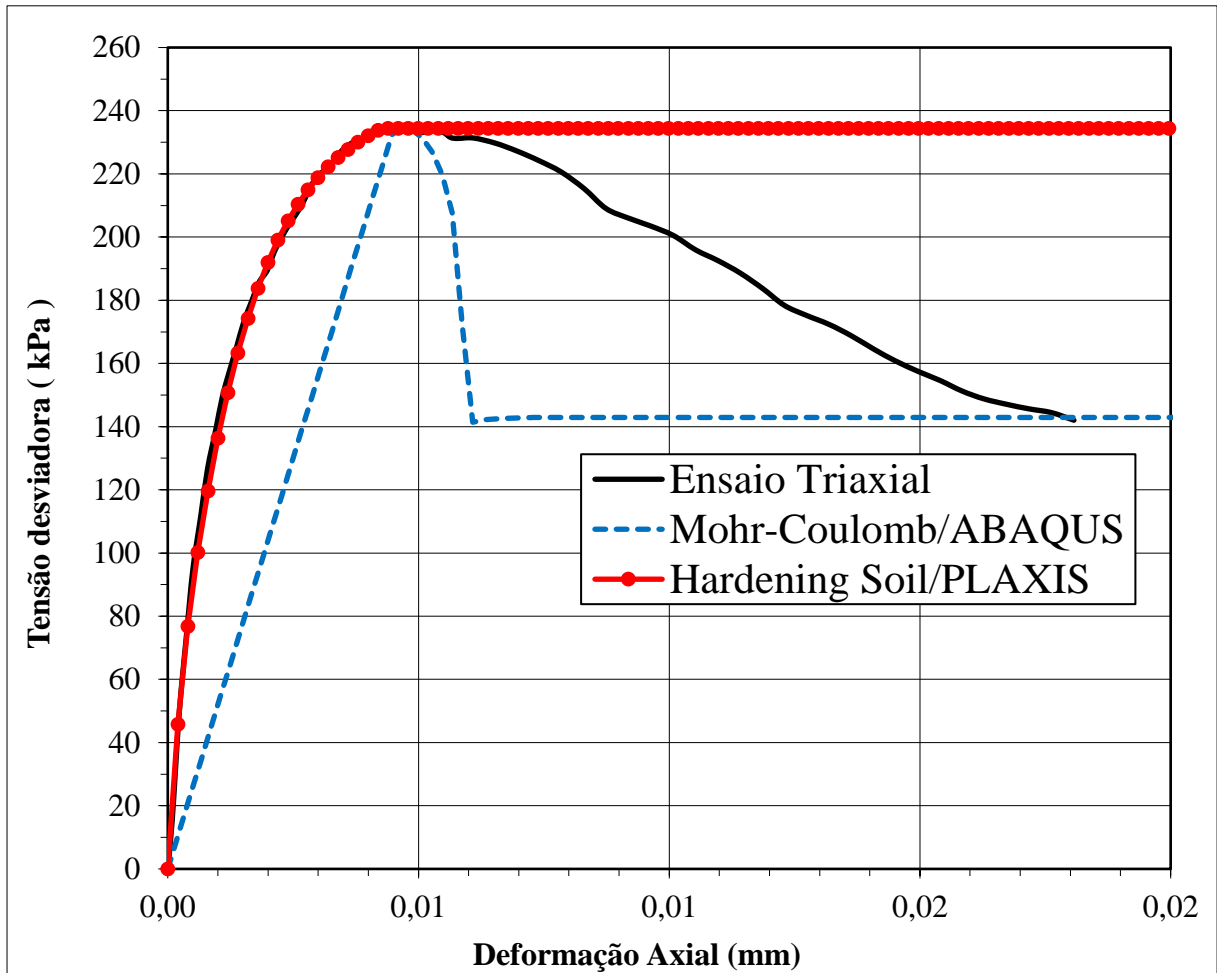


Figura 3.10. Comparação das curvas de deformação axial x tensão de cisalhamento: laboratório, Hardening Soil/Plaxis e Mohr-Coulomb com amolecimento/ABAQUS

As curvas de deformação axial vs. deformação volumétrica são demonstradas na Figura 3.11. Nota-se que a curva obtida através do modelo Hardening Soil reproduz melhor as deformações se comparada com o modelo Mohr-Coulomb que apresentam uma grande divergência com o real.

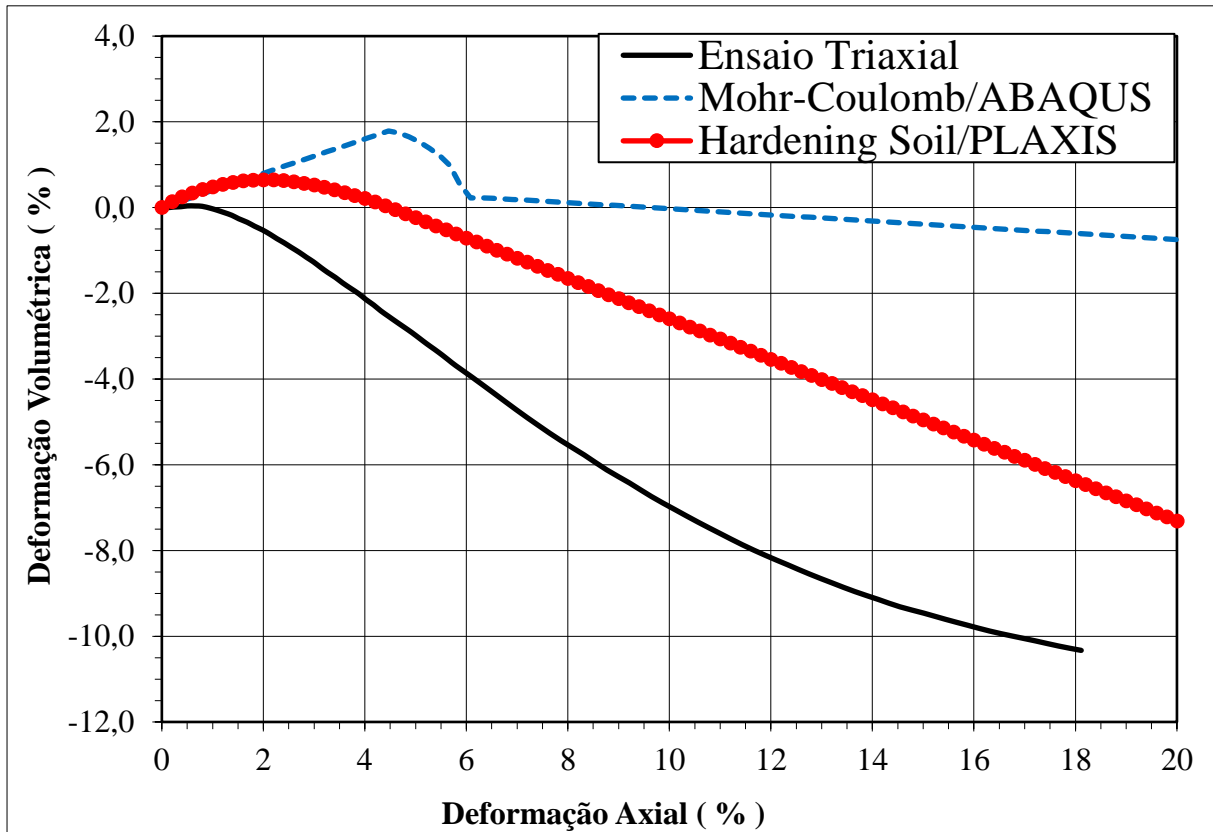


Figura 3.11. Comparação das curvas de deformação axial x deformação volumétrica: laboratório, Hardening Soil/Plaxis e Mohr-Coulomb com amolecimento/ABAQUS

Com base nos resultados discutidos tanto o Abaqus como o Plaxis são programas adequados para modelar numericamente o efeito de propagação de falhas. O Plaxis apresenta a vantagem de ser um software específico para fim geotécnico, de fácil utilização e possuir os modelos constitutivos que melhor representam o comportamento do solo. Por outro lado, nesse caso de grandes deformações o Abaqus tem a vantagem de permitir a implementação do amolecimento isotrópico no modelo original do Mohr Coulomb.

No presente estudo foi utilizado os dois softwares para reproduzir o modelo com ângulo de mergulho de 60° e comparação entre si.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

No presente capítulo serão apresentados os resultados das simulações numéricas do fenômeno de propagação de falhas tanto do ABAQUS como do Plaxis, considerando os diferentes deslocamentos impostos. Será analisada, principalmente, a evolução da zona de cisalhamento ao longo da camada de solo e a trajetória de tensões. A partir desses resultados serão desenvolvidas algumas discussões pertinentes.

4.1 Modelagens realizadas

As configurações aqui estudadas foram de falhamentos reverso e normal com ângulo de mergulho de 60° , a altura da camada de areia (H) é de 10 m e a largura da caixa é de 30 m. O deslocamento vertical da base (h) variou até conseguir identificar na superfície do terreno a faixa de cisalhamento, para tal os deslocamentos relativos (h/H) foram de 0,5%, 1%, 2%, 5%.

Em projetos de engenharia é importante levar em conta a distância horizontal do epicentro da falha até o ponto na superfície do terreno (C) que a falha atinge. Os parâmetros de engenharia na propagação de ruptura de falhas tectônicas estão apresentados na Figura 4.1.

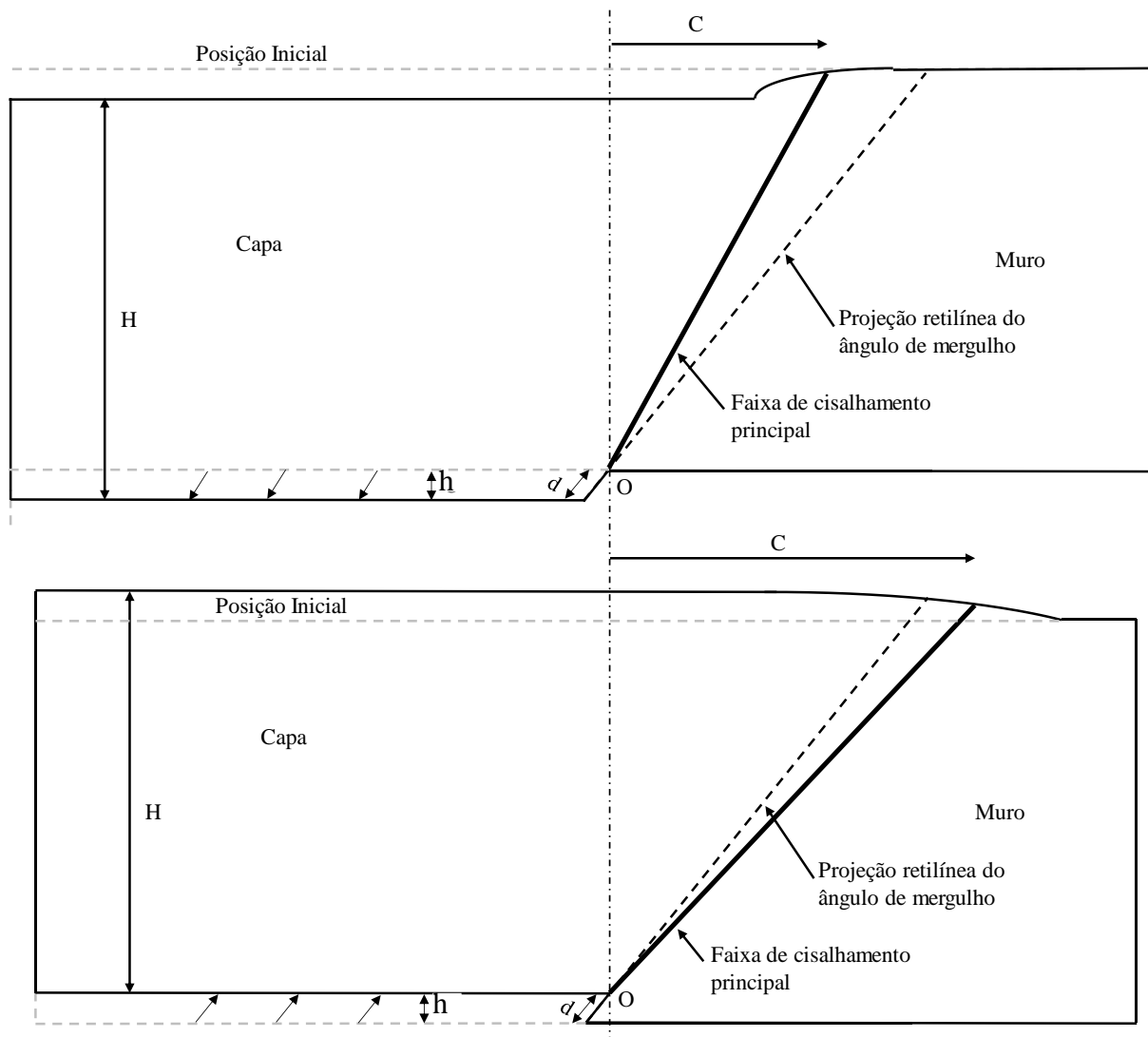


Figura 4.1. Esquema representativa da propagação de falha em uma camada de solo com a representação das variáveis de estudo (a) normal (b) reversa.

Baseado nos resultados das análises notou-se que o aumento do deslocamento relativo na base (h/H) impacta em um recalque diferencial mais acentuado, gerando uma zona de cisalhamento mais definida até a superfície.

Na prática é de fundamental importância saber a razão de deslocamento mínima necessária para gerar efeitos de distorção na superfície (h_0/H). Uma vez que, se em uma região, a razão de deslocamento previsto (h/H) com base em estudos geológicos for menor do que h_0 então não gerará grandes problemas no projeto das estruturas na região. O principal foco desse estudo é a análise das deformações ao longo da superfície de acordo com o

deslocamento da falha que possam afetar a funcionalidade e estabilidade das estruturas que estão assentes no solo.

O efeito do tipo de falha nos valores de h_0/H , analogamente pode ser explicado pela ruptura ativa vs. passiva em muros de contenção. A falha normal e a falha ativa de muros de contenção são caracterizadas por um regime de tensão de extensão, enquanto que, o regime de tensão de compressão caracteriza a falha reversa e ruptura passiva (Figura 4.2). Sabe-se que o deslocamento da parede necessário para atingir condições de ruptura ativa são bem menores do que aquele para a ruptura passiva, o que justifica a diferença nos valores de h_0/H .

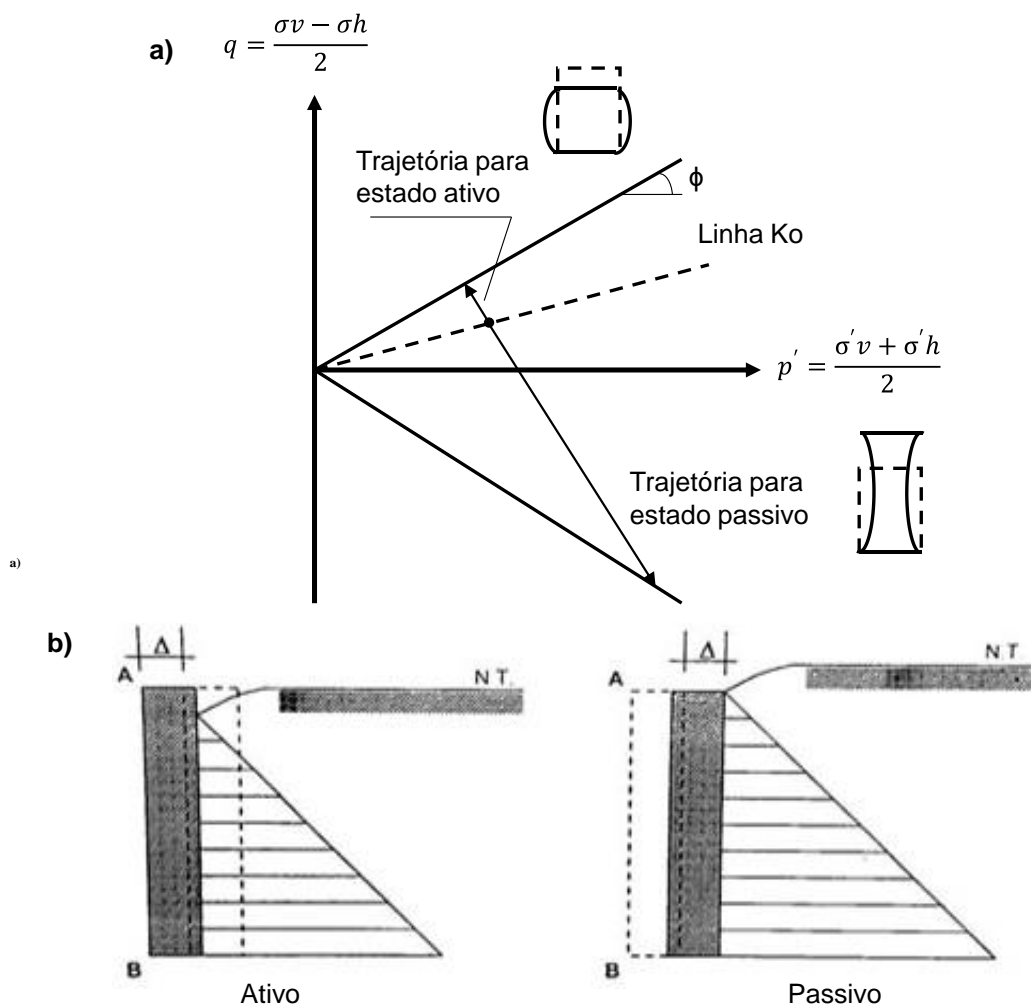


Figura 4.2. a) Trajetória de tensões efetivas associadas aos estados ativo e passivo; b) Esquema representativo do estado ativo e passivo, respectivamente (Gerscovich, 2010)

No item 4.2 serão apresentadas as saídas das análises feitas para o falhamento reverso. Já no item 4.3 serão apresentadas as saídas das análises para o falhamento normal. Por fim, no subcapítulo 4.4 estão as trajetórias de tensões das análises feitas.

Na análise dos resultados, a maioria dos parâmetros foi normalizado de acordo com a espessura da camada de solo. A discussão sobre a comparação entre os softwares e os modelos utilizados serão tratadas a seguir.

4.2 Falhamento Reverso

Nas figuras a seguir são apresentadas a geometria deformada em função das deformações plásticas cisalhantes para os deslocamentos relativos (h/H) de 0,5; 1; 2 e 5%, representando então as zonas plastificadas pela faixa de cores.

Os resultados da propagação da ruptura na camada de solo não necessariamente seguem a projeção retilínea do ângulo de mergulho imposto na base, a zona plastificada, colorida, apresenta uma curvatura e a inclinação inicial da principal zona cisalhada, é geralmente diferente do ângulo de mergulho imposto.

A faixa sob cisalhamento encontra a superfície do terreno com um ângulo maior do que o imposto. Esse comportamento é mais perceptível com o aumento do deslocamento relativo. Em outras palavras, a propagação da ruptura pode atingir distâncias maiores.

No modelo realizado com o Mohr-Coulomb – Abaqus utilizando o amolecimento isotrópico a zona plastificada atinge a superfície com 1% de deslocamento na base (Figura 4.4). Enquanto, no Hardening Soil – Plaxis percebe-se que a mesma não atinge a superfície. Ao atingir 5% de deslocamento na base, a zona plastificada se difunde, ficando mais larga no meio da camada (Figura 4.6).

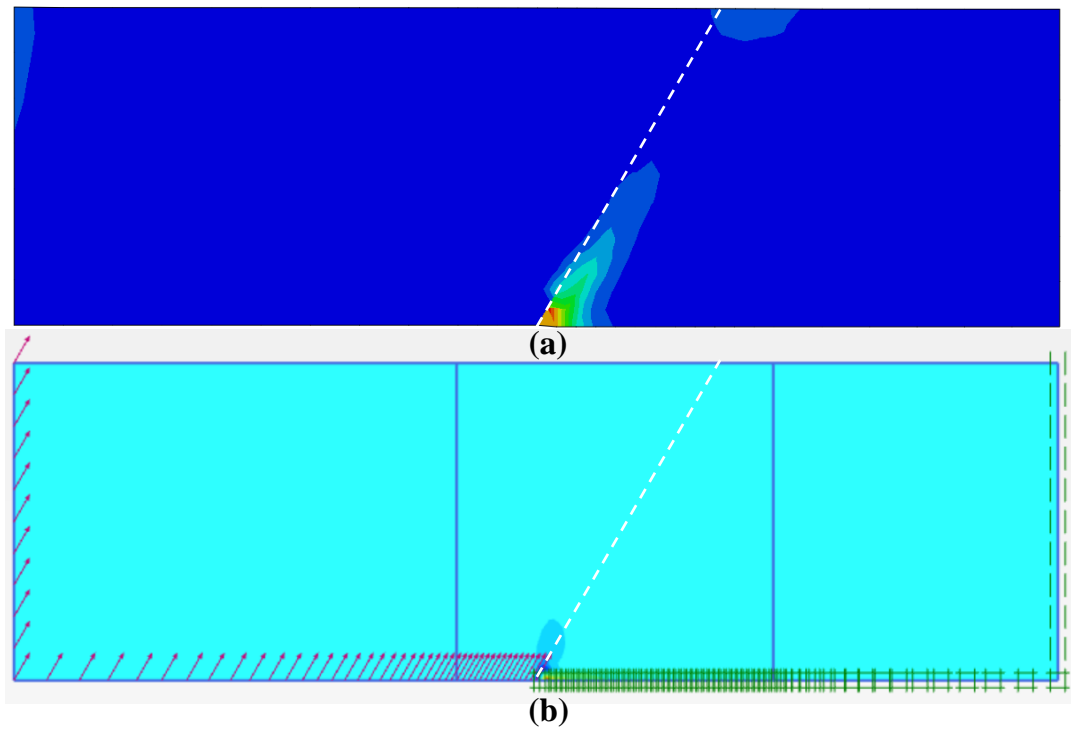


Figura 4.3. Geometria em função do falhamento reverso com ângulo de 60° e deslocamento relativo(h/H) 0,5% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis

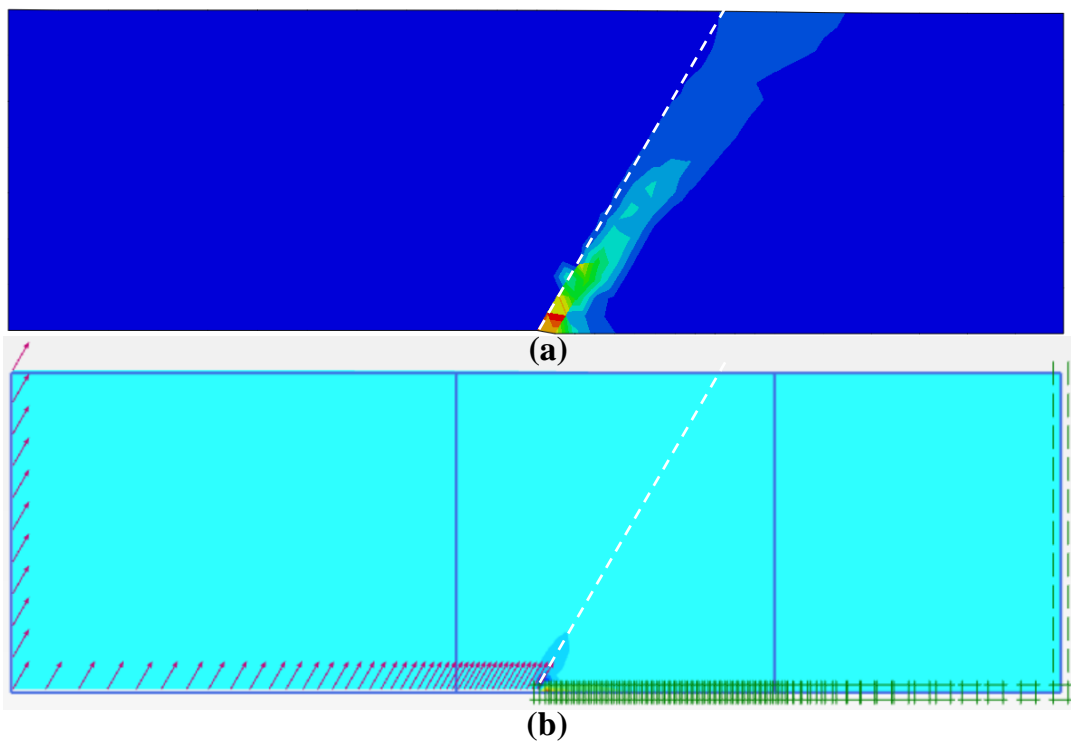


Figura 4.4. Geomtria deformada em função do falhamento reverso com ângulo de 60° e deslocamento relativo(h/H) 1% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis

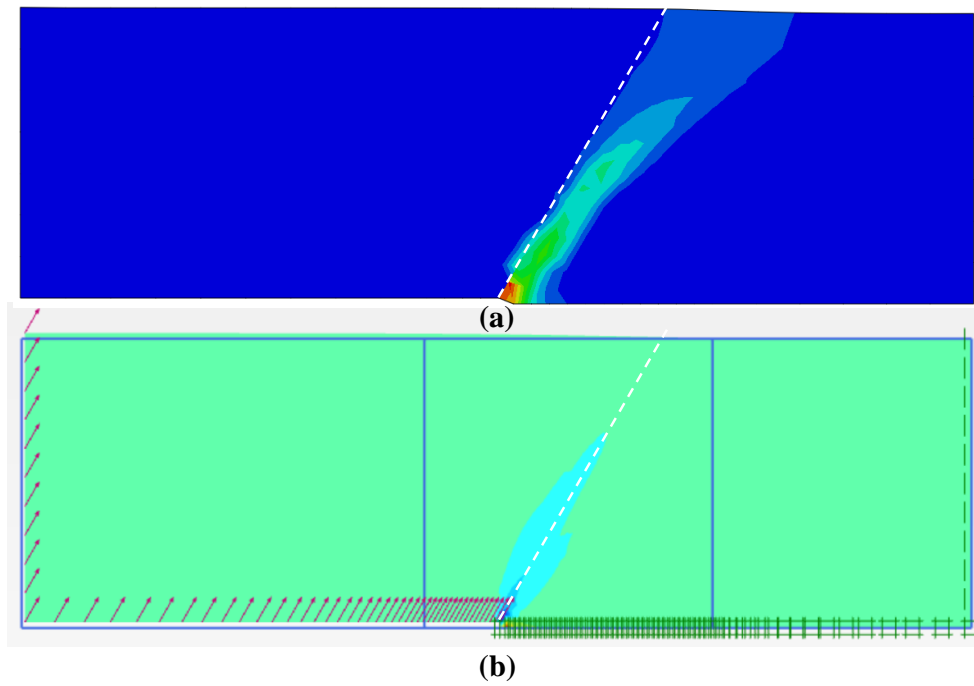


Figura 4.5. Geometria deformada em função do falhamento reverso com ângulo de 60° e deslocamento relativo (h/H) 2% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis

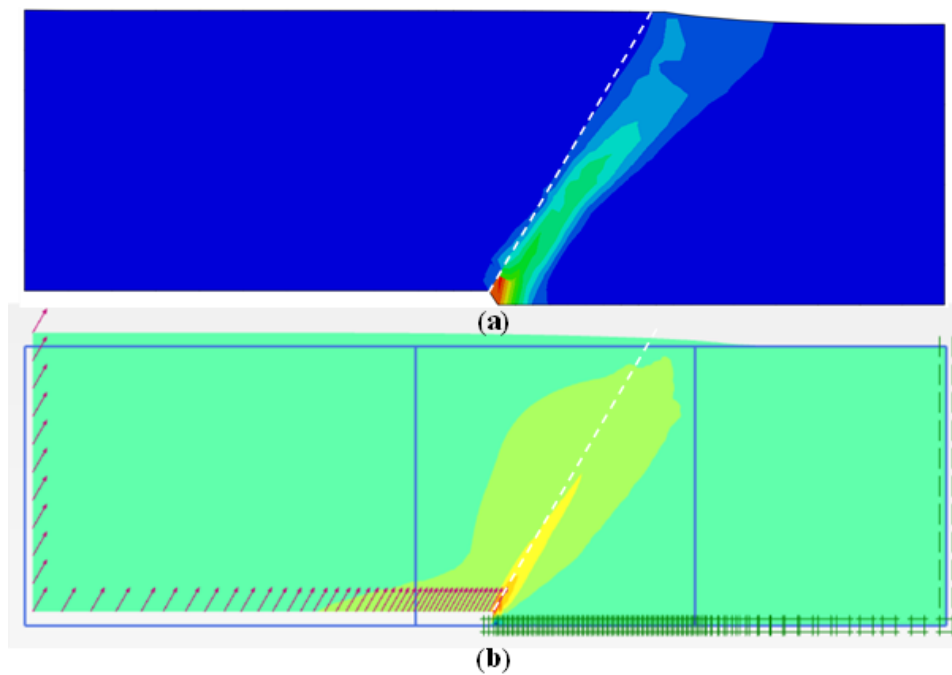


Figura 4.6. Geometria deformada em função do falhamento reverso com ângulo de 60° e deslocamento relativo (h/H) 5% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis

Na Figura 4.7 é possível perceber a evolução do greide da superfície com o aumento normalizado de deslocamento de falhamento reverso de acordo com o modelo constitutivo utilizado. O eixo das abcissas corresponde a distância horizontal do epicentro normalizada com a espessura de solo.

Este perfil de deformação provê informações importantes para mitigar os impactos nas estruturas assentes na superfície do terreno de acordo com a série histórica de falhamento. O deslocamento de $0,5\%H$ é similar utilizando ambos os modelos. No aumento gradual de deslocamento o comportamento da superfície se diferencia entre os dois modelos.

O Mohr-Coulomb com o strain-softening depois de atingir o pós-pico possui uma deformação mais acentuada, refletindo na superfície do terreno uma escarpa bem definida acima de 2% de deslocamento na base em relação à altura do modelo. Para o caso dos modelos realizados com o modelo Hardening Soil, percebe-se que a zona de recalque é bem mais atenuada se comparada com o Mohr-Coulomb.

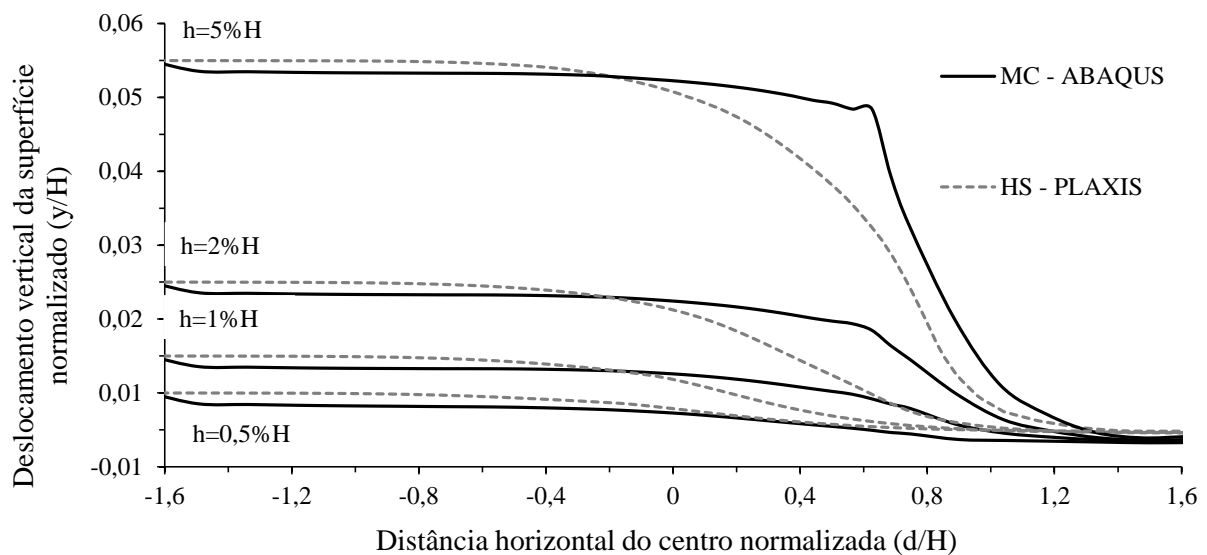


Figura 4.7. Evolução do greide da superfície com aumento normalizado de deslocamento da falha (h)

A partir das análises numéricas também foi realizado o estudo de trajetória de tensões do falhamento reverso que será visto subcapítulo 4.4.

4.3 Falhamento Normal

Nessa seção serão comentados os resultados da malha deformada em função das deformações plásticas cisalhantes para os deslocamentos relativos (d/H) de 0,5; 1; 2 e 5%.

De maneira geral, assim como ocorre no falhamento reverso a propagação da ruptura na camada de solo não segue a projeção retilínea do ângulo de mergulho imposto na base. No entanto, diferentemente do falhamento reverso, a zona plastificada da falha normal tende a ser mais verticalizada, ou seja, a propagação da ruptura tende a ser mais próxima do epicentro.

No caso de falhamento normal com ângulo de mergulho igual a 60° é necessário menos do que 1% de deslocamento da base para a falha atingir a superfície.

A zona plastificada atinge a superfície com 0,5% de deslocamento imposto na base, no modelo com o amolecimento isotrópico (Figura 4.8). Enquanto, no modelo utilizando o Hardening Soil percebe-se que a zona plástica atinge a superfície a partir de 2% (Figura 4.10). Comparando com o falhamento reverso, a zona plastificada é mais estreita.

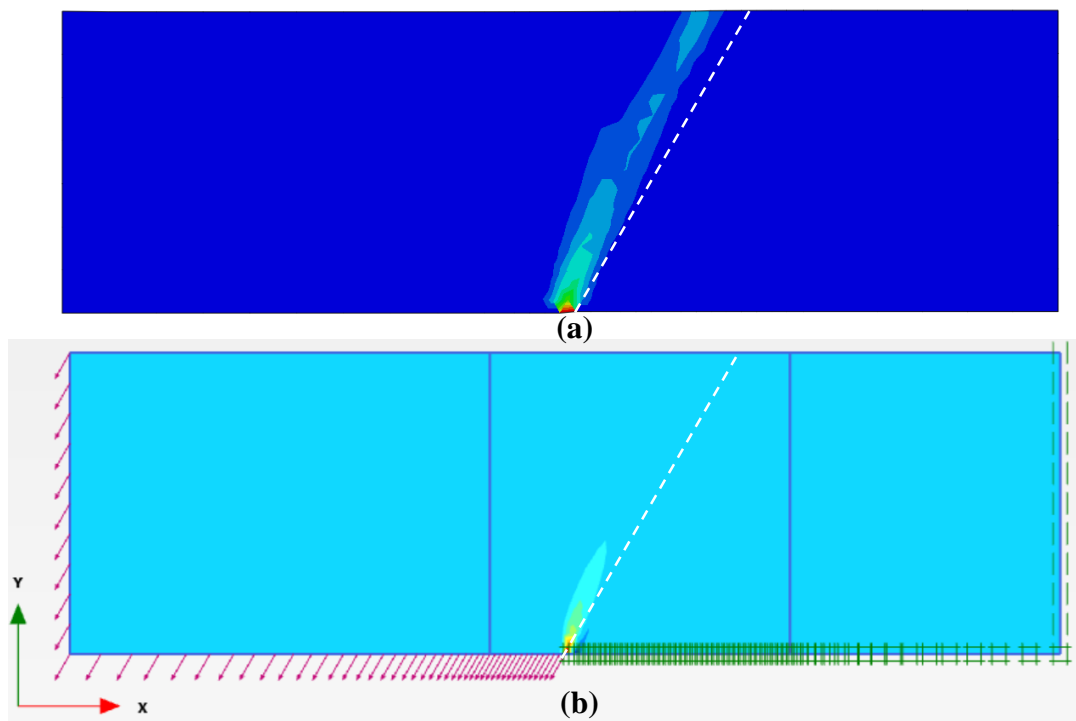


Figura 4.8. Geometria deformada em função do falhamento normal com ângulo de 60° e deslocamento relativo (h/H) 0,5% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis

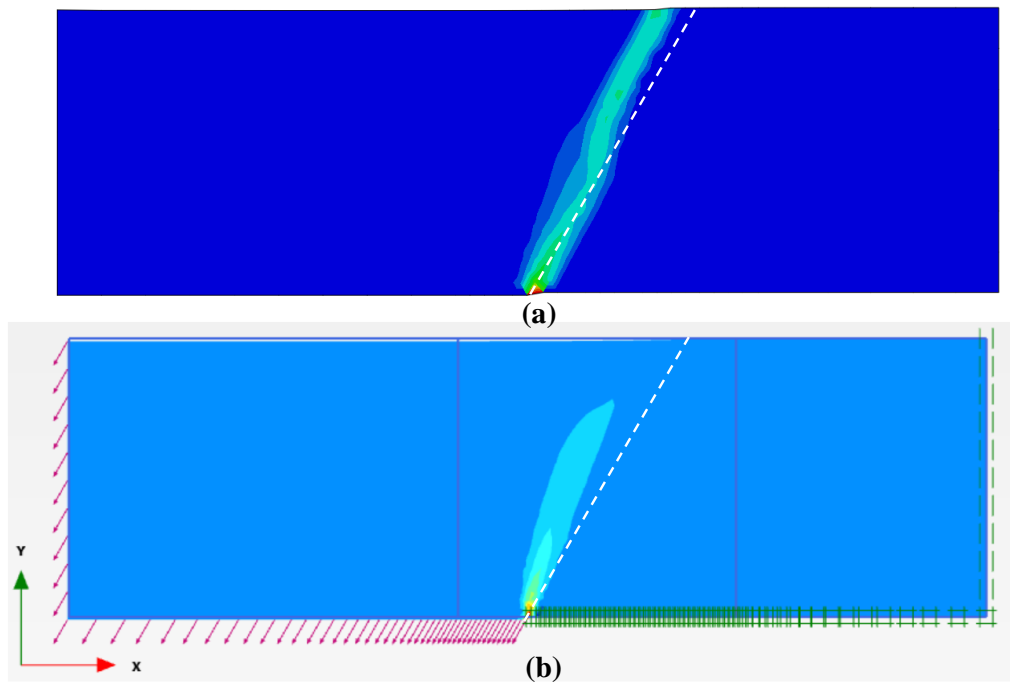


Figura 4.9. Geometria deformada em função do falhamento normal com ângulo de 60° e deslocamento relativo (h/H) 1% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis

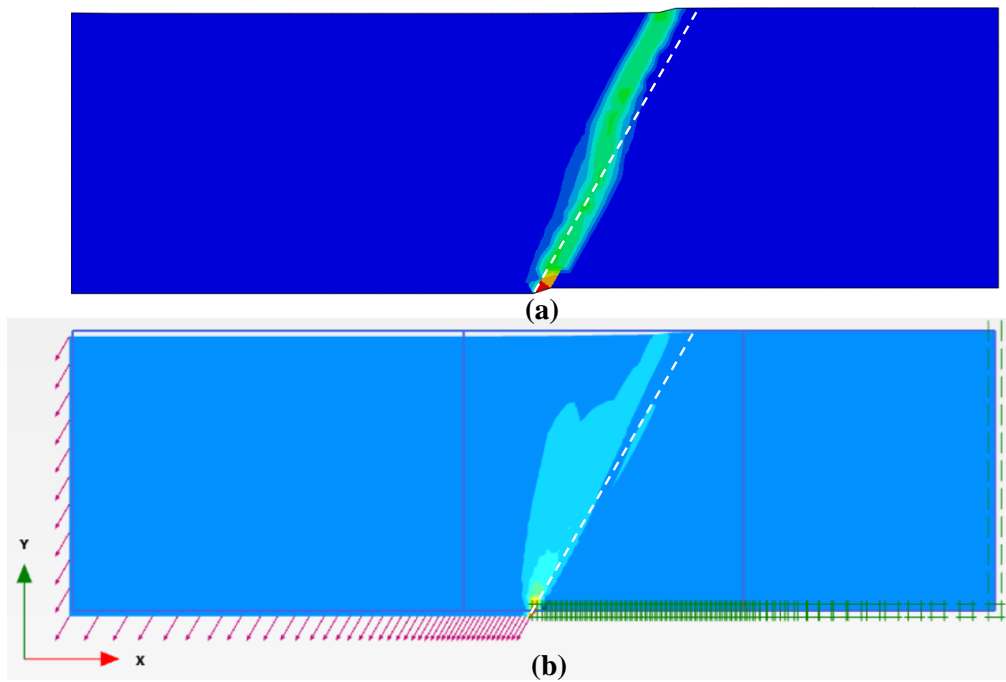


Figura 4.10. Geometria deformada em função do falhamento normal com ângulo de 60° e deslocamento relativo (h/H) 2% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis

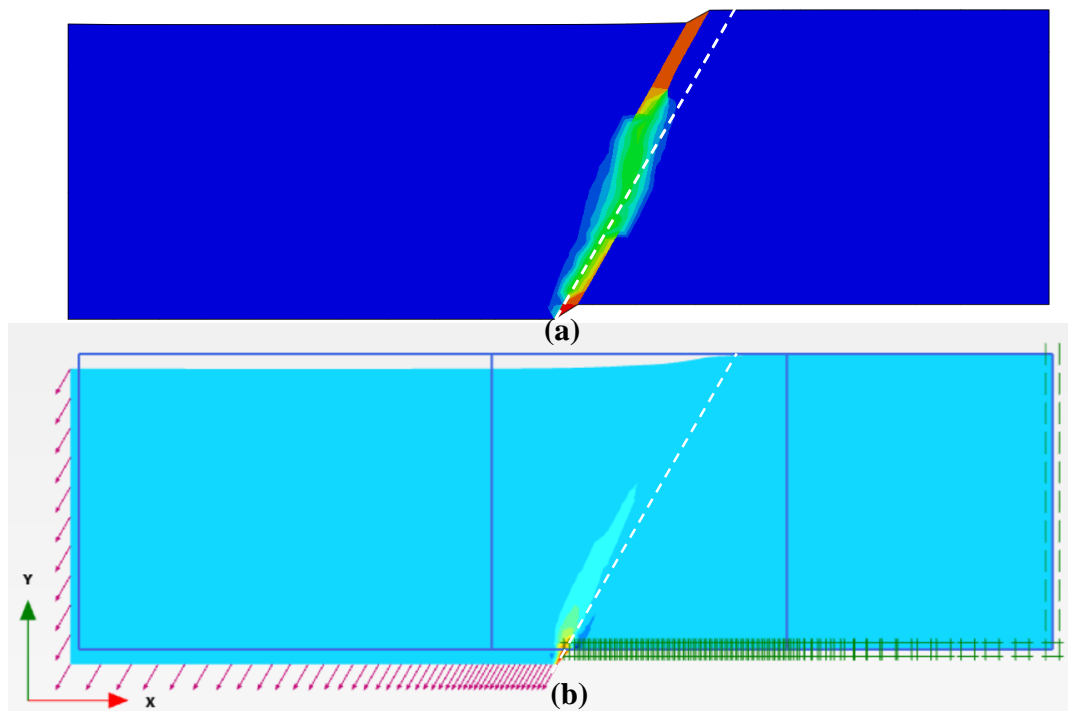


Figura 4.11. Geometria deformada em função do falhamento normal com ângulo de 60° e deslocamento relativo(h/H) 5% (a) Mohr-Coulomb com strain softening – Abaqus (b) Hardening Soil - Plaxis

A evolução do greide da superfície com o aumento normalizado de deslocamento de falhamento normal de acordo com o modelo constitutivo utilizado é demonstrado na Figura 12. O eixo das abcissas corresponde a distância horizontal do epicentro normalizada com a altura de solo.

O perfil de deformações de falhamento normal ajuda a evidenciar que é mais verticalizado e reflete no deslocamento imposto na superfície, uma vez que a zona perturbada é mais próxima do epicentro se comparada com o falhamento reverso.

Da mesma forma que ocorreu no falhamento reverso, os modelos constitutivos apresentaram um modelo de comportamento similar. A análise com o modelo Hardening soil apresenta o perfil da superfície do terreno atingido pela propagação da ruptura mais suavizado e amplo se comparado ao Mohr Coulomb com o amolecimento isotrópico feito no Abaqus.

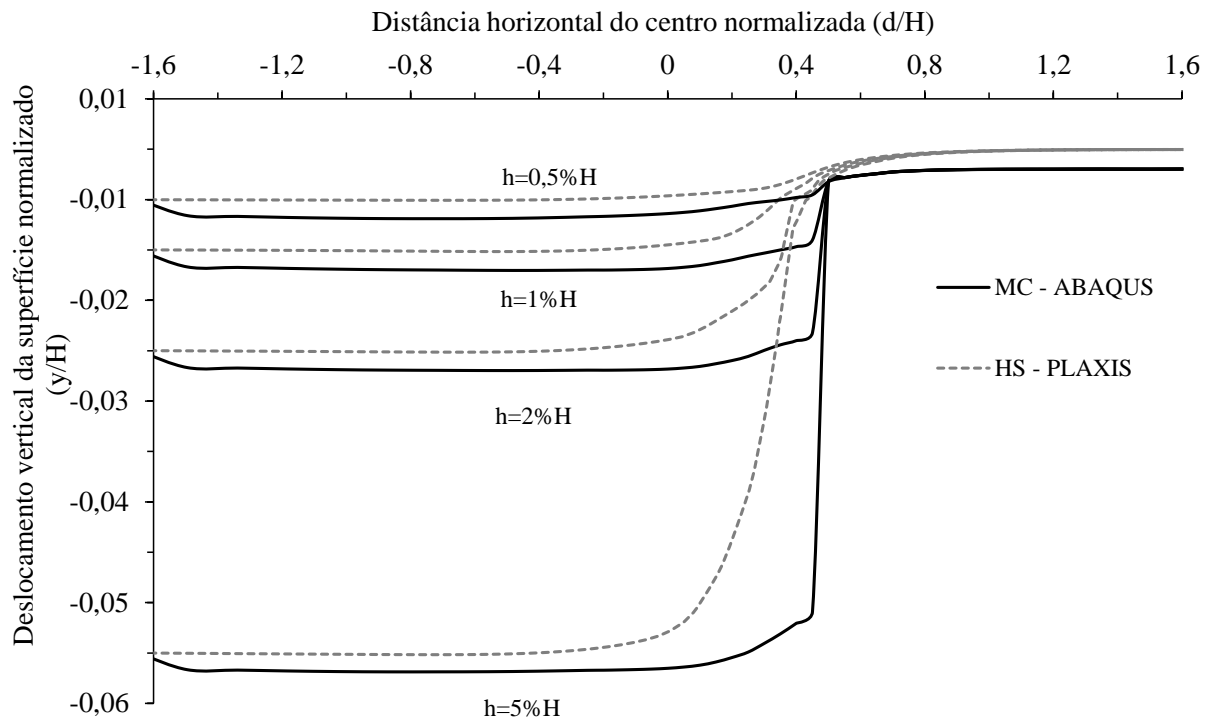


Figura 4.12. Evolução do greide da superfície com aumento normalizado de deslocamento da falha normal (h)

4.4 Trajetória de Tensões

Para ter um melhor entendimento do fenômeno do falhamento foi analisado as trajetórias de tensões para os dois tipos de movimentos estudados conforme o Hardening Soil do Plaxis. Na figura abaixo está o gráfico da trajetória de tensões para falhamento reverso e normal com deslocamento relativo (h/H) de 5%, a seguir estão as análises e os diagramas das tensões principais.

Os pontos de tensão do falhamento reverso e normal estão indicados nas Figura 4.14 e Figura 4.15. respectivamente.

Trajétoria de Tensões - Normal e Reverso

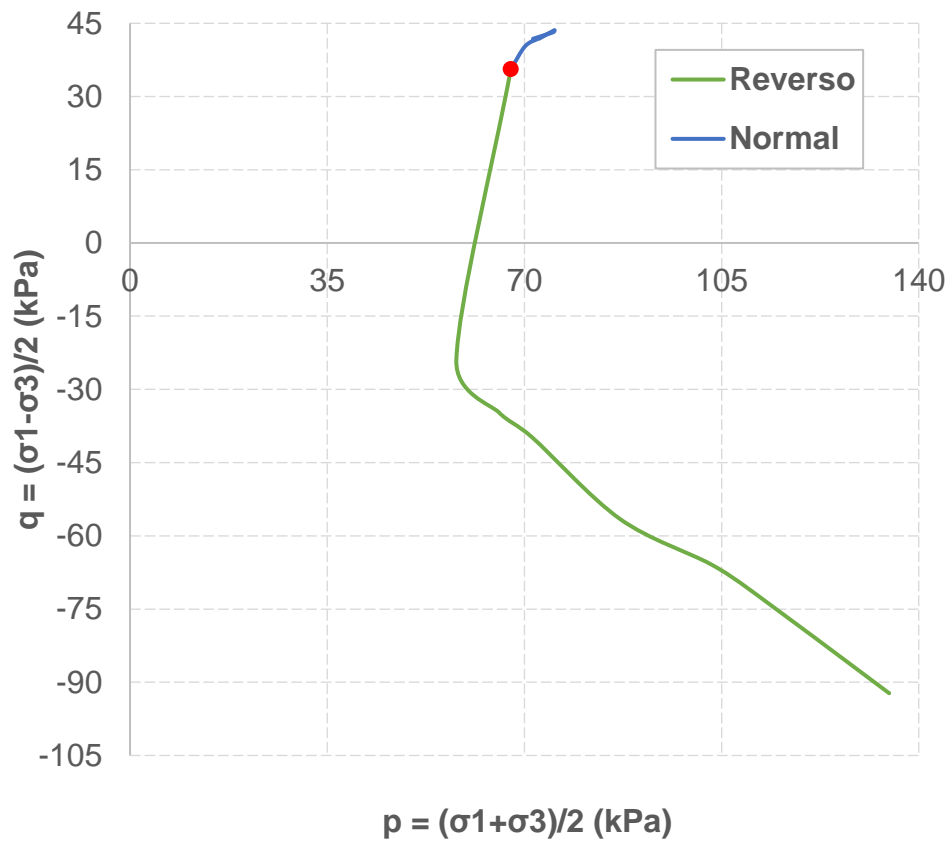


Figura 4.13. Gráfico de trajetória de tensões para falha reversa e normal

4.4.1 Falhamento Reverso

Com base nas análises realizadas, para um elemento no centro da camada de depósito de solo localizado na zona de cisalhamento, a tensão principal menor aumenta até atingir um estado próximo ao isotrópico (Figura 4.14). Com o aumento do deslocamento, o cisalhamento aumenta também. Um momento a tensão horizontal supera a tensão vertical no centro da região do cisalhamento. A Figura 4.14 demonstra a trajetória de tensões.

A trajetória de tensões é muito similar à do ensaio de extensão em deformação plana (carregamento). A trajetória de tensões para o caso de falhamento reverso é análoga ao estado de empuxo de terra passivo de Rankine. É necessário, relativamente um deslocamento do

falhamento maior para mobilizar completamente a ruptura passiva de Rankine do que a ruptura ativa.

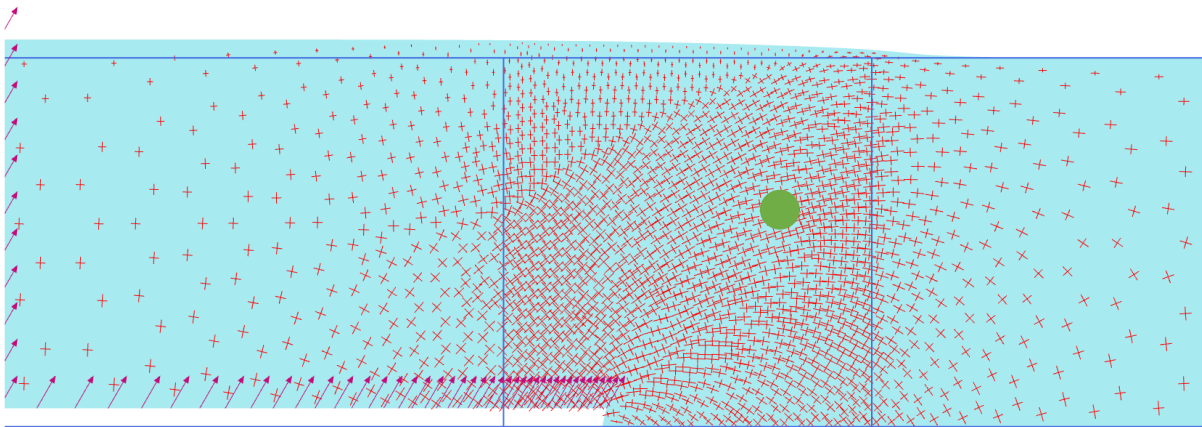


Figura 4.14. Esquema da resposta do solo mediante o deslocamento reverso normalizado de 5% em relação a altura

4.4.2 Falhamento Normal

No falhamento normal as tensões principais rotacionam em uma zona relativamente pequena próxima a ruptura, mas permaneceu na direção predominantemente vertical. A tensão principal maior na zona da ruptura gira levemente para acomodar o cisalhamento ao longo do plano de ruptura (Figura 4.15). A trajetória de tensões na zona de cisalhamento pode ser representada pelo modo de cisalhamento com deformação plana de compressão (descarregamento).

A tensão principal maior permaneceu praticamente constante, enquanto, a tensão principal menor diminuiu até a falha. A trajetória de tensão demonstrada na Figura 4.13 é similar ao empuxo de terra ativo de Rankine, o qual pode ser contrastado para o caso do movimento reverso discutido anteriormente.

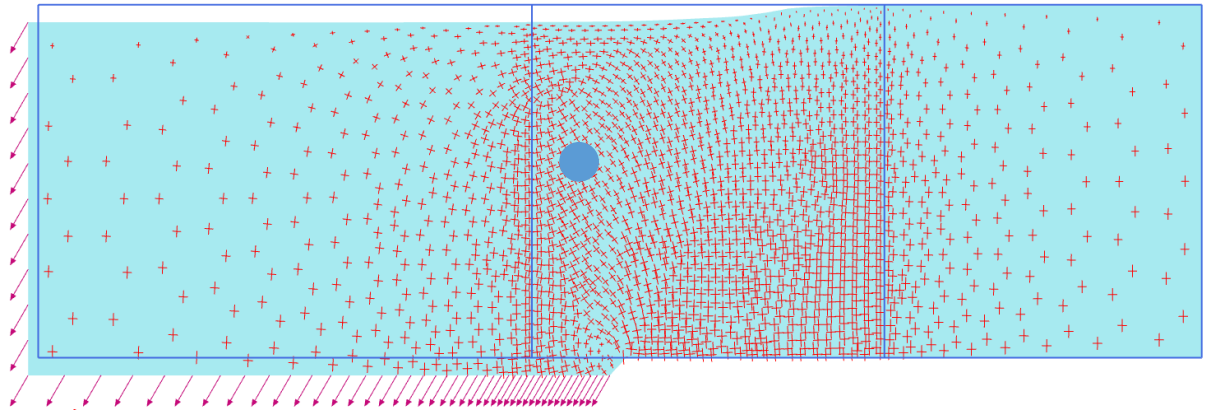


Figura 4.15. Esquema da resposta do solo mediante o deslocamento normal de 5% em relação a altura

5. CONCLUSÕES

O presente estudo se concentrou no fenômeno de propagação da ruptura de falhas em solos arenosos utilizando modelagem numérica para a validação das dimensões da caixa a ser realizado o ensaio centrífugo na COPPE/UFRJ, verificando a existência de efeito de borda e prever os efeitos na superfície do modelo.

Foi possível validar que as dimensões da caixa não iriam impactar no efeito de borda e as deformações plásticas cisalhantes que ocorrerão no ensaio físico não irão ser interferidos pelo tamanho da caixa.

Grande parte do solo não é perturbada pela propagação da ruptura da falha, a região de deformação e tensão se concentra na região próxima da mesma e segue a projeção do ângulo de mergulho. No caso do falhamento reverso a projeção da propagação da ruptura tende a ser mais horizontal, ou seja, a superfície do terreno atingida é mais distante do epicentro. Ao passo que, no falhamento normal o ângulo da propagação da ruptura aumenta, com a tendência de ser mais verticalizado e a zona da superfície do terreno com maior recalque diferencial mais próxima do epicentro.

Esse tipo de comportamento correlaciona com a deformação da superfície, no falhamento normal a escarpa é bem mais definida do que no falhamento reverso.

A magnitude da deformação plástica cisalhante depende fortemente do deslocamento relativo imposto na base. Para atingir a superfície do terreno, no presente caso o falhamento normal foi necessário menos que 1% de h/H , já no falhamento reverso foi necessário um deslocamento relativo maior. Essa relação é evidenciada na trajetória de tensões, tal que, a magnitude de tensão para atingir ruptura no falhamento reverso é maior.

Além do mais, a análise dos modos de cisalhamento durante o falhamento e os efeitos das tensões na massa de solo foram estudados. Os resultados das análises numéricas demonstraram que as trajetórias de tensões na zona de ruptura são análogas aos ensaios de deformação plana de extensão (carregamento) e deformação plana de compressão (descarregamento) para as falhas reversas e normais, respectivamente.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Em resumo, os resultados desse trabalho preliminar foram satisfatórios. No entanto, durante o desenvolvimento desse trabalho, alguns itens não foram testados. Logo, para trabalhos futuros sugere-se a:

1. Realização de modelos numéricos utilizando a metodologia numérica XFEM;
2. Realização de modelos com análise paramétrica das características do solo;
3. Avaliação da viabilidade do uso do Material Point Method (MPM) para a modelagem numérica de problemas de grandes deformações;
4. Análise do comportamento de tensões em dutos parcial e totalmente enterrados na vizinhança de falhas, variando diâmetro, enterramento, ângulo da falha; cruzamento de falhas e deformação permanente do terreno.
5. Estender os estudos para problemas em 3D;
6. Avaliar falhas com diferentes ângulos de mergulhos.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS. (2009). User Manual and Theory Manual (6.9), *Simulia, Dassault Systems, Providence, RI*.

Abbo, A.J., and Sloan, S.W. (1995). A Smooth Hyperbolic Approximation to the Mohr-Coulomb Yield Criterion. *Computers & Structures*, Vol. 54, No. 3, pp. 427-441.

Ambraseys, N., Jackson, J. (1984) Seismic movements. *Ground movements and their effects on structures*, P. B. Attewell e R. K. Taylor, eds., Surrey University Press, Surrey, U. K., 353-380.

Anastasopoulos, I. (2009) Fault Rupture – Soil – Foundation – Structure Interaction (FR-SFSI). *Tese de Doutorado*. National Technical University, Atenas.

Anastasopoulos, I. Callerio, A. Bransby, M. F. Davies, M. C.R. El Nahas, A. Faccioli, E. Gazetas, G. Masella, A. Paolucci, R. Pecker, A. Rossignol, E. (2008) Numerical analyses of fault-foundation interaction. *Bulletin of Earthquake Engineering*, v. 6, n. 4, p. 645–675.

Anastasopoulos, I. Gazetas, G. Bransby, M. F. Davies, M. C. R. El Nahas, A. (2007) Fault Rupture Propagation through Sand: Finite-Element Analysis and Validation through Centrifuge Experiments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 133, n. 8, p. 943–958.

Angelier J, Lee J-C, Hu J-C, Chu H-T (2003) Three-dimensional deformation along the rupture trace of the September 21st, 1999, Taiwan earthquake: a case study in the Kuangfu school. *Journal Structural Geology* 25:351–370

Athanasopoulos, G. A. (2009) Discussion of “Fault Rupture Propagation through Sand: Finite-Element Analysis and Validation through Centrifuge Experiments” by I. Anastasopoulos, G. Gazetas, M. F. Bransby, M. C. R. Davies, and A. El Nahas. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 135, n. 6, p. 844–845.

Barrientos, S.E., Ward, S.N., Gonzalez-Ruiz, J.R., and Stein, R.S. (1985) Inversion for moment as a function of depth from geodetic observations and long period body waves of the 1983 Borah Peak, Idaho earthquake, *U.S. Geological Survey Open-file Report* 85-290, pp. 485-518.

Barrows, A. G., Kahle, J. E., Weber, F. H., Jr., and Saul, R. B. (1973). Map of surface breaks resulting from San Fernando, California earthquake of February 9, 1971. San

Fernando, California, earthquake of February 9, 1971. L. M. Murphy, ed., *U.S. Department of Commerce*, Washington, D.C.

Bonilla, M. G. (1988). Faulting and Seismic Activity. In *The Heritage of Engineering Geology: The First Hundred Years*. Ed. G. A. Kiersch. Boulder, Colorado, *Geological Society of America*, Centennial Special Volume 3

Bransby MF, Davies MCR, El Nahas A (2008) Centrifuge modelling of normal fault-foundation interaction. *Bull Earthq Engineering*, special issue: Integrated approach to fault rupture and soil-foundation interaction.

Bray, J. D. (1990). The effects of tectonic movements on stresses and deformations in earth embankments. *Tese de Doutorado*, University of California,

Bray, J. D.; Seed, R. B.; Bolton Seed, H. (1989). The effects of tectonic movements on stresses and deformations in earth embankments (*UCB/EERC-90/13 Report*). n. September, p. 421

Bray, J. D., Seed, R. B., Cluff, L. S., and Seed, H. B. (1994¹) Earth- quake fault rupture propagation through soil. *Journal Geotechnical. Engineering.*, 120(3), 543–561

Bray, J. D., Seed, R. B., and Seed, H. B. (1994²). Analysis of earth- quake fault rupture propagation through cohesive Soil. *Journal Geotechnical. Engineering.*, 120(3), 562–580.

Brune J. N, Allen C. R (1967) A low-stress-drop, lowmagnitude earthquake with surface faulting. The imperial, California, earthquake of March 4, 1966. *Bull Seismol Soc Am* 57:501–514

Budhu, M. (1984) Nonuniformities imposed by simple shear apparatus. *Canadian Geotechnical. Journal*,21(1), 125–137

Buelna, M. I. (2017) The Role of soil stiffness in reverse fault rupture propagation. *Dissertação de Mestrado*. Faculty of California Polytechnic State University, San Luis Obispo.

Chang K. C. Chang D.W. Tsai M.H., Sung Y. C. (2000) Seismic performance of highway bridges. *Earthquake Engineer Seismol* 2(1):55–77

Chen, W.F., and Han, D.J. (1987). *Plasticity for Structural Engineers*. Springer-Verlag, New York, New York.

Cole, D. A. J., Lade, P. V. (1984) Influence zones in alluvium over dip-slip faults. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 110, pp. 599-615.

Crone A. J., Machette M. N., Bonilla M. G., Lienkaemper J. J., Piece K. L., Scott W. E., Buckman R. C. (1987) Surface faulting accompanying the Borah Peak earthquake and segmentation of the lost river fault, Central Idaho. *Bull Seismol Soc Am* 77(3):739–770.

Dong J. C. (1999) Brief introduction of safe distance regulations of Earthquake rupture 'Building Seismic Design' Code Revised profile (Five). *Eng Seism* 2:14–16

Doser D. I., Smith R. B. (1988) Source parameters of the 28 October 1983 Borah Peak, Idaho, earthquake from body wave analysis. *Bull Seismol Soc Am* 75:1041–1051

Faccioli E, Anastasopoulos I, Gazetas G, Callerio A, Paolucci R (2008) Fault rupture-foundation interaction: selected case histories. *Bull Earthq Eng*, special issue: Integrated approach to fault rupture- and soil- foundation interaction.

Fu-bintu (2020) Study on reverse fault rupture propagation through sand with inclined ground surface. *Engineering Geology*. v. 276, October 2020.

FURLAN, F. A. C. (2011) Métodos locais de integração explícito e implícito aplicados ao método de elementos finitos de alta ordem.

Gerolymos, N., Vardoulakis, I., and Gazetas, G. (2007) A thermo-poro- visco-plastic shear band model for seismic triggering and evolution of catastrophic landslides. *Soils Foundation*, 47(1), 11–26

Gerscovich, D. M. S. (2010) *Notas de Aula Empuxos de Terra*.

Guo E. D., Shao G. B., Bo G. S., Ji S. Z. (2002) A method for earthquake rupture analysis of overlying soil site. *Earthq Eng Eng Vib* 22(5):122–126

Hadley J. B. (1964) Landslides and related phenomena accompanying the Hebgen earthquake of August 7, 1959. *U.S. Geological Survey*, Paper 435.

Horsefield, W. T. (1977). An Experimental Approach to Basement-Controlled Faulting. *Geologie en Mijnbouw*, Vol. 56, No. 4, pp. 363-370.

HU, Y., RANDOLPH, M. F. (1998) A practical numerical approach for large deformation problems in soils. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, v. 22, p. 327–50.

Jewell, R. A., Roth, C. P. (1987) Direct shear tests on reinforced sand. *Geotechnique*, 37(1), 53–68.

Kelson KI, Kang K-H, Page WD, Lee C-T, Cluff LS (2001) Representative styles of deformation along the Chelungpu fault from the 1999 Chi–Chi (Taiwan) Earthquake: Geomorphic characteristics and responses of man-made structures. *Bull Seismol Soc Am* 91(5):930–952.

Kim, N., Sankar, B.V. (2011) *Introdução à Análise e ao Projeto em Elementos Finitos*. Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro

Klisinski, M., Mroz, Z. (1988) Description of Inelastic Deformation and Degradation of Concrete. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 24, No. 4, pp. 391-416.

Ko, H.Y., 1988. Summary of the state-of-the-art in centrifuge model testing. *Centrifuge in Soil Mechanics*, p.11-28.

Kusakabe, O. (2020) Development of a fault simulator for soils under large vertical stress in a centrifuge. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*. v. 20 issue 3. p. 118-131.

Jewell RA, Roth CP (1987) Direct shear tests on reinforced sand. *Géotechnique* 37(1):53–68.

Loukidis D., Bouckovalas G. (2001) Numerical simulation of active fault rupture propagation through dry soil. In: Prakash S, editor. *Proceedings of the fourth international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics*. San Diego, California. University of Missouri- Rolla; Paper no. 3.04.

Loukidis, D., Bouckovalas, G. D., Papadimitriou, A. G. (2009) Analysis of fault rupture propagation through uniform soil cover. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 29, n. 11–12, p. 1389–1404.

Mabsout, M. (2018) Numerical investigation of dip-slip fault propagation effects on offshore seabed sediments. *Engineering Geology*. v. 237, p. 149-167.

Mair, R. J. (1979). Centrifugal modelling of tunnel construction in soft clay. *Tese de Doutorado*, Cambridge University, UK.

Menetrey P., Willam K., A. (1995) Triaxial Failure Criterion for Concrete and Its Generalization, *ACI Structures Journal*.

Morgenstern, N. R., Tchalenko, J. S. (1967) Microscopic structures in Kaolin subjected to direct shear. *Geotechnique*, 17(4), 309–328.

Nakai, T., Muir Wood, D., Stone, K. J. L. (1995) Numerical calculations of soil response over a displacing basement. *Soils Foundation*, 35(2), 25–35.

Ng, C. W. W. (2014) The state-of-the-art centrifuge modelling of geotechnical problems at HKUST. *Journal of Zhejiang University: Science A*, v. 15, n. 1, p. 1–21.

Oakeshott G. B. (1973) Patterns of ground ruptures in fault zones coincident with earthquakes: some case histories, the association of engineering geologists. *Reprinted from geology, seismicity, and environmental impact, special publication*, October, pp 287–312.

Paula, C. F. de (1997) Estudo das descrições lagrangiana e euleriana na análise não-linear geométrica com o emprego do método dos elementos finitos. *Dissertação de Mestrado*. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

Plafker, G. (1967) Surface faults on Montague Island associated with the 1964 Alaska earthquake. *USGS Professional Paper 543-G*, U.S. Geological Survey, Washington, DC

PLAXIS (2015) Finite element code for soil and rock analyses, *Users Manual*, by R.B.J. Brinkgreve, Rotterdam, Balkema.

Potts, D. M., Zdravkovic L. (1999) Finite element analysis in geotechnical engineering: application. London: Thomas Telford.

Potts, D. M., Dounias, G. T., Vaughan, P. R. (1987). Finite Element Analysis of the Direct Shear Box Test. *Geotechnique*, Vol. 37, No. 1, pp. 11-23.

Qu, H. L., Wu, Y., Zhang, B. K., Hu, Q. D., Xiao, Z. L. (2018) Response Analysis of the Free Field under Fault Movements. *Advances in Materials Science and Engineering*, v. 2018.

Roth, W. H., Sweet, J., Goodman, R. E. (1982) Numerical and physical modelling of flexural Slip phenomena and potential for fault movement. *Rock Mechanics Supplement*, 12, 27–46.

Saada, A. S., Townsend, F. C. (1981) State of the art: Laboratory strength testing of soils. *ASTM Special Technical Publication 740*, ASTM, West Conshohocken, Pa., 7–77.

Sampa, N. C. (2019) Modelagens dos Mecanismos de interação de linhas de ancoragem de plataformas offshore em Solos Argilosos. *Tese Doutorado*, 352 f. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Porto Alegre.

Schweiger, H.F. (1994) On the Use of Drucker-Prager Failure Criteria for Earth Pressure Problems. *Computers and Geotechnics*, Vol. 16, No. 3, pp. 223-246.

Schweiger, H.F. (2008) The Role of Advanced Constitutive Models in Geotechnical Engineering. *Geomechanics and Tunnelling*, Vol. 1, No. 5, pp. 336-344.

Shibuya, S., Mitachi, T., and Tamate, S. (1997) Interpretation of direct shear box testing of sands as quasilinear shear. *Geotechnique*, 47(4), 769–790.

Slemmons, D. B. (1957) Geological effects of the Dixie valley-Fairview peak, Nevada, earthquakes of December 16, 1954. *Bull Seismol Soc Am* 47(4):353–375.

Soroush, A. (2018) DEM simulations to study the effects of the ground surface geometry on dip-slip faulting through granular soils. v. 24. Issue 7, p. 861-879.

Stein, R. S., Barrientos, S. E. (1985) The Borah Peak Idaho earthquake-Geodetic evidence for deep rupture on a planar fault, *U.S. Geological Survey, Open-File Report 85-250*, pp. 181- 234.

Steinbrugge, K.V., Cloud, W.K. (1962) Epicentral Intensities and Damage in the Hebgen lake, Montana, earthquake of August 17, 1959, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Voi. 52, No. 2, April, pp. 181-234.

Taylor, R.N., 1995. Geotechnical Centrifuge Technology. *Blackie Academic and Professional*, London.

Taylor, C. L. and Cluff, L. S. (1977) Fault Displacement and Ground Deformation Associated with Surface Faulting. *ASCE Specialty Conference on Lifeline Earthquake Engineering*, Los Angeles, pp. 338-353

Taniyama, H., Watanabe, H. (2002) Deformation of sandy deposits by reverse faulting. *Struct Eng/Earthquake Eng JSCE* 19(2):209–219

Tavares, L. R. de O. (2019) Simulação Numérica do Comportamento de Dutos Enterrados Sujeitos a Movimentos de Massa. Dissertação de *Mestrado*. Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, Rio de Janeiro.

Taylor C.L., Cline K. M., Page W. D., Schwartz D. P. (1985) The Borah Peak, Idaho earthquake of October 28, 1983—Surface Faulting and Other Phenomena. *Earthq Spectra* 2(1):23–49.

Terzaghi, K., Peck, R. B. (1948) *Soil mechanics in engineering practice*, Wiley, New York.

Tita, V. (2003) Contribuição ao estudo de danos e falhas progressivas em estruturas de material compósito polimérico. p. 233. *Tese de Doutorado*. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos.

Tsai K. C, Hsiao C. P., Bruneau M. (2000) Overview of building damages in 921 Chi-Chi earthquake. *Earthq Eng Eng Seismol* 2(1):93–108.

Tutkun Z, Pavlides S (2001) Small scale contractional-extensional structures and Morphotectonics along the fault traces of Izmit-Kocaeli (Turkey) 1999 earthquake. *Bull Geol Soc Greece* XXXIV/1:345–352.

Ural D. (2001) The 1999 Kocaeli and Duzce earthquakes: lessons learned and possible remedies to minimize future Losses. In: Konagai K (ed) *Proceedings workshop on seismic Fault induced failures*, Tokyo, Japan.

Walters, J. V. Thomas, J. N. (1982) Shear Zone Development In Granular Materials. *Proceedings of the Fourth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Edmonton, Canada, May 31 - June 4, Vol. I, pp. 263-274.

Wells, D. and Coppersmith, K., (1994). New Empirical Relationships Among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area and Surface Displacements, *Seism. Soc. Am. Bull.*, 84(4).

White, D. J., Take, W. A., and Bolton, M. D. (2003) Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogram- metry.” *Geotechnique*,53(7), 619–631.

White, R. J., Stone, K. J. L., Jewel, R. J. (1994) Effect of particle size on localization development in model tests on sand. *Proc., Inst. Centrifuge Conf.*, C. F. Leung, F. H. Lee, and T. S. Tan, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 817–822.

Willam, K.J., Warnke, E.P. (1974). Constitutive Model for Triaxial Behavior of Concrete. Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, *International Association for Bridges and Structural Engineering*, Bergamo, Italy, May.

Witkind I. J. (1964) Reactivated faults north of Hebgen Lake. *U.S. Geological Survey Professional Paper* 435-6, pp 37–50.

Witkind I.J., Myers W. B., Hadley J. B., Hamilton W., Fraser G.D. (1962) Geologic features of the earthquake at Hebgen Lake, Montana, August 17, 1959. *Bull Seismol Soc Am* 52(2):163–180.

Zanjani, M. M., Soroush, A. (2013) Numerical modeling of reverse fault rupture propagation through clayey em- bankment. *International Journal of Civil Engineering*, vol. 11, no. 2, pp. 122–132.

Zhao L, Wang J. H., Zhao J. S. (2011) Analysis of permanent deformation scale of the overlying soil caused by earthquake fault. *Adv Mater Res* 243–249:3848–3853

ANEXOS

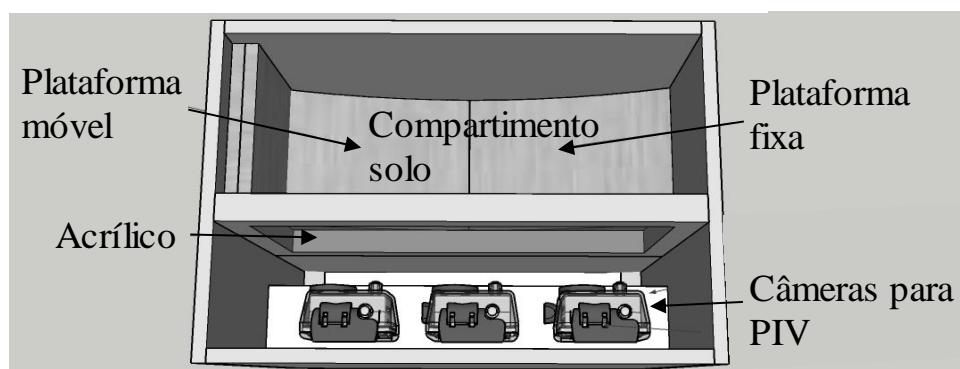
7. MODELO CENTRÍFUGO DA COPPE

Tendo sido a metodologia de elementos finitos validada, para o ângulo de mergulho de 60° , foi realizado a modelagem numérica do ensaio centrífugo que será feito na mini centrífuga de tambor no Laboratório Multiusuário em Modelagem Centrífuga (LM²C). Um detalhamento do ensaio centrífugo será descrito a seguir.

O ensaio reproduzirá falhamentos reverso e normal com ângulo de mergulho igual a 90° com aceleração centrífuga de 100g. A altura (H), comprimento (L) e largura do modelo em protótipo são de 10, 32 e 12 cm, respectivamente. O tamanho máximo do prolongamento do cursor do atuador é de 20mm, correspondendo a uma componente vertical (h) de 1,73mm e a uma componente vertical normalizada (h/H) de 17%, aproximadamente.

As medidas foram embasadas dessa forma com a premissa de que modelos destinados ao estudo de deformações planas devem ser suficientemente largos de modo que o atrito lateral não represente uma porção significativa das forças resistentes (Lopes, 2016).

O modelo foi montado em uma caixa instalada no canal de amostra da mini centrífuga de tambor do LM²C. Como observado na Figura 7.1, a caixa é dividida em dois compartimentos separados por uma parede de acrílico para permitir a visualização lateral do ensaio para identificar a zona de cisalhamento, bem como, a filmagem para análises PIV. Em um compartimento é acomodado as câmeras e na outra o solo. Na base deste compartimento ficam as plataformas fixa e a móvel, esta é controlado pelo atuador hidráulico que fica abaixo da mesma para reproduzir o falhamento reverso e normal. O funcionamento do atuador para o falhamento reverso se dá com a injeção de óleo hidráulico que empurra o cursor para cima, ocorrendo o contrário para o falhamento normal.



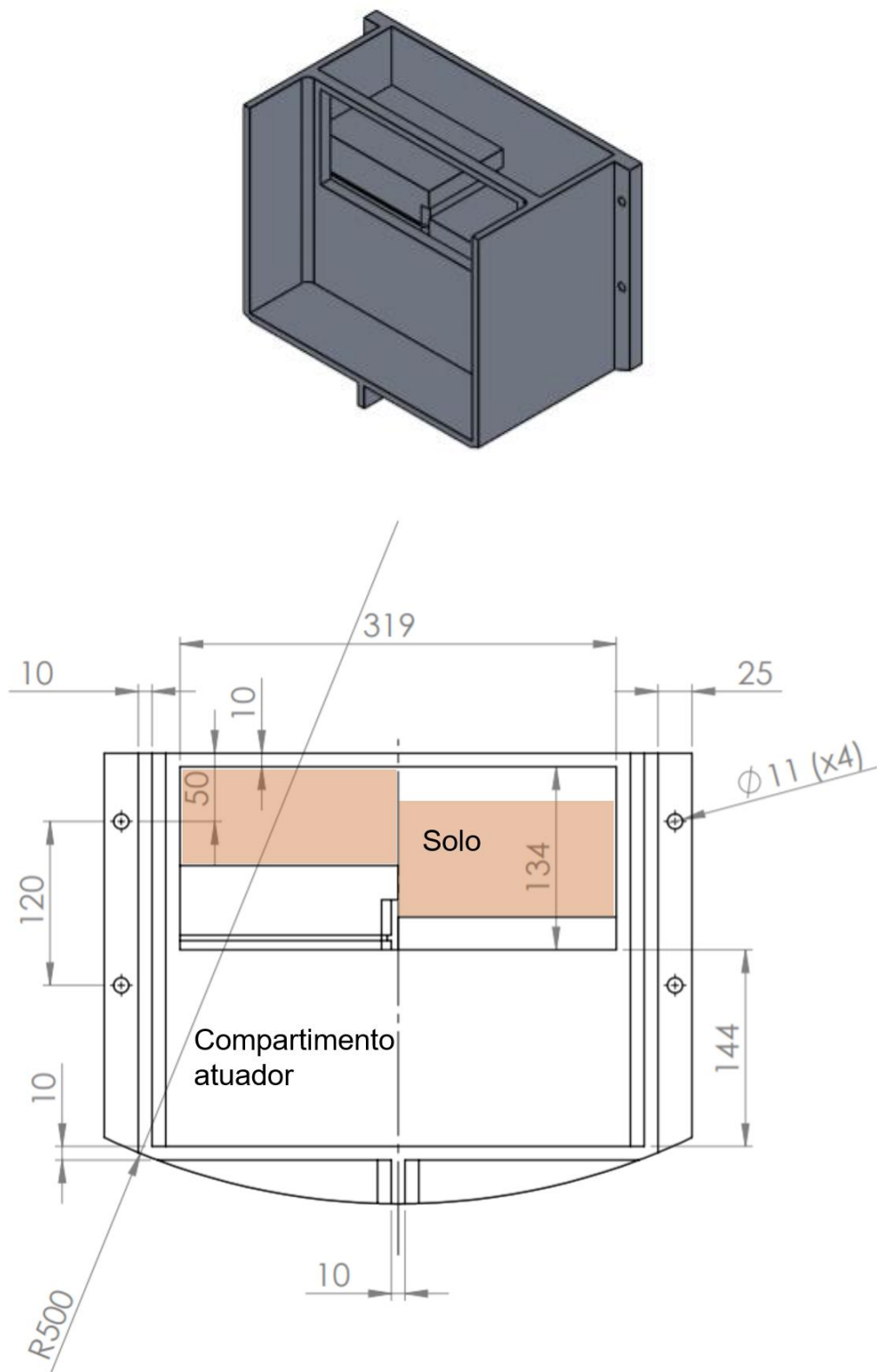


Figura 7.1. Caixa do ensaio centrífugo para modelo de 90°

O comando de atuação se dá por um atuador elétrico localizado externamente à centrífuga que atua injetando pressão no sistema de atuação hidráulico externo à centrífuga que se conecta através de dutos e mangueiras ao atuador hidráulico localizado na caixa de amostra.

O ensaio se dá de maneira rápida, com a caixa devidamente instalada na centrífuga, esta será ligada e ao se atingir a aceleração de 100g, a atuação será ativada causando o deslocamento na base e gerando o cisalhamento ao longo da amostra de solo no modelo. Como dados do ensaio são obtidas as leituras de deslocamento superficial dos LVDT's e lasers, e a filmagem do ensaio para a realização das análises PIV.