

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL / FT

**ANÁLISE NUMÉRICA DE RUPTURAS
PROGRESSIVAS E RETROGRESSIVAS E
COMPORTAMENTO PÓS-RUPTURA EM TALUDES**

GABRIEL BARBOSA DE SOUZA

ORIENTADOR: MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, DSc.
CO-ORIENTADOR: RICARDO GARSKE BORGES, DSc.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.DM-423/2025

BRASÍLIA/DF: JULHO DE 2025

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA FACULDADE DE
TECNOLOGIA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL /
FT

**ANÁLISE NUMÉRICA DE RUPTURAS
PROGRESSIVAS E RETROGRESSIVAS E
COMPORTAMENTO PÓS-RUPTURA EM TALUDES**

GABRIEL BARBOSA DE SOUZA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE.

APROVADA POR:

Prof. Manoel Porfírio Cordão Neto, DSc. (UnB)
(ORIENTADOR)

Prof. Juan Felix Rodriguez Rebolledo, DSc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

Prof. Michael Andrade Maedo, PhD. (UFU)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: Brasília/DF, 25 de julho de 2025.

S729a Souza, Gabriel
ANÁLISE NUMÉRICA DE RUPTURAS PROGRESSIVAS E
RETROGRESSIVAS E COMPORTAMENTO PÓS-RUPTURA EM TALUDES /
Gabriel Souza; orientador Manoel Cordão; co-orientador
Ricardo Borges. Brasília, 2025.
200 p.

Dissertação (Mestrado em Geotecnica) Universidade de
Brasília, 2025.

1. Pós-ruptura em taludes. 2. Rupturas progressivas e
retrogressivas. 3. Grandes deformações. 4. Geomecânica
computacional. I. Cordão, Manoel, orient. II. Borges,
Ricardo, co-orient. III. Título.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SOUZA, G. B. (2025). Análise numérica de rupturas progressivas e retrogressivas
e comportamento pós-ruptura em taludes. Dissertação de Mestrado,
Publicação G.DM-423/2025, Departamento de Engenharia Civil, Universidade
de Brasília, Brasília, DF, 180 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Gabriel Barbosa de Souza

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: ANÁLISE NUMÉRICA DE RUPTURAS
PROGRESSIVAS E RETROGRESSIVAS E COMPORTAMENTO PÓS-RUPTURA EM
TALUDES

GRAU / ANO: Mestre / 2025

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de
mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e
científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de
mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Gabriel Barbosa de Souza
gabrielbarbosa361529@gmail.com

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, ao meu orientador, cujo acompanhamento atento, dedicação e disponibilidade foram fundamentais para o desenvolvimento desta pesquisa. Sua orientação técnica e intelectual contribuiu decisivamente para cada etapa deste trabalho.

Expresso também minha gratidão aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, com destaque especial ao professor Márcio, cujas aulas contribuíram significativamente para minha formação. Estendo esse reconhecimento aos docentes que me acompanharam durante a graduação, especialmente à professora Ivonne, a professora Glauzeny, ao professor Rideci e aos demais professores que participaram da minha formação acadêmica.

Agradeço ainda aos colegas com quem compartilhei experiências durante a graduação e o mestrado, pelo apoio mútuo e pelas trocas de conhecimento que enriqueceram minha trajetória acadêmica.

À minha família, registro meu profundo agradecimento pelo suporte constante: à minha mãe Leudet, ao meu pai Elismar, ao meu irmão Douglas e à minha avó Izabel. Sem o apoio, incentivo e compreensão de vocês, este trabalho não teria sido possível.

Por fim, agradeço à Petrobras pelo apoio institucional e pelo fornecimento de dados utilizados nesta pesquisa. O suporte da empresa, por meio do projeto ao qual este trabalho está vinculado, foi essencial para sua realização.

RESUMO

A análise de rupturas em taludes submetidos a grandes deformações demanda metodologias numéricas capazes de representar não apenas a instabilidade, mas também a evolução e consequências pós-ruptura. Este trabalho investiga a aplicação do Material Point Method (MPM) e do Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) na simulação de rupturas progressivas e retrogressivas, com ênfase na fase pós-falha. Foram empregadas diferentes formulações no MPM, com o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com amolecimento por deformação (strain-softening), e no CEL, os modelos de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager, ambos também com (strain-softening). A partir de análises paramétricas, identificou-se a influência direta de propriedades no comportamento do material e controle do mecanismo de ruptura. Foi possível identificar os tipos de ruptura, quantificar as distâncias alcançadas pelo material “run-out distance” e “retrogression distance” e avaliar a transição do mecanismo de falha para a fundação. Grandezas cinemáticas como velocidade e energia cinética, bem como forças de reação, foram extraídas, possibilitando avaliar interações com estruturas. Por fim, o desempenho computacional, as limitações e as capacidades de cada abordagem foram analisadas frente à modelagem de problemas geotécnicos com grandes deformações.

ABSTRACT

The analysis of slope failures involving large deformations requires numerical methodologies capable of representing not only the onset of instability, but also the evolution and post-failure consequences. This study investigates the application of the Material Point Method (MPM) and Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL) approach to simulate progressive and retrogressive landslides, with an emphasis on the post-failure stage. Different constitutive formulations were implemented in MPM using the Mohr–Coulomb model with strain-softening behavior, while CEL simulations adopted both Mohr–Coulomb and Drucker–Prager models, also incorporating strain-softening. Through parametric analyses, the influence of key material properties on failure mechanisms was identified, allowing for control over the type and extent of slope failure. The study enabled the identification of failure types, the quantification of run-out and retrogression distances, and the evaluation of the transition from failure to foundation settlement. Kinematic quantities such as velocity and kinetic energy, as well as reaction forces, were extracted to assess the interaction with structural elements. Finally, the computational performance, limitations, and capabilities of each numerical approach were evaluated in the context of large deformation geotechnical problems.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
1.1 INTRODUÇÃO	1
1.2 IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA	8
1.3 JUSTIFICATIVA	10
1.4 OBJETIVOS	11
1.4.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	11
1.5 MÉTODOLOGIA	12
1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO	13
CAPÍTULO 2	14
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1 ABORDAGENS NUMÉRICAS PARA GRANDES DEFORMAÇÕES	14
2.1.1 MÉTODO DO PONTO MATERIAL (MPM)	15
2.1.2 MÉTODO EULERIANO LAGRANGIANO ACOPLADO (CEL)	16
2.1.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS COM PARTÍCULAS (PFEM)	18
2.1.4 MÉTODO DE HIDRODINÂMICA DE PARTICULAS SUAVIZADA (SPH)	19
2.1.5 MÉTODO EULERIANO LAGRANGIANO ARBITRÁRIO (ALE)	21
2.2 MODELOS CONSTITUTIVOS	22
2.3 FERRAMENTAS DISPONÍVEIS	26
2.4 REVISÃO DOS RESULTADOS ENCONTRADOS NA LITERATURA	32
CAPÍTULO 3	43
3. métodos adotados	43
3.1 MÉTODO DO PONTO MATERIAL (ANURA3D)	45
3.2 MÉTODO EULERIANO LAGRANGEANO ACOPLADO (CEL)	52
3.3 MODELOS CONSTITUTIVOS UTILIZADOS NO ANURA3D E ABAQUS	55
CAPÍTULO 4	63
4. RESULTADOS	63
4.1 DESCRIÇÃO DAS SIMULAÇÕES NO ANURA3D (MPM)	65
4.1.1 INFLUÊNCIA DA COESÃO RESIDUAL	65
4.1.2 INFLUÊNCIA DO “SHAPE FACTOR”	74
4.1.3 ANÁLISE COMBINADA C_p , C_r e “SHAPE FACTOR”	78
4.1.4 INFLUÊNCIA DE OUTROS Parâmetros e Desempenho COMPUTACIONAL	84
4.1.5 TRANSIÇÃO DO MECÂNISMO PARA A FUNDAÇÃO	99

4.1.6	FALHAS PROGRESSIVAS EM DECLIVE E FALHAS RETROGRESSIVAS EM ASCENÇÃO “SPREAD”	105
4.1.7	ANÁLISE DE IMPACTO E INTERAÇÃO COM ESTRUTURAS	110
4.2	DESCRIÇÃO DAS SIMULAÇÕES NO ABAQUS (CEL)	117
4.2.1	INFLUÊNCIA DA COESÃO RESIDUAL	118
4.2.2	Influência do “shape factor”	130
4.2.3	ANÁLISE COMBINADA.....	134
4.2.4	INFLUÊNCIA DA DENSIDADE, MALHA E CUSTO COMPUTACIONAL	143
4.2.5	TRANSIÇÃO DO MECÂNISMO PARA A FUNDAÇÃO	153
4.2.6	FALHAS PROGRESSIVAS EM DECLIVE E FALHAS RETROGRESSIVAS EM ASCENÇÃO “SPREAD”	161
4.2.7	ANÁLISE DE IMPACTO E INTERAÇÃO COM ESTRUTURAS	164
CAPÍTULO 5	170	
5. COMPARATIVO DAS METODOLOGIAS	170	
CAPÍTULO 6	178	
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	178	
6.1	CONCLUSÕES	178
6.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	180
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	182	

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Tipos de movimentos de massa (Modificada de Highland & Bobrowsky, 2008; apud Toro Rojas, 2019).....	2
Figura 1.2. (a) falha retrogressiva em série com fluxo de detritos, (b) falha progressiva em declive, (c) deslizamento retrógressivo ascendente "spread". (Modificado de Elfgren et al. 2018).....	3
Figura 1.3. Evolução de uma ruptura progressiva e retrogressiva. (Urmí et al., 2023)	4
Figura 1.4. Representação da forma das superfícies como "horsts" e "grabens". (Urmí et al., 2023)	5
Figura 1.5. Regiões naturais onde se observa "horsts" e "grabens" (Leroueil et al. 2011)	5
Figura 1.6. Principais mecanismos de instabilidade em taludes submarinos: deslizamentos retrogressivos, dissociação de hidratos de gás e falhas geológicas associadas à sismicidade. Modificado de Dey et al. (2016).....	7
Figura 2.1. Ciclo de cálculo do Método dos Pontos Materiais. Modificado de (Soga et al, 2016)	15
Figura 2.2 Representação esquemática do método Coupled Eulerian-Lagrangian (Ko. et all. 2017).	17
Figura 2.3. Esquema do ciclo computacional do PFEM (Yuan et al. 2023).	18
Figura 2.4. Esquema da interação solo-água considerando o modelo elastoplástico e equações de Navier-Stokes. Modificado de (Islam et all. 2020).	20
Figura 2.5. Representação esquemática do método Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE). Modificado de (Donea et al. 2004).	22
Figura 2.6. Curvas tensão amolecimento. Modificado de (Quinn et al. 2011).	24
Figura 2.7. Resultados de falhas progressivas no MPm demonstrados por Wang et al. (2016).	34
Figura 2.8. Efeito do shape factor na propagação da ruptura. Modificado de (Urmí et al. 2023).	35
Figura 2.9. Comparação da geometria pós falha do modelo e do deslizamento de Saint-Jude. Modificado de (Urmí et al. 2024).	35
Figura 2.10 Simulação numérica do deslizamento de Saint-Jude utilizando o Método Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL). (Wang et al. 2016).....	36
Figura 2.11. Formação de "Horsts" e "Grabens". (Dey et al. (2021).	37
Figura 2.12. Resultados numéricos utilizando modelagem CEL (a) falha progressiva em declive induzida por carregamento em encosta (Case-I). (Wang e Hawlader 2017).	38
Figura 2.13 (b) fluxo de detritos retrogressivo provocado por erosão de toe (Case-II).....	38
Figura 2.14 (c) spread com formação de horsts e grabens em resposta à perda de suporte na base (Case-III). (Wang e Hawlader 2017).....	38
Figura 2.15. Estudo de caso do deslizamento de Saint-Jude utilizando o PFEM.	39
Figura 2.16. Resultados das rupturas no PFEM demonstrados por Wang et al. (2021).....	40
Figura 2.17. Resultados das rupturas progressiva no PFEM (Yuan et al. 2020).....	40
Figura 2.18. Resultados das rupturas progressivas. (Zhang et al. 2017).....	41
Figura 2.19. Resultados das rupturas progressivas analisadas. (Bui et al 2021).....	42
Figura 3.1 ALLAE e ALLIE retirado da interface do ABAQUS/CAE	54
Figura 3.2. Critério de ruptura no plano principal e no plano octaédrico (Abbo et al. 2011).....	56

Figura 3.3. Aproximação hiperbólica do critério de ruptura Mohr-Couloumb no plano meridional (Abbo et al. 2011)	57
Figura 3.4. Exemplo de entrada no Abaqus para definição de amolecimento baseado em deformação plástica acumulada.).....	58
Figura 4.1. Vídeos dos resultados: https://drive.google.com/drive/folders/1zPNUKD9sesCOqNkNP0YYvw04gslz5Pz	63
Figura 4.2. Representação do domínio da simulação no GID	66
Figura 4.3. Malha gerada no GID utilizada nas simulações	65
Figura 4.4. Curvas de degradação da resistência adotadas nas simulações.	67
Figura 4.5. Escala de deformação plástica (desvio) utilizada na representação dos resultados.	68
Figura 4.6. Deformação plástica da curva A	67
Figura 4.7. Deformação plástica da curva B	68
Figura 4.8. Deformação plástica da curva C	68
Figura 4.9. Deformação plástica da curva D.....	68
Figura 4.10. Deformação plástica da curva E.	69
Figura 4.11. Deformação plástica da curva F	69
Figura 4.12. Tensão total (Magnitude) da Curva D.	69
Figura 4.13. Tensão total componente YY, da Curva D.....	70
Figura 4.14. Evolução da velocidade Curva D.	71
Figura 4.15. Deslocamento das seis curvas no mesmo ponto material.....	71
Figura 4.16. Velocidade das seis curvas no mesmo ponto material.	72
Figura 4.17. Curvas A, B, C, D.....	74
Figura 4.18. Deformação plástica Curva A	74
Figura 4.19. Deformação plástica Curva B.....	76
Figura 4.20. Deformação plástica Curva C	76
Figura 4.21. Deformação plástica Curva D.....	76
Figura 4.22. Comparação da coesão de pico 60kpa e 20kpa.	78
Figura 4.23. Novas curvas simuladas.....	78
Figura 4.24. Resultado da Curva A	79
Figura 4.25. Resultado da curva B	79
Figura 4.26. Resultado da curva C.....	80
Figura 4.27. Resultado da curva D.....	80
Figura 4.28. Resultado da Curva E.	81
Figura 4.29. Resultados da curva F.	81
Figura 4.30. Resultados do teste de permeabilidade, valores de poro-pressão plotados.	84
Figura 4.31. Evolução da poro-pressão com permeabilidade 1e-6m/s	85
Figura 4.32. Inflúencia da densidade nos deslocamentos.	86
Figura 4.33. Deformação plástica material A.	88
Figura 4.34. Deformação plástica material B.	88
Figura 4.35. Deformação plástica material C	88
Figura 4.36. Deformação plástica material D.	88
Figura 4.37. Deformação plástica material E.....	90
Figura 4.38. Deformação plástica material F	90

Figura 4.39. Comparativo dos estados finais das simulações no momento de estabilização	900
Figura 4.40. Resultados com as malhas 1, 2, 3 e 4, formulação totalmente acoplada.....	992
Figura 4.41. Erros numéricos crescentes na malha 4, formulação totalmente acoplada.....	93
Figura 4.42. Influência da malha nos resultados.....	93
Figura 4.43. Evolução da ruptura com a malha 4	94
Figura 4.44. Tempos iniciais na simulação 3D em condição saturada não drenada tensões efetiva4.....	94
Figura 4.45. Tempos finais na simulação 3D em condição saturada não drenada tensões efetivas.	95
Figura 4.46. Resultado 3D na formulação seca	96
Figura 4.47. Domínio computacional.	98
Figura 4.48. Malha gerada no Gid.	98
Figura 4.49. Resultado com material A.....	99
Figura 4.50. Resultado com o material B.....	101
Figura 4.51. Tempos iniciais com o material C	101
Figura 4.52. Tempos finais com o material C.	102
Figura 4.53. Tempos iniciais com o material D.	101
Figura 4.54. Tempos finais com o material D.	103
Figura 4.55. Resultados com o Material E.....	103
Figura 4.56. Geometria do modelo para análise de falhas progressivas em declive.....	106
Figura 4.57. Evolução da falha progressiva em declive, primeira malha	106
Figura 4.58. Evolução da falha progressiva em declive, segunda malha.....	107
Figura 4.59. Geometria do modelo utilizado na simulação de falha tipo <i>spread</i>	108
Figura 4.60. Resultado com a malha com elementos de 1,5 m.....	109
Figura 4.61. Resultado com a malha com elementos de 0,75 m.....	109
Figura 4.62. Geometria do modelo	110
Figura 4.63. Escala de velocidade utilizada	111
Figura 4.64. Distribuição de velocidades com a presença do bloco	111
Figura 4.65. Distribuição de velocidades sem o bloco a jusante	1122
Figura 4.66. Energia Cinética do sistema, simulação sem o bloco	113
Figura 4.67. Energia Cinética do sistema, simulação com o bloco	113
Figura 4.68. Diferença entre os gráficos anteriores	113
Figura 4.69. Energia e velocidade de pontos materiais individuais	114
Figura 4.70. Energia e velocidade de pontos materiais que não ultrapassam o bloco	114
Figura 4.71. Energia e velocidade de pontos materiais que ultrapassam o bloco	115
Figura 4.72. Energia cinética somada de 13 pontos materiais	114
Figura 4.73. Força horizontal (Fx) na linha de reação	116
Figura 4.74. Força vertical (Fy) na linha de reação	116
Figura 4.75. Malha com elementos de 1m utilizando partição	119
Figura 4.76. Malha com elementos de 1m utilizando fração volumétrica	119
Figura 4.77. Evolução temporal da Coesão do material ao longo do Tempo	119
Figura 4.78. Evolução temporal “Yield Stress” do material ao longo do Tempo	120
Figura 4.79. Início da simulação, início da plastificação e estado final Mohr Couloumb.....	120
Figura 4.80. Início da simulação, início da plastificação e estado final Drucker-Prager.....	120

Figura 4.81. Deformação plástica x Tempo (Mohr-Couloumb).....	121
Figura 4.82 Deformação plastica x Tempo (Drucke Prager)	121
Figura 4.83. Amolecimento utilizado no modelo Mohr-Coulomb ABAQUS	122
Figura 4.84. Escala utilizada para deformação plástica.	122
Figura 4.85. Deformação plástica (PEEQ). Material A.	123
Figura 4.86. Deformação plástica (PEEQ) Material B.	123
Figura 4.87. Deformação plástica (PEEQ). Material C.	123
Figura 4.88. Deformação plástica (PEEQ). Material D.	124
Figura 4.89. Deformação plástica (PEEQ). Material E.	124
Figura 4.90. Deformação plástica (PEEQ). Material F.	124
Figura 4.91. Deformação (PE) dos materiais A até F respectivamente.	125
Figura 4.92. Pontos planilhados utilizados para o modelo Drucker-Prager no ABAQUS.	126
Figura 4.93. Deformação plástica (PEEQ) Material A.	126
Figura 4.94. Deformação plástica (PEEQ) Material B.	126
Figura 4.95. Deformação plástica (PEEQ) Material C.	127
Figura 4.96. Deformação plástica (PEEQ) Material D.	127
Figura 4.97. Deformação plástica (PEEQ) Material E.	128
Figura 4.98. Escalas utilizadas para tensão vertical e Mises em Pascal.	128
Figura 4.99. Tensão vertical (YY). Curva D.	129
Figura 4.100. Tensão Mises. Curva D.	129
Figura 4.101. Amolecimento utilizado no ABAQUS para o Modelo Mohr-Couloumb	130
Figura 4.102. Deformação plástica (PEEQ.) Material A	131
Figura 4.103. Deformação plástica (PEEQ.) Material B	131
Figura 4.104. Deformação plástica (PEEQ.) Material C	131
Figura 4.105. Amolecimento utilizado para o modelo Drucker-Prager nesta seção.	132
Figura 4.106. Deformação plástica (PEEQ). Material A.	132
Figura 4.107. Deformação plástica (PEEQ). Material B.	133
Figura 4.108. Deformação plástica (PEEQ). Material C.	133
Figura 4.109. Deformação plástica (PEEQ). Material D.	133
Figura 4.110. Deformação plástica (PEEQ).....	134
Figura 4.111. Amolecimento aplicado no Mohr-Coulumb	134
Figura 4.112. Deformação plástica (PEEQ) Material A.....	135
Figura 4.113. Deformação plástica (PEEQ) Material B.....	135
Figura 4.114. Deformação plástica (PEEQ) Material C.....	136
Figura 4.115. Deformação plástica (PEEQ). Material D.	136
Figura 4.116. Deformação plástica (PEEQ). Material E.	137
Figura 4.117. Deformação plástica (PEEQ). Material F.	137
Figura 4.118. Amolecimento utilizado para o modelo Drucker-Prager no esta seção.	138
Figura 4.119. Deformação plástica (PEEQ). Material A.	138
Figura 4.120. Deformação plástica (PEEQ). Material B.	139
Figura 4.121. Deformação plástica (PEEQ). Material C.	139
Figura 4.122. Deformação plástica (PEEQ). Material D.	140
Figura 4.123. Deformação plástica (PEEQ). Material E.	140
Figura 4.124. Escala de von Mises utilizada.....	141

Figura 4.125. von Mises. Material D	141
Figura 4.126. von Mises. Material E.....	142
Figura 4.127. Deformação plástica (PEEQ), densidade de 1000.....	144
Figura 4.128. Deformação plástica (PEEQ), densidade de 1200.....	144
Figura 4.129. Deformação plástica (PEEQ), densidade de 1700.....	144
Figura 4.130. Deformação plástica (PEEQ), densidade de 2000.....	145
Figura 4.131. Resultado da malha1 elementos com 1m.	145
Figura 4.132. Resultado da malha2 elementos com 0,75m.	146
Figura 4.133. Resultado da malha3 elementos com 0,5m.	146
Figura 4.134. Resultados das malhas 1 a 4 respectivamente.	146
Figura 4.135. Resultado do teste com seção extrudada(15m).....	148
Figura 4.136. Geometria das camadas	149
Figura 4.137. Malha do domínio para o caso com SSR.....	149
Figura 4.138. Malha do domínio com 1664000 elementos.....	149
Figura 4.139. “Strain-Softening” aplicado nas 3 priemeiras camadas.....	150
Figura 4.140. Velocidades no tempo 6 segundos (Simulação com SSR).	151
Figura 4.141. Velocidades no tempo 14 segundos (Simulação com SSR).	151
Figura 4.142. Velocidades no tempo 20 segundos (Simulação com SSR).	151
Figura 4.143. Velocidades no tempo 6segundos (Simulação com amolecimento).	152
Figura 4.144. Velocidades no tempo 16segundos (Simulação com amolecimento).	152
Figura 4.145. Velocidades no tempo 40segundos (Simulação com amolecimento).	152
Figura 4.146. Material A, Mohr-Couloumb.	154
Figura 4.147. Material B. Mohr Coulumb.	154
Figura 4.148. Tempos iniciais Material C. Mohr Coulumb.	155
Figura 4.149. Tempos finais Material C, Mohr-Couloumb	156
Figura 4.150. Material D, Mohr-Couloumb.....	157
Figura 4.151. Material A, Drucker-Prager.	157
Figura 4.152. Material B, Drucker-Prager	157
Figura 4.153. Tempos iniciais Material C, Drucker-Prager.	158
Figura 4.154. Tempos finais Material C, Drucker-Prager.	159
Figura 4.155. Tempos iniciais Material D, Drucker-Prager.	160
Figura 4.156. Tempos finais Material D, Drucker-Prager.....	161
Figura 4.157. Amolecimento utilizado no modelo Drucker-Prager falha progressiva	162
Figura 4.158. Resultado deformação plástica falha progressiva em declive	162
Figura 4.159. Amolecimento utilizados para o modelo Drucker-Prager falha retrogressiva..	163
Figura 4.160. Ruptura retrogressiva ascendente, deformação plástica (PEEQ).	165
Figura 4.161. Amolecimento aplicado no material.	165
Figura 4.162. Simulação com o bloco deslocável.....	166
Figura 4.163. Escala de velocidade adotada nas duas simulações.....	166
Figura 4.164. Simulação com o bloco indeslocavel.....	166
Figura 4.165. Força de reação em X no "Reference Point".	167
Figura 4.166. Força de reação em Y no "Reference Point".	167
Figura 4.167. Momento de reação em X no "Reference Point".....	167
Figura 4.168. Momento de reação em Y no "Reference Point".....	168

Figura 4.169. Energia cinética no bloco ao longo do tempo".....	169
Figura 5.1. Influência da coesão residual no MPM e CEL.....	170
Figura 5.2. Comparação dos materiais D, E e F nas seções 4.1.3 e 4.2.3, MPM na formulação saturada totalmente acoplada.....	171
Figura 5.3. Comparação dos materiais D, E e F nas seções 4.1.3 e 4.2.3, MPM na formulação saturada não drenada.....	171
Figura 5.4. Energia cinética do sistema no resultado correspondente a simulação da Figura 4.9 (MPM) e 4.88 (CEL).....	172
Figura 5.5. Energia cinética do sistema no resultado correspondente a Figura 4.27 (MPM) e 4.115(CEL).....	172
Figura 5.6. Energia cinética material A, seção 4.1.3(Figura 119) Drucker-Prager.....	173
Figura 5.7. Energia cinética material D, seção 4.1.3(Figura 122) Drucker-Prager.....	173
Figura 5.8 CEL e MPM, ruptura progressiva em declive.....	174
Figura 5.9 CELe MPM, ruptura retrogressiva ascendente.....	174
Figura A1. Qr Code, disponível em: https://drive.google.com/drive/folders/1mKikwsDCSbSQZwDuQvkvoAxyQ3UWYGfW?usp=sharing	193

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.2 Propriedades do material	66
Tabela 4.2 Propriedades do modelo constitutivo.....	66
Tabela 4.3 Distâncias de retrogressão e corrida em cada curva.	73
Tabela 4.4 Distância de retrogressão e corrida em cada curva.....	77
Tabela 4.5 Distâncias percorridas em cada caso	83
Tabela 4.6. Influência da permeabilidade no tempo necessário para se realizar a simulação...	86
Tabela 4.7. Propriedades utilizadas nos testes com ângulo atrito diferente de 0.	87
Tabela 4.8. Configuração das malhas.....	91
Tabela 4.9. Tempo de processamento estabilização de tensões.....	97
Tabela 4.10. Tempos de processamento (Fase dinâmica).....	97
Tabela 4.11. Propriedades do material da fundação	99
Tabela 4.12. Propriedades do material falha progressiva em declive	106
Tabela 4.13. Propriedades do material, falha retrogressiva ascendente	108
Tabela 4.14. Malhas simuladas.....	147
Tabela 4.15. Parâmetros definidos no material	150
Tabela 4.16. Materiais simulados no modelo Mohr-Coulomb.....	153
Tabela 4.17. Materiais simulados no modelo Drucker-Prager	154
Tabela 5.1. Tempos de processamento MPM.....	154
Tabela 5.2. Tempos de processamento CEL.....	154

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

LISTA DE ABREVIATURAS:

Sigla	Descrição
ABAQUS/CAE	Software utilizado para o método Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL)
ALE	Arbitrary Lagrangian-Eulerian (Lagrangeano-Euleriano Arbitrário)
ANURA3D	Software baseado no Método dos Pontos Materiais (MPM)
CEL	Coupled Eulerian-Lagrangian (Euleriano-Lagrangeano Acoplado)
CFL	Courant–Friedrichs–Lewy condition (Condição de Estabilidade Numérica)
CPU	Central Processing Unit (Unidade Central de Processamento)
DoF	Degrees of Freedom (Graus de Liberdade)
EPP	Elástico Perfeitamente Plástico
GIMP	Generalized Interpolation Material Point
GiD	Software de pré e pós-processamento para modelos numéricos
MEF	Método dos Elementos Finitos
MEL	Método de Equilíbrio Limite
MPM	Método do Ponto Material
PFEM	Método dos Elementos Finitos de Partículas
PIC	Particle-in-Cell Method
RAM	Random Access Memory (Memória de Acesso Aleatório)
SPH	Smoothed Particle Hydrodynamics
UCS	Uniaxial Compressive Strength (Resistência à Compressão Uniaxial)
GeoXPM	Software baseado no método (SPH)
SSR	Shear Strength Reduction (Método de redução de resistência ao cisalhamento)

CNB Número de Courant

LISTA DE SIMBOLOS:

Símbolo	Descrição	Dimensão	Unidade (SI)
a	Vetor aceleração	Vetor (3×1)	m/s ²
α	Coeficiente de compressibilidade	Escalar	-
b	Coeficiente de Biot	Escalar	-
c	Coesão	Escalar	Pa
χ	Direção no sistema de coordenadas	Escalar	-
δ	Delta de Kronecker	Tensor (3×3)	-
D	Tensor de taxa de deformação (simétrico)	Tensor (3×3)	1/s
D_t	Matriz constitutiva elástica	Matriz (6×6)	Pa
D_f	Matriz constitutiva elastoplástica	Matriz (6×6)	Pa
E	Módulo de Young	Escalar	Pa
E_s	Módulo de elasticidade do solo não saturado	Escalar	Pa
ε	Tensor de deformação	Tensor (3×3)	m/m
ε_Voigt	Tensor de deformação na notação de Voigt	Vetor (6×1)	m/m
ε_v	Deformação volumétrica	Escalar	m/m
g	Aceleração gravitacional	Vetor (3×1)	m/s ²
G	Módulo de cisalhamento	Escalar	Pa
K_n	Rigidez normal da fratura	Escalar	Pa/m
K_o	Coeficiente de repouso	Escalar	-
K_a	Coeficiente de empuxo ativo	Escalar	-

Símbolo	Descrição	Dimensão	Unidade (SI)
K_p	Coeficiente de empuxo passivo	Escalar	-
k	Tensor de permeabilidade	Tensor (3×3)	m^2
m	Massa	Escalar	kg
m_p	Massa associada ao ponto material	Escalar	kg
∇	Operador gradiente	2×1 ou 3×1	-
n	Vetor normal à superfície	Vetor (3×1)	-
Ω	Domínio do corpo	-	-
$\partial\Omega$	Fronteira do domínio	-	-
p	Pressão do fluido	Escalar	Pa
ψ	Ângulo de dilatação	Escalar	rad ou - graus
ϕ	Ângulo de atrito	Escalar	rad
ϕ	Porosidade	Escalar	-
q	Taxa de fluxo de massa	Escalar	kg/s
q	Tensão desviadora	Escalar	Pa
σ	Tensor de tensões de Cauchy	Tensor (3×3)	Pa
σ'	Tensor de tensões efetivas	Tensor (3×3)	Pa
σ_i	Tensor de tensões iniciais	Tensor (3×3)	Pa
σ_{Voigt}	Tensor de tensões na notação de Voigt	Vetor (6×1)	Pa
$\tau(t)$	Vetor de tração na fronteira	Vetor (3×1)	Pa
T	Termo de armazenamento	Escalar	kg/m^3
t	Tempo	Escalar	s
u_a	Pressão atmosférica	Escalar	Pa

Símbolo	Descrição	Dimensão	Unidade (SI)
u_x	Pressão na água	Escalar	Pa
u_r	Poro pressão	Escalar	Pa
V_r	Volume de água	Escalar	m^3
$\{u\}$	Vetor de deslocamento	Vetor (3×1)	m
$\{V\}$	Vetor de velocidade	Vetor (3×1)	m/s
V_p	Volume associado ao ponto material	Escalar	m^3
ω	Tensor de spin (parte antissimétrica de ∇v)	Tensor (3×3)	1/s

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

Taludes podem ser definidos como superfícies inclinadas formadas por solos ou rochas que, sob a ação de forças gravitacionais e ambientais, podem se tornar suscetíveis a processos de instabilidade. A análise da estabilidade de taludes é uma das áreas de pesquisa mais recorrentes dentro da engenharia geotécnica, abrangendo tanto formações naturais quanto intervenções humanas, como cortes em rodovias, pilhas de rejeito, barragens, aterros e encostas artificiais.

A estabilidade desses taludes é um tema de extrema importância, pois a sua seguridade é essencial para evitar danos a estruturas de grande valor econômico, prevenir a ocorrência de prejuízos ambientais severos e, sobretudo, proteger vidas humanas em áreas vulneráveis. O entendimento dos mecanismos que levam à ruptura, bem como dos fatores que contribuem para a sua evolução, é fundamental para o planejamento seguro de obras de infraestrutura e para a gestão de riscos associados a deslizamentos.

A instabilidade de um talude pode ser atribuída a alterações nas suas características geológicas e geomorfológicas, influenciadas por fatores internos como propriedades do solo, descontinuidades e cobertura vegetal e fatores externos, como chuvas intensas, sismos e intervenções antrópicas (INVIAS, 2006). Quando ocorrem, os movimentos de massa podem atingir o nível de desastre, comprometendo vidas humanas, afetando infraestruturas essenciais e alterando de maneira significativa o ambiente natural.

Existem diferentes tipos de movimentos de massa, classificados conforme o mecanismo predominante de deslocamento. Segundo a classificação clássica de Varnes (1978) e posteriores atualizações propostas por Highland & Bobrowsky (2008) (apud Toro Rojas, 2019), destacam-se:

- Quedas: deslocamentos quase verticais de blocos de solo ou rocha;
- Tombamentos: movimentos rotacionais ao redor de um ponto de apoio, geralmente em blocos rochosos;
- Escorregamentos: deslocamentos sobre superfícies de ruptura bem definidas, podendo ser rotacionais ou translacionais;

- Espalhamentos laterais: deformações horizontais associadas a colapsos de materiais subjacentes;
- Escoamentos: movimentos contínuos com comportamento semelhante a fluidos viscosos, como fluxos de detritos, fluxos de lama e avalanches de detritos;
- Movimentos complexos: combinações de dois ou mais tipos anteriores.

A Figura 1.1 apresenta uma representação esquemática dos principais tipos de movimentos de massa.

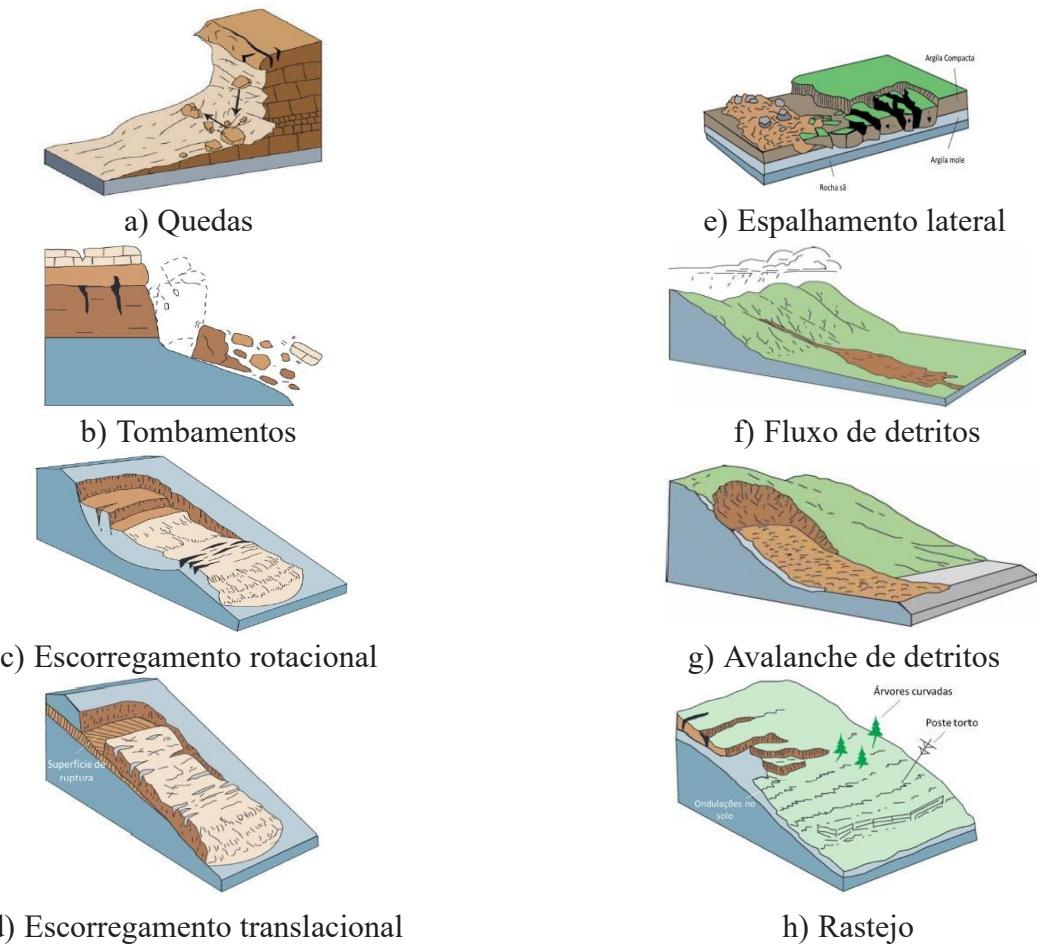


Figura 1.1. Tipos de movimentos de massa (Modificada de Highland & Bobrowsky, 2008; apud Toro Rojas, 2019).

Embora diferentes mecanismos de movimento sejam reconhecidos, este trabalho concentra-se especialmente nas rupturas progressivas e retrogressivas, fenômenos de grande relevância para a estabilidade de taludes naturais, tanto em ambientes continentais quanto submarinos.

As rupturas progressivas caracterizam-se por uma falha inicial localizada que se propaga gradativamente, decorrente da redução progressiva da resistência ao cisalhamento do solo à

medida que ele é submetido a deformações. A resistência reduzida permite que a falha inicial, geralmente localizada em áreas internas enfraquecidas do maciço, expanda-se gradualmente, alcançando camadas mais profundas ou chegando até a superfície do talude. Fatores desencadeantes típicos incluem remoção de suporte basal, cargas superficiais adicionais e eventos sísmicos, que atuam como gatilhos para a evolução da instabilidade (Dey et al., 2015; Wang et al., 2021).

Por outro lado, as rupturas retrogressivas iniciam-se na base do talude e evoluem em direção contrária ao deslocamento inicial. Ocorrem frequentemente devido à remoção ou enfraquecimento do suporte basal, a remoção inicial do material causa redistribuição das tensões internas, gerando instabilidades subsequentes nas porções superiores, em uma sequência que se estende gradativamente para montante. Este tipo de ruptura é especialmente crítico por poder impactar extensas áreas além da zona inicial de deslizamento (Wang et al., 2016). Entre as formas características de rupturas progressivas e retrogressivas, destacam-se três mecanismos principais, ilustrados na Figura 1.2:

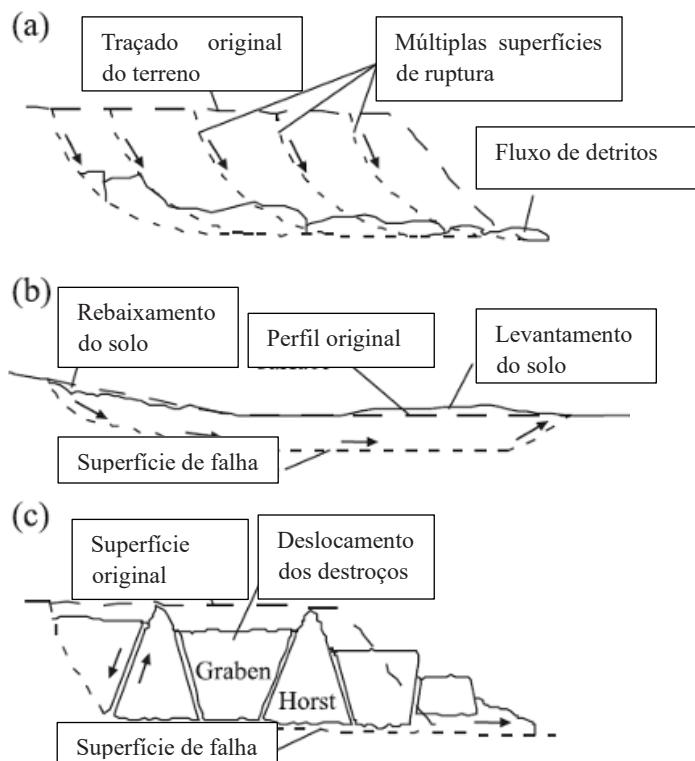


Figura 1.2.(a) falha retrogressiva em série com fluxo de detritos, (b) falha progressiva em declive, (c) deslizamento retrógressivo ascendente "spread". (Modificado de Elfgren et al. 2018).

- Deslizamento retrogressivo em série com fluxo de detritos: Caracteriza-se pela ocorrência de múltiplas falhas subsequentes. O material desprendido pelo primeiro evento remobiliza-se e, ao fluir rapidamente para longe da zona inicial, facilita a exposição de novas superfícies instáveis, desencadeando falhas adicionais progressivamente em sentido contrário ao deslocamento inicial.
- Ruptura progressiva em declive: Inicia-se a partir de uma zona inicial de fragilidade localizada, propagando-se para as áreas inferiores do talude. Geralmente é associada à aplicação de cargas adicionais ou mudanças significativas nas tensões internas, levando a deformações incrementais.
- Deslizamento retrogressivo ascendente (spread): Neste mecanismo formam-se superfícies quase horizontais de cisalhamento na camada de argila sensível. A partir daí, ocorrem movimentos translacionais que resultam em estruturas típicas como "horsts" (blocos elevados) e "grabens" (depressões). Esses eventos são geralmente desencadeados pela erosão basal que leva à perda de suporte inferior, causando significativas redistribuições de tensão

Esses mecanismos ocorrem preferencialmente em argilas sensíveis devido à intensa redução da resistência pós-pico, o que potencializa a progressão das falhas (Urmi et al., 2023). A Figura 1.3 mostra a evolução típica das rupturas progressivas seguidas de rupturas retrogressivas:

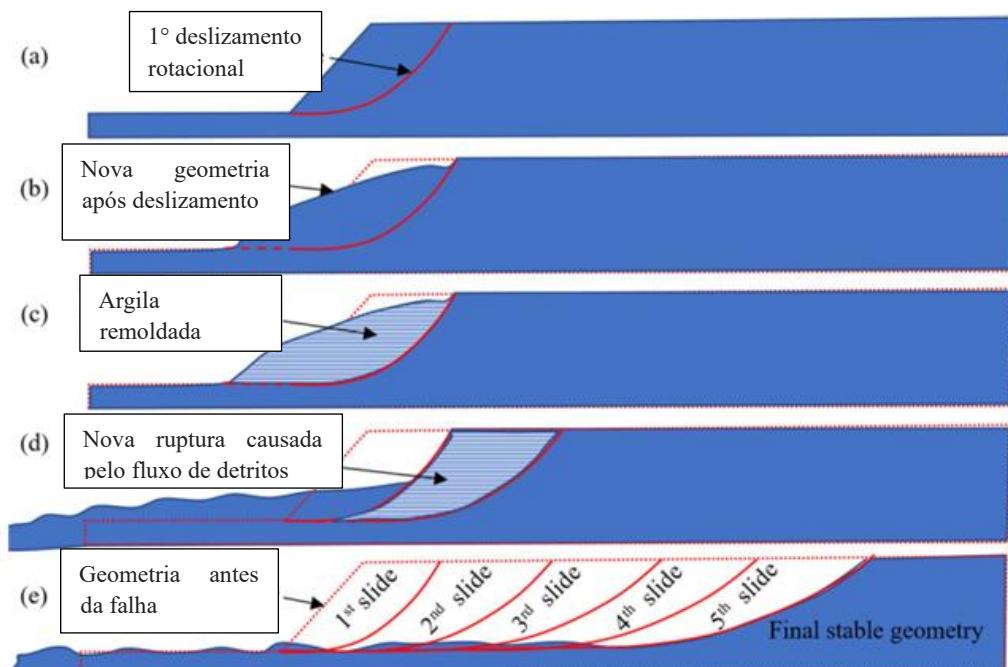


Figura 1.3. Evolução de uma ruptura progressiva e retrogressiva. (Modificado de Urmi et al., 2023)

É importante salientar que deslizamentos retrogressivos em série com fluxo de detritos são especialmente críticos em taludes compostos por argilas altamente sensíveis, dada a rápida remoldagem do material e a perda substancial da resistência ao cisalhamento após a ruptura inicial. Este mecanismo permite um transporte rápido dos materiais remobilizados, facilitando a exposição de novas áreas vulneráveis (Dey et al., 2016). Por outro lado, rupturas retrogressivas ascendentes (spreads) apresentam inicialmente uma superfície quase horizontal, que evolui por movimentos translacionais até a formação de estruturas geomorfológicas características denominadas *horsts* e *grabens*. Este mecanismo ocorre, em geral, devido à erosão basal, que remove o suporte inferior e induz redistribuições significativas de tensões, favorecendo a propagação da ruptura em direção a montante (Urmí et al., 2023). A Figura 1.4 ilustra de forma esquemática a evolução dessas estruturas, enquanto a Figura 1.5 apresenta uma ocorrência real observada em campo.

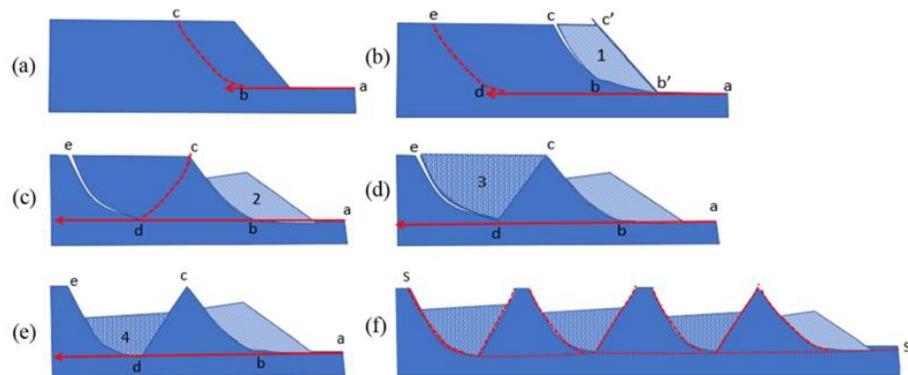


Figura 1.4. Evolução morfológica de uma falha do tipo spread, com a formação progressiva de horsts e grabens. Adaptado de Urmí et al. (2023).



Figura 1.5. Regiões naturais onde se observa “horsts” e “grabens” (Leroueil et al. 2011)

Os deslizamentos retrogressivos em série com fluxo de detritos são observados principalmente quando o material remobilizado é rapidamente transportado para longe da região inicial da ruptura, permitindo a exposição contínua de novas áreas instáveis. Isso ocorre tipicamente em taludes de argilas altamente sensíveis, onde a remoldagem rápida e a perda substancial de resistência pós-pico viabilizam fluxos subsequentes (Dey et al., 2016). Portanto, a interpretação adequada desses mecanismos requer uma abordagem integrada que considere as interações entre a geometria do talude, as propriedades do solo e os fatores desencadeantes específicos.

O desenvolvimento de rupturas em taludes, tanto em ambientes terrestres quanto submarinos, está intimamente relacionado a fatores que atuam como gatilhos de instabilidade. Entre os principais mecanismos de ativação, destacam-se:

- Erosão superficial: A remoção da camada protetora do solo, intensificada por eventos de chuvas intensas, expõe materiais mais frágeis, reduzindo o fator de segurança do talude e favorecendo a progressão de rupturas (Bernander, 2011).
- Sobrecarga superficial: A acumulação de material, construções ou aterros sobre o talude gera tensões adicionais, podendo levar a falha estrutural. "A aplicação de cargas concentradas ou a deposição excessiva de aterros podem modificar o estado de tensões do solo, reduzindo sua capacidade de suporte e aumentando o risco de falha" (Quinn et al., 2012).
- Variação de umidade: A infiltração de água reduz a sucção matricial e a resistência ao cisalhamento, particularmente em solos coesivos, facilitando deslocamentos ao longo de planos de fraqueza e aumentando a vulnerabilidade do talude a escorregamentos (Shan et al., 2021).

Além desses fatores terrestres, a instabilidade de taludes submarinos possui características específicas que ampliam a complexidade do processo:

- Atividade sísmica: Embora eventos sísmicos possam afetar taludes expostos em terra, no ambiente submarino essa preocupação se intensifica. No contexto brasileiro, por exemplo, certos taludes submarinos estão localizados relativamente próximos a zonas de atividade tectônica ativa, elevando o risco de instabilidade induzida por vibrações e possíveis liquefações.
- Deposições sedimentares rápidas: O acúmulo acelerado de sedimentos pode formar camadas instáveis com baixa resistência ao cisalhamento, propensas à falha.

- Dissociação de hidratos de gás: A liberação de metano a partir da desestabilização de hidratos reduz a resistência do solo e pode atuar como gatilho de instabilidade. "Gas hydrate dissociation has been identified as a triggering mechanism for submarine landslides, potentially leading to the sudden release of methane into the ocean, exacerbating greenhouse gas emissions and impacting marine ecosystems" (Masson et al., 2006).
- Subsistência tectônica e movimentação de fluidos intersticiais: Como evidenciado por Kanamatsu et al. (2024), a subsidência associada à deformação de cristas tectônicas, como as do Nankai Trough, e o fluxo de fluidos ao longo de zonas de falha são fatores relevantes na desestabilização de taludes submarinos.
- Atividades antrópicas relacionadas à produção offshore: Operações de extração de petróleo e gás podem induzir subsidência do solo, seja pela retirada de fluidos ou pela injeção de CO₂ e outros gases utilizados para aumentar a recuperação. Esses processos alteram o regime de tensões no subsolo e podem reativar falhas preexistentes, constituindo um importante fator de risco para instabilidade em regiões de produção offshore.

Esses fatores, isoladamente ou combinados, são capazes de desencadear movimentos de massa de grandes dimensões, tanto em encostas naturais quanto em formações submarinas. A Figura 1.6 resume os principais mecanismos responsáveis pela instabilidade de taludes submarinos.

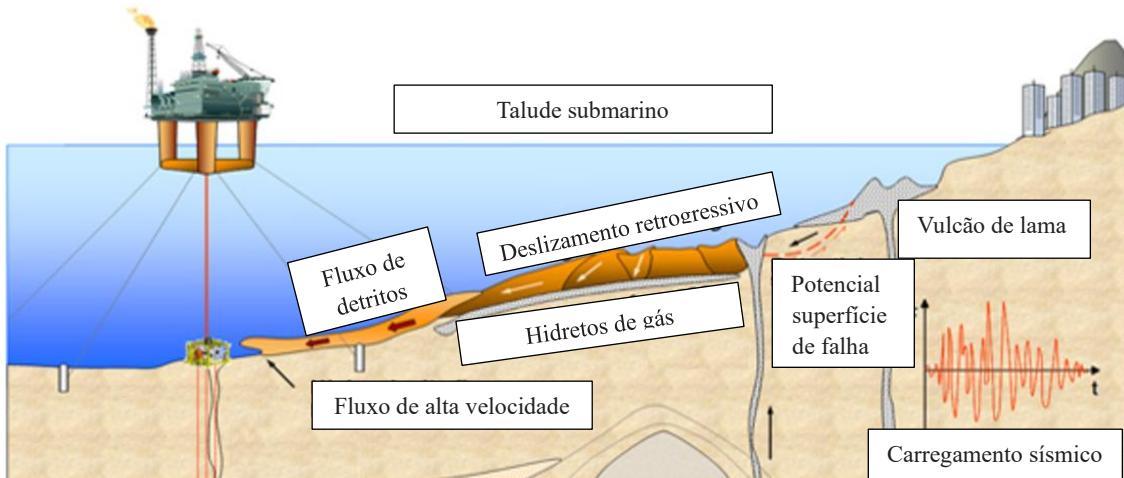


Figura 1.6. Principais mecanismos de instabilidade em taludes submarinos: deslizamentos retrogressivos, dissociação de hidratos de gás e falhas geológicas associadas à sismicidade.

Modificado de Dey et al. (2016).

A compreensão dos mecanismos de ruptura progressiva e retrogressiva é fundamental para o entendimento da evolução da instabilidade em taludes e para o desenvolvimento de estratégias de prevenção e mitigação de desastres. A complexidade desses fenômenos, aliada às limitações dos métodos clássicos de análise, justifica a adoção de abordagens numéricas avançadas capazes de simular, de maneira realista, o comportamento de solos sujeitos a grandes deformações.

1.2 IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA

A compreensão dos mecanismos de ruptura em taludes é fundamental não apenas para o avanço do conhecimento geotécnico, mas também para a prevenção de desastres associados a esses fenômenos. A ocorrência de instabilidades pode ter impactos severos, afetando desde pequenas comunidades até grandes sistemas de infraestrutura. Em taludes continentais, a ruptura pode comprometer rodovias, ferrovias, habitações, sistemas de abastecimento de água e redes de energia, além de provocar alterações significativas no meio ambiente.

Entre 1995 e 2014, os deslizamentos de terra resultaram em danos estimados em R\$ 182,7 bilhões no Brasil, evidenciando o potencial destrutivo dessas instabilidades (CEPED UFSC, 2016). Esses eventos não apenas causam perdas materiais expressivas, mas também geram impactos sociais, ambientais e econômicos de longo prazo, muitas vezes em áreas que já apresentam vulnerabilidades preexistentes.

Além dos riscos em ambientes continentais, a instabilidade de taludes submarinos também representa uma ameaça significativa. Apesar da aparência de estabilidade devida às baixas inclinações (frequentemente inferiores a 2°), taludes submersos estão sujeitos a processos de instabilidade induzidos por fatores hidrodinâmicos, deposições sedimentares rápidas e atividade sísmica.

Entre os eventos instabilizantes podemos citar eventos sísmicos capazes de desencadear a liquefação de camadas sedimentares saturadas, reduzindo a resistência ao cisalhamento e favorecendo a mobilização de grandes volumes de material. Estudos como o de Kanamatsu et al. (2024) demonstram que a subsidência de cristas tectônicas, aliada à recorrência de terremotos de alta magnitude, contribui significativamente para a instabilidade de taludes submarinos na região do Nankai Trough.

Além disso, a dissociação de hidratos de gás, a subsidência tectônica e a sobrecarga gerada por deposições sedimentares ou erupções vulcânicas submarinas são fatores críticos que podem desencadear rupturas de grande escala. (Masson et al., 2006). Conforme Liu et al. (2019), fluxos de detritos submarinos podem atingir distâncias superiores a 100 km, com potencial de soterrar e destruir estruturas instaladas no leito marinho.

As consequências desses deslizamentos submarinos são vastas, gasodutos, oleodutos, cabos de telecomunicação e plataformas offshore estão vulneráveis à movimentação do solo, o que pode levar à ruptura, vazamentos de óleo ou gás e interrupções de serviços críticos. Conforme destacado na literatura, esse tipo de instabilidade representa um risco significativo à integridade de infraestruturas energéticas em águas profundas, exigindo avaliações rigorosas de estabilidade dos taludes submarinos para prevenir falhas catastróficas (Robert et al., 2012).

Além dos impactos econômicos, deslizamentos submarinos podem causar danos ambientais severos. A ruptura de dutos pode resultar em vazamentos catastróficos, ameaçando a fauna marinha e a qualidade ambiental (Urlaub et al., 2015). A liberação de metano, proveniente da desestabilização de hidratos de gás, pode ainda intensificar o efeito estufa e contribuir para mudanças climáticas globais (Yincan et al., 2017).

Outra consequência de grande magnitude são os tsunamis gerados por deslizamentos submarinos. Esses eventos, responsáveis por cerca de 8% dos tsunamis registrados mundialmente, podem ter efeitos devastadores em áreas costeiras (Vanneste et al., 2013). Exemplos históricos como o Storegga Slide, que produziu ondas de até 20 metros de altura (Haflidason et al., 2004), e o deslizamento de Grand Banks, em 1929, que resultou em 28 mortes na costa leste do Canadá (Brink et al., 2009), ilustram a magnitude dos desastres associados a instabilidades submarinas.

A severidade dos tsunamis gerados por deslizamentos submarinos está diretamente relacionada à geometria da falha, à profundidade do evento e à quantidade de material mobilizado. "A análise detalhada da instabilidade dos taludes submarinos indica que tsunamis gerados por deslizamentos estão intimamente relacionados à geometria da falha, taxa de deslocamento dos sedimentos e presença de camadas fracas suscetíveis à liquefação." (Scarselli, 2020).

Dante da complexidade dos fatores envolvidos e da gravidade dos impactos potenciais, torna-se evidente a necessidade de aprofundar a compreensão dos mecanismos de ruptura progressiva e retrogressiva, bem como de aprimorar as técnicas de modelagem numérica capazes de prever a evolução dessas falhas em diferentes contextos geotécnicos

1.3 JUSTIFICATIVA

Historicamente, a avaliação da estabilidade de taludes foi fundamentada no Método do Equilíbrio Limite (MEL), que assume um comportamento rígido perfeitamente plástico dos materiais e calcula o Fator de Segurança (FS) a partir da relação entre forças resistentes e mobilizadas. Embora eficiente para análises preliminares e amplamente utilizado na prática geotécnica, o MEL possui limitações significativas, pois desconsidera deformações e trata a ruptura como um evento puramente estático. Essa limitação torna o método inadequado para a representação de rupturas progressivas e retrogressivas, fenômenos caracterizados pela evolução gradual de superfícies de cisalhamento, redistribuição de tensões e deslocamentos acumulativos que podem se desenvolver até a ruptura global.

O desenvolvimento de ferramentas de modelagem numérica, especialmente o Método dos Elementos Finitos (MEF), permitiu análises mais detalhadas, capazes de representar distribuições de tensões e deformações. No entanto, o Método dos Elementos Finitos (MEF) na formulação Lagrangeana convencional enfrenta severas limitações quando aplicado a problemas envolvendo grandes deformações, devido à distorção excessiva da malha, que compromete tanto a acurácia dos resultados quanto a estabilidade numérica da solução.

Paralelamente, métodos probabilísticos modernos oferecem uma avaliação mais robusta da probabilidade de falha, considerando as incertezas inerentes aos parâmetros do problema. Entretanto, esses métodos ainda estão centrados na avaliação do estado limite, sendo insuficientes para descrever a evolução do processo de ruptura, os deslocamentos associados, a velocidade e a energia cinética da massa instabilizada, especialmente quando o interesse se estende ao comportamento pós-ruptura.

No contexto específico deste trabalho, onde se analisam taludes submarinos, frequentemente associados à possibilidade de impactos significativos sobre infraestruturas localizadas a jusante ou montante, torna-se imprescindível ir além da simples avaliação da condição de estabilidade. É fundamental compreender a cinemática da ruptura, incluindo os deslocamentos, velocidade

do material deslocado e a energia mobilizada ao longo do processo. Essa abordagem é essencial para diferenciar eventos de ruptura que resultam em falhas catastróficas daqueles que, embora ocorram, não possuem consequências significativas sobre estruturas de interesse.

Diante desse panorama, a adoção de métodos capazes de lidar com grandes deformações e de representar, de forma realista, tanto o processo de falha quanto a sua evolução pós-ruptura, mostra-se indispensável.

Portanto, essa dissertação se propõe a investigar, selecionar e aplicar metodologias numéricas que permitam não apenas avaliar a condição de estabilidade dos taludes, mas também simular a evolução da ruptura e o comportamento pós-falha, incluindo o cálculo de deslocamentos, velocidades e energia cinética da massa instabilizada. Essa análise foi conduzida a partir de um estudo criterioso das diferentes abordagens disponíveis para a modelagem de grandes deformações, com especial atenção às ferramentas que incorporam modelos constitutivos capazes de representar “strain-softening”. A justificativa das abordagens adotadas, bem como os detalhes das formulações e modelos numéricos utilizados, será devidamente apresentada e discutida ao longo desta dissertação.

1.4 OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é desenvolver metodologias de análise para rupturas progressivas e retrogressivas, bem como para a avaliação do comportamento pós-ruptura utilizando métodos numéricos adequados para grandes deformações.

1.4.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Avaliar diferentes metodologias numéricas avançadas e ferramentas computacionais disponíveis para a análise de taludes submarinos com grandes deformações.
- Comparar as soluções obtidas pelos métodos, observando suas particularidades, limitações e resultados para os cenários modelados.
- Estudar a influência de parâmetros dos modelos constitutivos, índices físicos, e outros associados a modelagem do caso, nos resultados das análises.
- Identificar os mecanismos de ruptura que se desenvolvem nos cenários simulados, avaliando sua relação com os parâmetros do material, geometria do talude e condições de contorno.

- Analisar os efeitos dos parâmetros de cálculo dos métodos numéricos tais como tamanho da malha, tipo de elemento, influência do material e condições de modelagem no incremento de tempo, no custo computacional e na precisão dos resultados.
- Desenvolver critérios para a avaliação do impacto das rupturas, considerando deslocamentos máximos, energia cinética e número de superfícies de ruptura.

1.5 MÉTODOLOGIA

Para atingir os objetivos propostos nesta dissertação, a metodologia adotada foi estruturada em etapas, explicadas a seguir:

- Etapa 1 – Revisão Bibliográfica: inicialmente, foi realizada uma revisão bibliográfica abrangente sobre os movimentos de massa, os mecanismos de rupturas progressivas e retrogressivas, e sobre os métodos numéricos aplicados à simulação de grandes deformações em taludes. Foram também analisadas as diferentes abordagens computacionais e suas respectivas formulações constitutivas.
- Etapa 2 – Avaliação das Metodologias Numéricas Disponíveis: Com base na revisão realizada, foi conduzida uma análise crítica das metodologias numéricas existentes e dos softwares disponíveis, considerando a capacidade de modelar grandes deformações, representar o comportamento “strain-softening” e descrever adequadamente o pós-ruptura.
- Etapa 3 – Seleção e Estudo das Ferramentas Computacionais: A partir da avaliação anterior, foram selecionadas as ferramentas numéricas consideradas mais adequadas para a simulação dos problemas investigados. Estudou-se a estrutura dos métodos implementados, suas limitações e potencialidades para modelagem de instabilidades em taludes com alto grau de amolecimento.
- Etapa 4 – Simulações Numéricas: Foram realizadas simulações de taludes sujeitos a diferentes mecanismos de ruptura. As análises contemplaram a variação de parâmetros físicos e constitutivos, bem como a influência de parâmetros de cálculo numérico, como malha, incremento de tempo etc.
- Etapa 5 – Análises de Resultados e Identificação dos Mecanismos de Ruptura: Os resultados obtidos foram comparados, interpretados e classificados segundo o comportamento do talude em termos de deslocamentos, energia cinética mobilizada e tipos de falha predominantes

- Etapa 6 – Conclusões e Recomendações: A última etapa consistiu na síntese dos principais achados do estudo e na formulação de recomendações para futuras investigações.

1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta dissertação foi estruturada em sete capítulos, organizados conforme a sequência a seguir:

- Capítulo 1 apresenta a introdução ao tema, a identificação do problema, a justificativa, os objetivos e a metodologia da pesquisa, bem como a estrutura geral do trabalho.
- Capítulo 2 aborda a revisão bibliográfica, discutindo os conceitos fundamentais sobre movimentos de massa, rupturas progressivas e regressivas, métodos numéricos para grandes deformações e trabalhos relevantes publicados na literatura.
- Capítulo 3 apresenta a justificativa da adoção das abordagens numéricas selecionadas, detalha a formulação dos métodos numéricos, discute as particularidades de cada técnica utilizada e apresenta brevemente os modelos usados no ANURA3D e ABAQUS.
- Capítulo 4 expõe os resultados das simulações realizadas, divididas entre as análises conduzidas com as duas metodologias adotadas, incluindo estudos paramétricos, identificação dos mecanismos de ruptura e avaliação do comportamento pós-ruptura.
- Capítulo 5 apresenta o comparativo entre as metodologias aplicadas, discutindo as vantagens, limitações e coerência dos resultados obtidos.
- Capítulo 6 apresenta as conclusões do trabalho e as sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A previsão e a análise de rupturas progressivas e regressivas em taludes exigem a adoção de metodologias numéricas capazes de representar adequadamente grandes deformações, processos de “strain-softening” e a evolução temporal do comportamento do solo. Com o objetivo de embasar a escolha das abordagens a serem empregadas neste trabalho, este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre:

- Os métodos numéricos mais utilizados para modelagem de grandes deformações.
- Os modelos constitutivos adequados para representação do comportamento de solos sensíveis e instabilidades progressivas.
- As ferramentas computacionais disponíveis que implementam essas metodologias.
- os principais trabalhos da literatura relacionados à análise de rupturas progressivas e regressivas.

2.1 ABORDAGENS NUMÉRICAS PARA GRANDES DEFORMAÇÕES

Nesta seção serão apresentadas as principais abordagens numéricas utilizadas para modelagem de grandes deformações, com foco na descrição dos princípios de funcionamento de cada método e nas estratégias empregadas para superar problemas relacionados à distorção excessiva da malha, as seções são descritas a seguir:

- A Seção 2.1.1 descreve o Método do Ponto Material (MPM), baseado na combinação de uma malha fixa com pontos materiais móveis.
- A Seção 2.1.2 apresenta o Método Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL), que utiliza uma malha fixa permitindo o fluxo do material através dos elementos por meio de advecção.
- A Seção 2.1.3 aborda o Método dos Elementos Finitos com Partículas (PFEM), no qual os nós da malha são tratados como partículas móveis e a malha é reconstruída dinamicamente.
- A Seção 2.1.4 trata do Método de Hidrodinâmica de Partículas Suavizadas (SPH), uma técnica sem malha que representa o meio contínuo por meio de partículas interagentes.
- A Seção 2.1.5 explora o Método Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE), que ajusta a malha para acompanhar o movimento do material sem necessidade de técnicas de atualização de malha.

2.1.1 MÉTODO DO PONTO MATERIAL (MPM)

O Método do Ponto Material (MPM) é um método numérico baseado na mecânica do contínuo, desenvolvido para resolver problemas que envolvem grandes deformações, superando as limitações associadas à distorção excessiva da malha que ocorrem em formulações tradicionais baseadas em elementos finitos. O MPM combina características das abordagens Lagrangeana e Euleriana: enquanto as variáveis de estado (posição, velocidade, tensões, densidade etc.) são armazenadas em pontos materiais móveis, os cálculos são realizados em uma malha de fundo fixa, facilitando a solução das equações de movimento. O processo de cálculo no MPM é estruturado em um ciclo composto por quatro etapas principais (Figura 2.1):

- Transferência Partícula Nô: As propriedades dos pontos materiais, como massa e momento, são projetadas para os nós da malha de fundo, passo 1.
- Resolução Nodal: As equações de movimento são resolvidas nos nós, determinando forças internas, externas, acelerações e velocidades, passo 2.
- Transferência Nô-Partícula: As soluções nodais (velocidades e deslocamentos) são interpoladas de volta para os pontos materiais, passo 3.
- Atualização dos Pontos Materiais: As posições dos pontos são atualizadas e o processo é reiniciado no novo estado, passo 4.

Esse ciclo é repetido iterativamente ao longo do tempo de simulação, permitindo capturar fenômenos de grande deformação sem as limitações das malhas fixas tradicionais. A separação entre a malha de fundo e os pontos materiais, aliada a ausência de distorção acumulada da malha ao longo do tempo torna o MPM especialmente adequado para grandes deformações

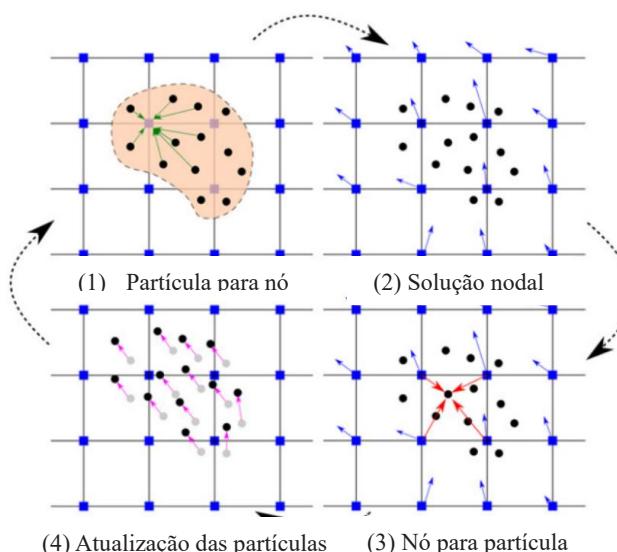


Figura 2.1. Ciclo de cálculo do Método dos Pontos Materiais. Modificado de (Soga et al,

2016)

O método GIMP (Generalized Interpolation Material Point Method) é uma extensão do MPM tradicional que aprimora a interpolação acrescentando uma área de influência para os pontos materiais que permite que interpolem as variáveis com um número maior de nós da malha, permitindo uma interpolação mais suave das variáveis e reduzindo os erros numéricos associados à troca de células "grid-crossing error".

Principais características do GIMP:

- Melhoria na interpolação: Diferentemente do MPM convencional, o GIMP usa funções de forma estendidas que evitam a perda de coerência na transferência de variáveis ao longo do tempo.
- Redução de erros numéricos: Mitiga problemas associados à troca de células na malha de fundo, que podem causar instabilidades no MPM clássico.

Como esse método é uma evolução direta do MPM, seu uso pode ser relevante dependendo da precisão necessária e das características do problema analisado principalmente em casos que se lida com grandes erros numéricos. Contudo, essa abordagem adiciona um custo computacional maior em relação ao MPM convencional, pois aumenta o número de nós que contribuem para a solução e requer cálculos adicionais para a atualização das funções de forma. Segundo Bardenhagen & Kober (2004).

2.1.2 MÉTODO EULERIANO LAGRANGIANO ACOPLADO (CEL)

O Método Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) é uma formulação numérica híbrida que combina as vantagens dos sistemas de coordenadas Lagrangeano e Euleriano para lidar com grandes deformações, fluxos de materiais e interação fluido-estrutura. Embora tenha sido inicialmente desenvolvido para aplicações em fluidodinâmica computacional, o CEL pode ser utilizado em geotecnia devido à sua capacidade de simular deslocamentos extremos. A principal característica do CEL é a coexistência de dois domínios: o Lagrangeano, associado a corpos sólidos que mantêm a coesão estrutural, e o Euleriano, que modela materiais altamente deformáveis, como solos e fluidos. Nos elementos Lagrangeanos, a malha acompanha a deformação do material ao longo do tempo. Em contraste, nos elementos Eulerianos, o material se move através de uma malha fixa no espaço, permitindo simular fluxos e separações sem distorção dos elementos.

O transporte do material dentro do domínio Euleriano é modelado por meio do *Eulerian Volume Fraction* (EVF), uma variável que representa a fração do volume de um elemento ocupada por

um determinado material. A atualização contínua do campo EVF durante a simulação possibilita rastrear a movimentação, entrada e saída de massa, bem como a separação de diferentes fases materiais, sem necessidade de atualização contínua da malha ou reconstrução geométrica. O ciclo de cálculo do método CEL pode ser resumido em quatro fases principais, conforme ilustrado esquematicamente na Figura 2.2:

- Movimento da Estrutura Sólida (Domínio Lagrangeano): Os corpos Lagrangeanos deformam-se junto com a estrutura do material, seguindo a sua evolução ao longo do tempo.
- Fluxo de Material (Domínio Euleriano): O material representado pelo domínio Euleriano escoa através da malha fixa, sem que esta sofra distorções, preservando a integridade computacional mesmo sob grandes deformações.
- Interação entre os Domínios Lagrangeano e Euleriano: O contato entre sólidos e materiais em fluxo é resolvido por algoritmos específicos de interação, garantindo o acoplamento de forças e a transferência adequada de carga entre os diferentes domínios.
- Atualização do Estado e da Fração de Volume (EVF): A evolução do campo EVF é recalculada continuamente, assegurando a correta representação da ocupação dos elementos e o transporte do material ao longo do tempo de simulação.

A capacidade do CEL de evitar a distorção da malha durante grandes deformações, associada ao controle do transporte de material utilizando mecanismos de advecção para definir o preenchimento de material via EVF, torna o método adequado para análises de solos submetidos a grandes deslocamentos.

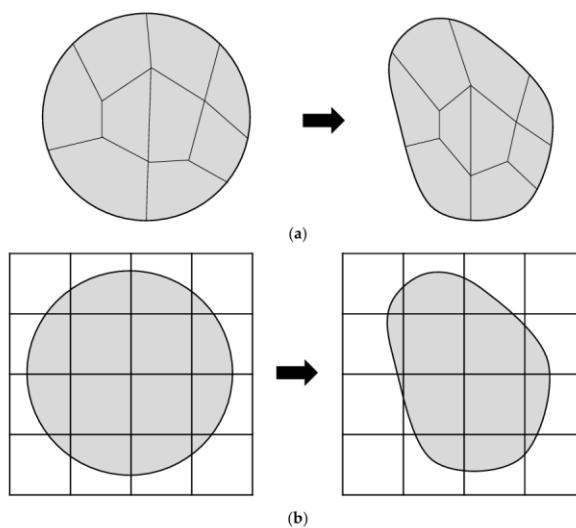


Figura 2.2. Representação esquemática do método Coupled Eulerian-Lagrangian (Ko et all. 2017).

2.1.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS COM PARTÍCULAS (PFEM)

O Método dos Elementos Finitos com Partículas (PFEM) é uma técnica numérica híbrida, baseada em uma descrição Lagrangeana, que combina os conceitos dos métodos de partículas com o método dos elementos finitos. Desenvolvido inicialmente para aplicações em mecânica dos fluidos, o PFEM foi posteriormente adaptado para problemas de engenharia geotécnica com grandes deformações, como rupturas retrogressivas e interação solo-estrutura.

No PFEM, os nós da malha são tratados como partículas móveis que carregam as variáveis físicas do sistema, como tensões, deformações e variáveis internas. A malha é reconstruída dinamicamente a cada passo de tempo a partir da nova distribuição das partículas, o que permite evitar distorções excessivas e manter a qualidade da discretização espacial.

A Figura 2.3 ilustra os principais passos do ciclo computacional do PFEM:

- (a) Malha inicial a análise começa com uma malha de elementos finitos convencional associada a uma distribuição de partículas.
- (b) Nuvem de partículas: ao final do passo de tempo, os nós são tratados como partículas e a malha é descartada.
- (c) Nova geometria: com base na nova posição das partículas, o domínio computacional é reconstituído usando algoritmos de reconstrução de contorno, como o *alpha-shape*.
- (d) Nova malha: uma nova malha é gerada por triangulação (geralmente Delaunay), permitindo a continuidade da análise no próximo passo de tempo.

Esse ciclo contínuo de movimentação de partículas e remalhamento garante que o PFEM possa lidar com deformações extremas e alterações topológicas do domínio, preservando a acurácia numérica e a estabilidade computacional. A combinação da robustez do FEM com a flexibilidade do método de partículas torna o PFEM especialmente adequado para simular falhas progressivas e fluxos de material em solos sensíveis.

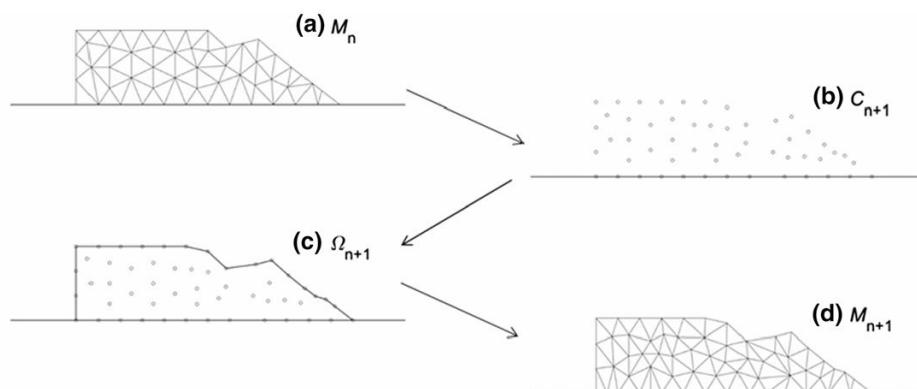


Figura 2.3. Esquema do ciclo computacional básico do PFEM (Yuan et al. 2023).

A principal característica que diferencia o PFEM de outras abordagens para grandes deformações, como o ALE e o CEL, é a capacidade de reconstruir dinamicamente a malha para acompanhar a evolução da geometria do domínio. Enquanto no ALE a malha é suavemente ajustada e no CEL o material escoa por uma malha fixa, no PFEM a malha é reconstruída conforme a movimentação das partículas, mantendo elevada qualidade dos elementos mesmo em cenários de deformação severa.

2.1.4 MÉTODO DE HIDRODINÂMICA DE PARTICULAS SUAVIZADA (SPH)

O método Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) é uma técnica numérica do tipo *meshless* e totalmente Lagrangeana, originalmente desenvolvida para simulações em astrofísica (Gingold e Monaghan, 1977; Lucy, 1977), mas que foi adaptada para uma ampla gama de aplicações em dinâmica dos fluidos, interação solo-fluido e modelagem de grandes deformações em meios contínuos.

Diferentemente dos métodos baseados em malha, como o Método dos Elementos Finitos (MEF), o SPH descreve o meio contínuo como um conjunto de partículas discretas que carregam propriedades físicas (como massa, velocidade, densidade e tensões) e evoluem segundo as equações governantes do problema. Cada partícula representa uma pequena porção do material, interagindo com suas vizinhas dentro de uma região de influência definida por uma função de suavização (*kernel*).

O método SPH baseia-se na aproximação integral de funções e suas derivadas, substituindo o uso de malhas tradicionais por um conjunto de partículas interativas. Uma função arbitrária $f(\mathbf{x})$ é representada por uma integral convolucional, em que a função delta de Dirac é substituída por um *kernel* de suavização $W(\mathbf{x} - \mathbf{x}', h)$, sendo h o parâmetro de influência espacial. Esse procedimento permite reescrever as equações de conservação da massa, quantidade de movimento e energia sem a necessidade de malha estruturada, o que confere ao SPH sua capacidade de lidar com grandes deformações e domínios com interfaces móveis.

O processo de solução no SPH ocorre em dois passos principais:

- Aproximação integral e discretização: as variáveis de interesse e suas derivadas são interpoladas com base em partículas vizinhas, ponderadas pela função *kernel*, passo 1;

- Movimentação das partículas: as partículas são atualizadas no tempo com base nas equações de movimento, transportando consigo suas propriedades físicas, passo 2.

Entre as principais vantagens do SPH estão:

- A capacidade de capturar superfícies livres de forma natural;
- A ausência de distorção de malha, comum em métodos tradicionais sob grandes deformações;
- A flexibilidade para lidar com domínios multifásicos, como água, sedimentos e ar em uma mesma simulação.

No entanto, o método enfrenta desafios importantes, como a necessidade de técnicas específicas para estabilização da pressão. Uma das abordagens mais utilizadas para isso é o Weakly Compressible SPH (WCSPH), que permite o cálculo da pressão a partir de uma equação de estado, evitando a necessidade de resolver uma equação de Poisson para pressão, o que reduz a complexidade computacional em problemas fortemente transientes. No contexto da modelagem de instabilidades em taludes submarinos e fluxos pós-ruptura, o SPH é particularmente atrativo pela sua capacidade de representar o transporte e a fragmentação de materiais sólidos, sem necessidade de remalhagem, e por conseguir capturar interfaces em movimento. O método também pode ser combinado com critérios de ruptura, como os de Shields e Drucker-Prager, permitindo simular tanto a iniciação quanto a evolução do movimento das partículas sólidas. A Figura 2.4 ilustra de forma esquemática o funcionamento do método SPH aplicado à interação solo-fluido, considerando a formulação elastoplástica do solo acoplada às equações de Navier-Stokes para o fluido

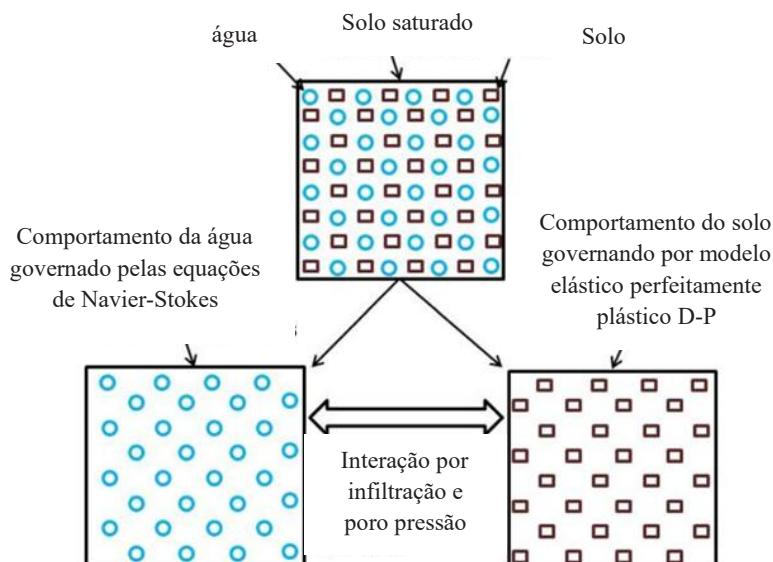


Figura 2.4. Esquema da interação solo-água considerando o modelo elastoplástico e equações de Navier-Stokes. Modificado de (Islam et all. 2020).

2.1.5 MÉTODO EULERIANO LAGRANGIANO ARBITRÁRIO (ALE)

O Método Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE) é uma abordagem numérica desenvolvida para modelar problemas envolvendo grandes deformações, deslocamentos de interfaces e interação fluido-estrutura. Ele combina as vantagens das formulações Lagrangeana e Euleriana, permitindo que a malha computacional se mova de forma independente do material, adaptando-se dinamicamente às necessidades locais da simulação.

Na descrição Lagrangeana (Figura 2.5a), os nós da malha e o material se movem juntos. Esse comportamento é ideal para capturar deformações com alta precisão, mas tende a gerar distorções na malha sob grandes deslocamentos. Já na descrição Euleriana (Figura 2.5b), a malha permanece fixa no espaço enquanto o material flui através dela, sendo útil em simulações de escoamentos ou fragmentações, mas com menor resolução local. O método ALE (Figura 2.5c) oferece uma solução intermediária, na qual a malha se move parcialmente com o material, conforme definido por critérios numéricos, permitindo o controle da distorção da malha sem a perda de fidelidade na representação física.

O ciclo computacional do ALE pode ser descrito em quatro fases, integradas ao esquema da Figura 2.5:

- (a) Movimento Lagrangeano: A malha se desloca com o material, capturando as deformações reais no tempo.
- (b) Redistribuição da malha: Após a deformação, a malha é suavemente ajustada, desacoplando-se do movimento do material, minimizando distorções acumuladas.
- (c) Atualização da geometria: O domínio computacional é redefinido com base na nova posição dos nós, preservando a qualidade dos elementos.
- (d) Advecção das variáveis: As variáveis físicas (tensões, energia, deformações) são transportadas da malha antiga para a nova, garantindo continuidade no estado físico do meio.

A possibilidade de controle independente da movimentação da malha permite ao ALE reduzir a distorção dos elementos e melhorar a precisão em análises de grandes deslocamentos, especialmente em casos de interação solo-estrutura, impacto ou fragmentação. Esse método é amplamente utilizado em análises acopladas fluido-estrutura e simulações de materiais altamente deformáveis.

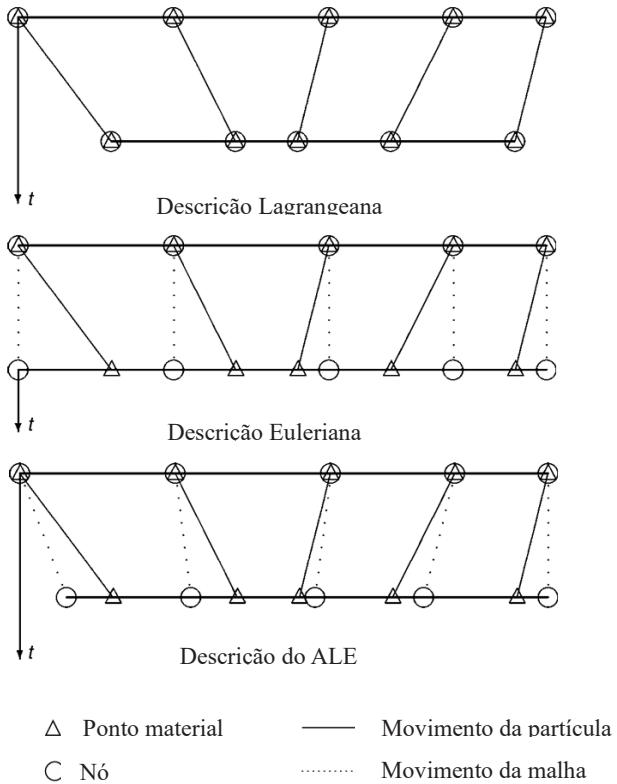


Figura 2.5. Representação esquemática do método Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE), com destaque para as descrições Lagrangeana (a), Euleriana (b) e ALE (c), e as etapas do ciclo computacional. Modificado de Donea et al. (2004)

2.2 MODELOS CONSTITUTIVOS

A modelagem constitutiva é um dos pilares fundamentais na análise de problemas geotécnicos, pois descreve a relação tensão-deformação dos materiais e seu comportamento sob diferentes estados de carregamento e saturação. Em geral, os modelos constitutivos buscam representar a resposta dos solos e rochas considerando aspectos como resistência, deformabilidade, dilatância, processos de ruptura e, em alguns casos, efeitos de tempo e saturação.

Modelos constitutivos são relações matemáticas que descrevem o comportamento mecânico dos materiais em função de suas variáveis de estado, como tensão, deformação, poropressão e, quando aplicável, sucção etc. Em geotecnia, essas formulações são fundamentais para representar o comportamento dos solos sob diferentes condições de carregamento, saturação e tempo, sendo decisivas na simulação de rupturas, recalques, adensamento e instabilidades.

De modo geral, os modelos constitutivos devem ser compatíveis com o tipo de solo, sua condição de saturação e os fenômenos que se deseja representar. Em solos saturados, as tensões efetivas e as deformações são variáveis centrais, podendo-se empregar formulações totalmente acopladas hidromecânicas quando o problema exigir, por exemplo, para representar interações entre fluxo e deformação. Contudo, em muitas situações práticas, admite-se a adoção de simplificações, como as hipóteses de comportamento totalmente drenado ou não drenado, que dispensam a resolução conjunta dos campos hidráulico e mecânico. Em solos não saturados, por outro lado, o acoplamento entre comportamento hidráulico e mecânico é sempre indispensável, pois a sucção atua como variável de estado fundamental e afeta diretamente a resposta mecânica do material, conforme discutido por Fredlund & Rahardjo (1993) e aprofundado na tese de Cordão Neto (2005).

A formulação constitutiva pode adotar diferentes abordagens, como leis elastoplásticas, viscoplásticas, combinações entre elas, entre outros. Na engenharia geotécnica, diferentes classes de modelos constitutivos são empregadas para representar o comportamento de materiais sob condições de carregamento diversas. De forma geral, destacam-se os modelos elastoplásticos, que simulam o comportamento até a plastificação e as deformações permanentes; os viscoplásticos, que incorporam os efeitos dependentes do tempo, como fluência e propagação de rupturas; e os modelos baseados no estado crítico, voltados para a simulação de fenômenos como colapso estrutural, liquefação e comportamento pós-ruptura de solos sensíveis.

Entre os modelos mais utilizados estão: o modelo linear elastoplástico, adequado para análises preliminares com pequenas deformações; o critério de Mohr-Coulomb, amplamente adotado em avaliações de estabilidade de taludes; o modelo de Drucker-Prager, que apresenta vantagens numéricas em simulações tridimensionais e de grandes deformações; e o modelo de Tresca, comumente aplicado em análises não drenadas de solos saturados, mas que, assim como outros critérios de resistência perfeitamente plástica, pode apresentar dificuldades numéricas associadas a descontinuidades geométricas na superfície de escoamento.

No contexto de fenômenos associados à liquefação, destacam-se os modelos baseados no estado crítico, como o NorSand, eficaz na representação de areias suscetíveis a colapso estrutural, e o

modelo CASM (Clay and Sand Model), que permite simular o comportamento de argilas e areias sensíveis sob diferentes trajetórias de deformação.

A ocorrência de degradação da resistência por deformação é uma característica fundamental no comportamento de solos sensíveis, especialmente no desenvolvimento de rupturas progressivas. Esse fenômeno, denominado “strain-softening”, exerce influência direta na propagação da ruptura e na evolução das superfícies de cisalhamento. A Figura 2.6 apresenta curvas de resistência ao cisalhamento em função da deformação plástica acumulada, obtidas a partir de ensaios laboratoriais realizados por Quinn et al. (2011) e compilados por Urmi et al. (2023), que ilustram claramente esse comportamento.

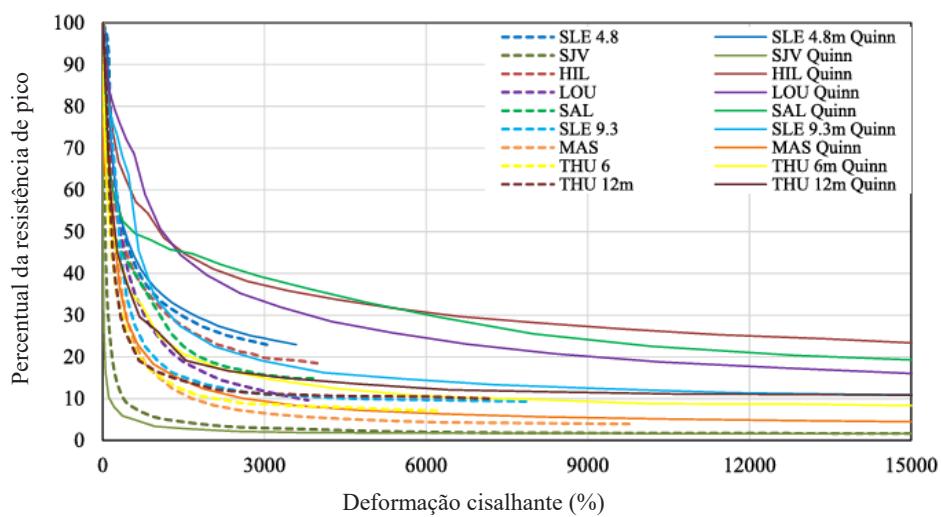


Figura 2.6. Curvas tensão amolecimento. Modificado de (Quinn et al. 2011).

Por esse motivo, é indispensável a adoção de modelos constitutivos que considerem o “strain-softening” nas análises de solos sensíveis. Esses modelos permitem representar a degradação progressiva da resistência ao longo da deformação e são fundamentais para a simulação de processos como falhas progressivas, retrogressivas e colapsos subsequentes. De maneira geral, os modelos convencionais são adaptados ou estendidos para incorporar esse efeito, destacando-se:

- Modelo Mohr-Coulomb com “strain-softening” (MCSS): Implementado por Urmi et al. (2024) no software Anura3D, esse modelo é baseado no critério clássico de Mohr-Coulomb, porém incorpora uma lei de amolecimento exponencial para os parâmetros de resistência, considerando a degradação da coesão (c), do ângulo de atrito interno (ϕ) e do ângulo de dilatância (ψ) em função da deformação plástica acumulada. Além disso,

conta com a suavização da superfície de escoamento proposta por Abbo et al. (2011), que melhora significativamente a estabilidade numérica em análises tridimensionais.

- Modelo Drucker-Prager com “strain-softening”: Adotado em diversos estudos recentes, como os de Wang et al. (2021) e Zhang et al. (2021), esse modelo permite a degradação progressiva da resistência através da variação do parâmetro “Yield Stress” em função da deformação plástica acumulada. A sua superfície de escoamento, definida no espaço dos invariantes de tensão, proporciona maior robustez numérica, especialmente em problemas envolvendo grandes deformações.
- Modelo Tresca com comportamento de Bingham: Proposto por Zhang et al. (2017), trata-se de um modelo elastoviscoplástico que combina o critério de Tresca com uma lei de fluência do tipo Bingham, incorporando uma degradação linear da resistência com a deformação plástica. Esse modelo é especialmente eficaz para representar a transição de materiais sensíveis do estado sólido para um comportamento fluido durante eventos de instabilidade.

Além dos modelos baseados na degradação da resistência por deformação plástica acumulada, outra abordagem relevante consiste na formulação baseada no deslocamento relativo acumulado nas bandas de cisalhamento. Estudos utilizando o Método Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL), como os de Dey et al. (2015) e Wang & Hawlader (2017), demonstraram que a degradação da resistência em função do deslocamento relativo permite capturar de forma mais realista a formação e a evolução de zonas de cisalhamento localizadas. Essa abordagem tem se mostrado particularmente eficaz na simulação de falhas retrogressivas em solos altamente sensíveis, como exemplificado na modelagem do deslizamento de Saint-Jude.

Quando se considera o comportamento tempo-dependente dos solos sensíveis, torna-se ainda mais evidente a necessidade de modelos constitutivos que incorporem os efeitos de viscosidade e da taxa de deformação. A resistência e a velocidade de propagação das rupturas não dependem apenas da magnitude das tensões aplicadas, mas também do tempo e da velocidade com que essas tensões são mobilizadas.

Nesse contexto, destacam-se modelos viscoplásticos como:

- O Non-Associated Mohr-Coulomb (NAMC), desenvolvido por Zambrano et al. (2024), que amplia o critério clássico de Mohr-Coulomb para incluir tanto a dilatância não associada quanto os efeitos viscoplásticos dependentes da taxa de deformação;

- O modelo clássico de Perzyna (1966), no qual a taxa de deformação plástica é função da distância até a superfície de escoamento e de um parâmetro de viscosidade, sendo amplamente utilizado para capturar os efeitos de fluência e dissipação progressiva da resistência ao longo do tempo.

Modelos viscoplásticos desse tipo são essenciais para representar adequadamente o comportamento de solos argilosos sensíveis, permitindo simular não apenas a evolução das superfícies de cisalhamento, mas também os efeitos da dissipação de energia, da propagação da ruptura e do comportamento pós-falha ao longo do tempo. Conforme discutido por Hinchberger e Qu (2009), a previsão precisa da formação e evolução das superfícies de cisalhamento em argilas estruturadas requer a consideração explícita da taxa de deformação e da duração das cargas aplicadas.

Portanto, a modelagem precisa das falhas progressivas em solos sensíveis pode-se utilizar de abordagens que incorporem:

- O amolecimento por deformação plástica acumulada;
- A degradação por deslocamento relativo nas zonas de cisalhamento;
- E os efeitos de viscosidade e da taxa de deformação, assegurando uma descrição mais realista e robusta dos processos de ruptura e pós-ruptura.

Portanto, a escolha adequada do modelo constitutivo depende diretamente dos fenômenos a serem representados, considerando estabilidade numérica, se há a necessidade de representar os efeitos de amolecimento por deformação (“strain-softening”), dependência da taxa de deformação e aproximações baseadas no estado crítico.

2.3 FERRAMENTAS DISPONÍVEIS

Para definir as ferramentas adequadas para a análise de rupturas progressivas e regressivas em taludes submarinos, foi realizada uma pesquisa sobre os softwares que implementam o Método dos Pontos Materiais (MPM). Foram avaliadas suas capacidades de paralelização, que impactam diretamente o tempo de simulação, além das condições iniciais e de contorno disponíveis para a modelagem do problema e dos modelos constitutivos oferecidos.

O Anura3D, desenvolvido pela comunidade de pesquisa Anura3D MPM Research Community, é um dos softwares mais consolidados para simulações geotécnicas envolvendo grandes deformações. Possui documentação detalhada, tutoriais em vídeo, suporte ao pré-processador GiD e ao pós-processador ParaView, o que facilita seu uso em projetos de pesquisa e aplicação

prática. Sua interface é relativamente acessível, mas o principal ponto limitante é a ausência de paralelização, operando apenas em um núcleo de CPU, o que restringe a eficiência para simulações de maior escala.

O MPM-PUCRio, posteriormente renomeado para MPM-Geomechanics, foi desenvolvido por Fernández (2020) durante sua tese de doutorado na PUC-Rio. O software exige a criação manual de arquivos de entrada no formato JSON, com visualização dos resultados no ParaView. Sua implementação inclui paralelização via OpenMP, aumentando a eficiência de processamento. No entanto, a ausência de um pré-processador gráfico dedicado pode dificultar sua adoção por novos usuários.

O CB-Geo MPM, desenvolvido na Universidade de Cambridge, é um código de pesquisa que exige ambiente Linux ou pode ser executado via Docker rodando um container operacional em Linux. Apesar de contar com paralelização funcional via CPU, sua instalação e operação são mais complexas, e não possui tantas formulações e condições de contorno como o ANURA3D (Kumar et al., 2019).

O NairnMPM apresenta documentação organizada e integração com o ParaView para pós-processamento dos resultados. No entanto, sua limitação de operação em apenas um núcleo de CPU impacta a viabilidade de aplicações de larga escala, modelos “strain softening” não foram encontrados na biblioteca padrão (Nairn, 2016).

O ep2-3De v1.0, desenvolvido por pesquisadores da Universidade de Lausanne, é otimizado para execução em GPUs modernas e pode rodar simulações elastoplásticas utilizando arquiteturas como Ampere, Turing e Volta. Sua execução em múltiplas GPUs via MPI proporciona alta eficiência, mas sua configuração requer o uso do MATLAB para geração de dados de entrada e pós-processamento, aumentando a complexidade de utilização (Wyser et al., 2021).

O Uintah, desenvolvido na Universidade de Utah, é um framework de computação paralela para grandes simulações científicas, com capacidade de simular interação fluido-estrutura. Entretanto, sua documentação técnica e a necessidade de experiência prévia em programação podem representar um desafio adicional para novos usuários (Parker et al., 2020).

O CoSim-MPM, desenvolvido na Universidade de Tsinghua, implementa paralelização baseada em GPU e é voltado para pesquisas que exigem alta capacidade de processamento. Porém, a documentação limitada e a concentração de seu uso no meio acadêmico dificultam sua adoção em projetos de maior escala ou por novos usuários (Feng e Xu, 2021).

A escolha do software depende diretamente do escopo da simulação e das exigências específicas do problema a ser modelado. O Anura3D é uma opção robusta para pesquisadores que buscam facilidade de uso, formulações acopladas (como saturada, não saturada com sucção e double-point) e suporte comunitário ativo. Já o ep2-3De v1.0 e o CoSim-MPM se apresentam como alternativas viáveis para projetos que demandam alto desempenho computacional e capacidade de paralelização via GPU.

Entre os softwares que utilizam o método numérico Particle Finite Element Method (PFEM), destacam-se diversas implementações utilizadas na academia e em aplicações de engenharia computacional.

O Kratos Multiphysics, desenvolvido pelo *International Center for Numerical Methods in Engineering* (CIMNE), é uma estrutura computacional modular destinada a simulações multifísicas. Escrito em C++, é compatível com sistemas Linux e Windows e suporta paralelização via OpenMP e MPI, permitindo a execução em múltiplos núcleos e clusters de alto desempenho. O Kratos possibilita a modelagem de diferentes fenômenos físicos, utilizando uma interface baseada em scripts Python e integração com o GiD para pré-processamento. A documentação abrangente e a modularidade tornam o Kratos uma opção consistente para usuários que necessitam trabalhar com o PFEM, cujo desenvolvimento foi liderado por Oñate, Idelsohn e Rossi no CIMNE, e cuja implementação está disponível no repositório oficial da plataforma (Kratos Multiphysics, 2024).

Dentro do Kratos Multiphysics, foi desenvolvido o módulo G-PFEM (Geotechnical Particle Finite Element Method), voltado especificamente para aplicações geotécnicas. O G-PFEM implementa estratégias numéricas para modelagem de grandes deformações, interação solo-estrutura e fenômenos de instabilidade em solos saturados e não saturados. Este módulo possui implementações específicas de acoplamento hidromecânico e estratégias de estabilização numérica para meios porosos, sendo projetado para lidar com fenômenos típicos de ruptura progressiva e retrogressiva em geotecnia.

O PFEM2 é uma implementação alternativa especializada, também desenvolvida no CIMNE, focada em aplicações hidrodinâmicas e de mecânica dos fluidos em geral. O PFEM2 é otimizado para maior estabilidade e eficiência computacional, utilizando CUDA para paralelização em GPU. Desenvolvido em C++, é compatível apenas com sistemas Linux e oferece modelos constitutivos que abrangem viscoplasticidade, elastoplasticidade e interação fluido-solo. Apesar do alto desempenho, sua utilização requer conhecimento avançado em programação e configuração numérica, o que pode representar uma barreira para usuários menos experientes.

Outra solução é o Abaqus-PFEM, que integra o método PFEM no ambiente comercial do Abaqus. Esta integração permite modelagens de grandes deformações em solos e fluidos utilizando os modelos constitutivos nativos da plataforma. A implementação é realizada em Python e Fortran, compatível com Windows e Linux. A principal limitação é a restrição da paralelização ao OpenMP para execução apenas em CPU, sem suporte nativo para GPUs. A principal vantagem do Abaqus-PFEM é a sua integração com a interface gráfica do Abaqus, simplificando sua adoção por usuários já familiarizados com o ambiente.

O PFEM tem sido empregado em estudos envolvendo retrocessões de taludes em solos sensíveis, simulando a perda de resistência e o comportamento reológico associados a falhas progressivas. As implementações acadêmicas, geralmente desenvolvidas em C++, são compatíveis com Linux e Windows e incorporam modelos elastoviscoplásticos, como o modelo de Bingham e o critério de Tresca com strain-softening. Embora algumas versões experimentais explorem o uso de GPUs, a maioria dos códigos disponíveis utiliza paralelização via OpenMP em CPU. Essas abordagens, em geral, exigem configuração manual dos estudos de caso, uma vez que não contam com interfaces gráficas consolidadas.

Assim, os softwares baseados no PFEM oferecem soluções capazes de modelar problemas geotécnicos envolvendo grandes deformações e interação fluido-estrutura. O Kratos Multiphysics e seu módulo G-PFEM destacam-se pela flexibilidade e pela possibilidade de personalização, enquanto o Abaqus-PFEM proporciona uma integração eficiente em ambientes comerciais. Já o PFEM2 e as demais implementações acadêmicas são voltadas para aplicações específicas, exigindo maior experiência em modelagem numérica e programação científica.

O SPH-Flow é uma solução comercial voltada para a simulação de escoamentos hidrodinâmicos e de interação solo-fluido, compatível com fluidos Newtonianos e não-Newtonianos.

Desenvolvido em C++, é compatível com Windows e Linux e utiliza paralelização via CUDA para execução em GPUs, oferecendo uma interface gráfica integrada para pré-processamento e visualização dos resultados (Feng & Xu, 2021).

O DualSPHysics é um software de código aberto voltado para a modelagem de fluidos e sólidos deformáveis. Também escrito em C++, é compatível com Windows, Linux e macOS, oferecendo modelos constitutivos para fluidos compressíveis e incompressíveis, além de interação fluido-estrutura. Sua execução é acelerada por paralelização híbrida utilizando CUDA e OpenMP, com integração para visualização de resultados no Blender (Wang & Zhao, 2021).

O SPHysics é uma ferramenta desenvolvida para simulações de processos hidráulicos complexos, como erosão costeira e escoamentos com superfície livre. Sua estrutura, baseada em Fortran e C++, é compatível com Windows e Linux, utilizando paralelização via OpenMP. Este software permite a modelagem de materiais elastoplásticos e viscoplásticos, sendo particularmente adequado para estudos de dinâmica de fluidos e transporte de sedimentos (Hu & Wang, 2022).

O SPH-GEO é uma implementação desenvolvida especificamente para aplicações em engenharia geotécnica, incluindo deslizamentos de terra, processos de liquefação e erosão. Escrito em C++, é compatível com Windows e Linux e inclui modelos elastoviscoplásticos como Bingham e Tresca com strain-softening. A paralelização pode ser realizada por meio de OpenMP ou CUDA, permitindo o aproveitamento de recursos computacionais tanto em CPUs quanto em GPUs (Liu & Chen, 2022).

Além dessas ferramentas, foi desenvolvido recentemente o GeoXPM por Bui et al. (2021), com o objetivo de modelar grandes deformações em solos, focando na análise de rupturas progressivas e processos de liquefação. O código é estruturado para lidar com a fragmentação de solos e permite a análise detalhada da evolução da ruptura, sendo particularmente útil em modelagens onde há a transição entre comportamento sólido e fluido do material.

O Abaqus/CAE é uma ferramenta comercial que implementam o CEL, permitindo a análise de processos como corte de metais, fluxo de detritos e interação solo-estrutura (Fidelis, 2021), além disso o software possui muitos modelos constitutivos, condições de contorno carregamento, possibilidade de se utilizar sub-rotinas constitutivas externas e scripts python.

Além do Abaqus, existem iniciativas específicas para aplicações mais restritas, como o ICECO-CEL, desenvolvido para simulações de impactos hidrodinâmicos em ambientes nucleares (Yan et al., 2021). Essas implementações demonstram a versatilidade do CEL em modelagens que exigem o acompanhamento rigoroso da interação entre materiais deformáveis e fluídos.

De modo geral, a seleção do CEL para simulações é recomendada em cenários onde as deformações são severas e a transição de fases ou a fragmentação do material são fenômenos relevantes para a resposta estrutural do sistema.

A adoção do método ALE é recomendada para problemas que exigem o acompanhamento preciso de grandes deformações e o controle eficiente da qualidade da malha em regiões críticas. Entre as soluções comerciais, o Abaqus e o LS-DYNA são frequentemente utilizados em projetos de engenharia aplicada, enquanto o Kratos Multiphysics representa uma alternativa open-source com maior flexibilidade para aplicações acadêmicas e de pesquisa.

O Abaqus com o método ALE foi estudado para simulações de interação solo-estrutura, impactos e grandes deformações. A plataforma permite modelar materiais não lineares, incluindo solos saturados, solos moles e estruturas sujeitas a carregamentos dinâmicos (Duarte et al., 2004). Aplicações incluem a análise da estabilidade de taludes, processos de penetração de estacas e o comportamento de fundações submetidas a esforços extremos (Donea et al., 2004).

O LS-DYNA utilizado na literatura para simulações envolvendo colisões e impactos estruturais, sua formulação é otimizada para análises transientes altamente não-lineares e oferece paralelização eficiente via OpenMP e MPI, viabilizando simulações de grande escala em ambientes de computação de alto desempenho (Huerta et al., 2004). O LS-DYNA é frequentemente utilizado para modelar o comportamento de barragens, estruturas offshore e materiais sujeitos a impactos extremos (Rodríguez-Ferran et al., 2004).

O Kratos Multiphysics disponibiliza um módulo de ALE focado em problemas multifásicos, como escoamento em meios porosos e interação entre fluidos e sólidos. O framework é desenvolvido em C++ com interface de scripts em Python, oferecendo flexibilidade na definição de modelos constitutivos e condições de contorno. Suporta paralelização via OpenMP e MPI, possibilitando simulações eficientes em clusters de processamento paralelo (Donea et al., 2004; Huerta et al., 2004).

2.4 REVISÃO DOS RESULTADOS ENCONTRADOS NA LITERATURA

A análise dos trabalhos que obtiveram êxito em modelar grandes deformações, taludes, rupturas progressivas e regressivas ajudará a pautar a escolha da solução para o problema em questão.

Ceccato et al. (2024) realizaram uma revisão abrangente sobre a aplicação do Método dos Pontos Materiais (MPM) na modelagem de deslizamentos, identificando um aumento substancial no número de estudos realizados nos últimos anos. Os autores destacam que a popularidade do método tem crescido rapidamente, principalmente devido à sua semelhança com o Método dos Elementos Finitos (FEM) e ao acesso a códigos *open-source*, que facilitam sua aplicação. A revisão também aponta que a maioria dos trabalhos publicados se concentra na análise de deslizamentos rápidos, com formulações explícitas dinâmicas, e que as aplicações com formulações implícitas ainda são raras, sendo o estudo de Yamaguchi et al. (2023) uma das exceções.

A revisão de Ceccato et al. (2024) também aponta que grande parte das pesquisas tem sido conduzida utilizando códigos como Anura3D, CB-Geo MPM e MPM3D, sendo o primeiro amplamente empregado para simulações de deslizamentos de terra e problemas de grande deformação, enquanto os demais têm sido aplicados para estudos tridimensionais e de alta complexidade numérica. A maioria dos trabalhos revisados utilizou abordagens bidimensionais para reduzir o custo computacional, embora simulações tridimensionais sejam essenciais para casos mais complexos, especialmente aqueles envolvendo geometria irregular e interação com estruturas.

Os avanços no desenvolvimento desses códigos têm permitido uma representação mais precisa dos fenômenos de instabilidade de taludes. No entanto, desafios como o refinamento da formulação para minimizar oscilações numéricas e melhorar a eficiência computacional ainda representam tópicos de pesquisa em aberto. Além disso, a modelagem da interação entre diferentes fases do solo, como a inclusão de acoplamento hidromecânico, continua sendo um dos principais desafios para tornar o MPM ainda mais robusto na análise de deslizamentos de larga escala.

Rohe e Martinelli (2017) revisaram o uso do Material Point Method (MPM) em aplicações de engenharia geotécnica, destacando sua implementação no software Anura3D. O estudo

apresentou diferentes formulações do MPM para simulação de deslizamentos, incluindo abordagens para solos saturados e não saturados. Segundo os autores, "o MPM combina vantagens dos métodos baseados em malha e de partículas, eliminando distorções de malha e preservando a história do material".

Os estudos de Feng et al. (2021) e Gutiérrez et al. (2024) merecem ser destacados por suas contribuições na aplicação do MPM para simulações de falhas induzidas por liquefação em barragens e taludes. Ambos os trabalhos demonstram que a implementação de modelos constitutivos avançados, capazes de capturar a degradação progressiva da resistência, bem como os efeitos hidromecânicos associados à liquefação, é crucial para representar adequadamente a evolução da falha e os processos pós-ruptura.

Na mesma linha, o trabalho de Chen et al. (2013) propôs um método de redução dinâmica local de resistência, demonstrando que abordagens que permitem reduzir progressivamente os parâmetros de resistência, de maneira localizada, são mais eficazes na simulação de processos de ruptura progressiva. O estudo, realizado no software FLAC3D, reforça que o controle da degradação da resistência ao longo do tempo é fundamental para identificar de forma mais precisa a formação e a propagação de zonas de cisalhamento, além de permitir uma estimativa mais realista dos deslocamentos acumulados.

MPM pode ser acoplado com o FEM como demonstrado por Zhou et al. (2022) que desenvolveram um algoritmo acoplado FEM-MPM otimizado para execução em GPU, com o objetivo de simular processos de falha em geomecânica. No método proposto, os elementos finitos distorcidos são substituídos por pontos materiais, permitindo a continuidade das simulações sem problemas de convergência numérica. A estratégia de acoplamento possibilita a utilização da precisão do FEM para pequenas deformações, enquanto o MPM assume a modelagem quando ocorrem grandes deslocamentos. Além disso, o algoritmo foi acelerado por meio de paralelização com CUDA, garantindo uma melhoria significativa na eficiência computacional, especialmente em aplicações de estabilidade de taludes e processos de ruptura progressiva. Segundo os autores, "a implementação baseada em GPU permite um aumento substancial na velocidade de processamento, tornando viável a análise de larga escala de instabilidades geotécnicas complexas" (Zhou et al., 2022).

Wang et al. (2016) analisaram os mecanismos de falha retrogressiva e progressiva utilizando o Material Point Method (MPM). Os autores observaram que as falhas progressivas tendem a se iniciar por zonas de fraqueza internas, evoluindo gradualmente devido à redistribuição de tensões no interior do solo, enquanto as falhas retrogressivas decorrem principalmente da perda de suporte na base, o que desencadeia o colapso sequencial das porções superiores do talude. Os resultados dessa análise, representados na Figura 2.7, ilustram a diferenciação entre os dois mecanismos e a evolução das superfícies de ruptura ao longo do tempo..

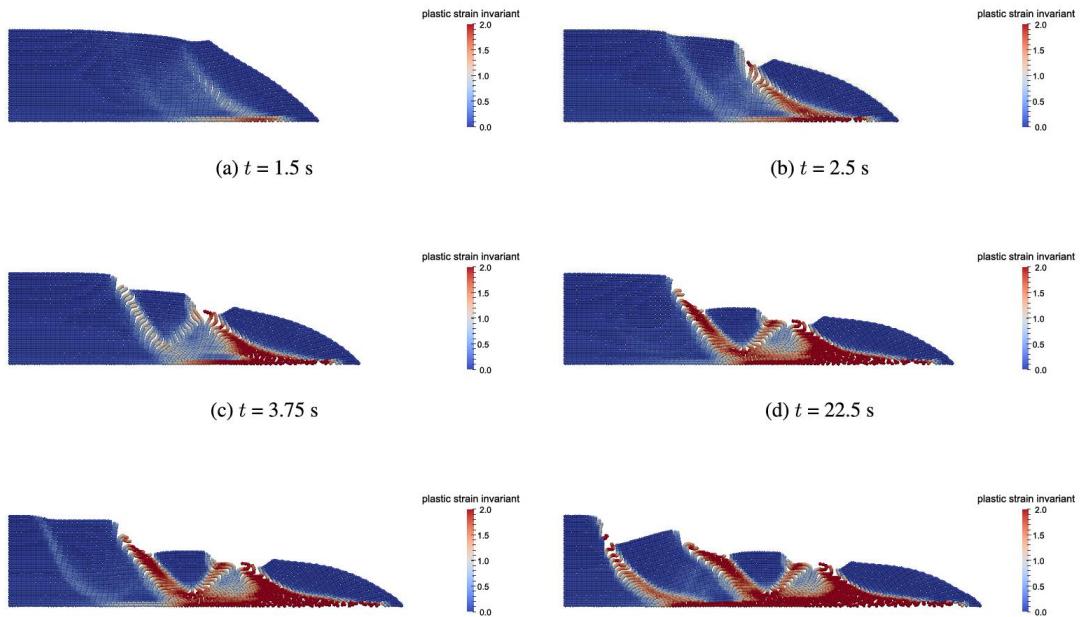


Figura 2.7. Resultados de falhas progressivas no MPM demonstrados por Wang et al. (2016).

Urmí et al. (2023) revisaram os principais mecanismos de falha e ferramentas numéricas aplicadas a deslizamentos em argilas sensíveis, destacando a importância de modelos constitutivos elastoviscoplásticos com leis de amolecimento não linear para representar a transição de estado sólido para líquido nesses materiais. O estudo enfatiza o uso do MPM como alternativa para contornar as limitações das abordagens convencionais em cenários de grandes deformações. Nas simulações realizadas com o software Anura3D, os autores avaliaram o papel da resistência não drenada de pico e residual, bem como do fator de amolecimento (shape factor), observando que valores baixos de resistência residual são cruciais para o surgimento de falhas progressivas. A Figura 2.8 ilustra o efeito do shape factor na propagação da ruptura, indicando que valores inferiores a 20 não foram suficientes para a formação de múltiplas superfícies de cisalhamento no caso analisado.

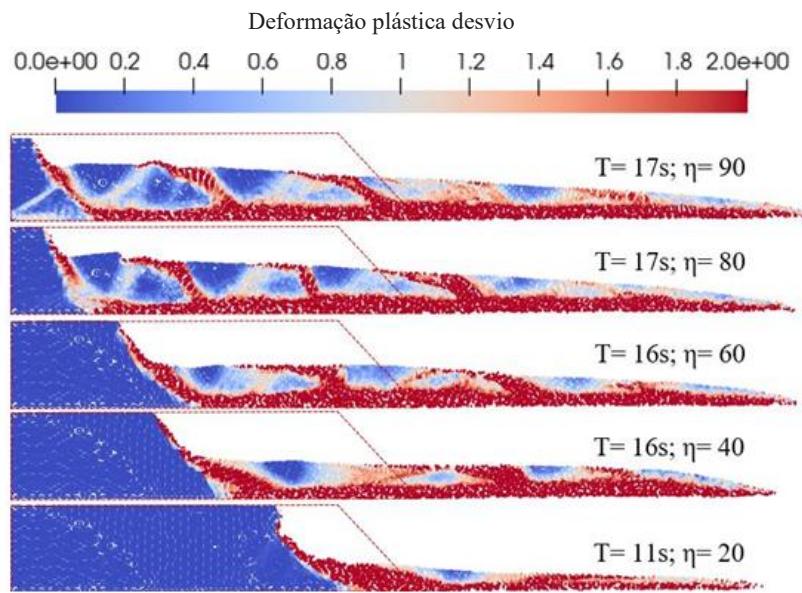


Figura 2.8. Efeito do shape factor na propagação da ruptura. Modificado de (Urmí et al. 2023).

Outro estudo realizado por Urmí et al. (2024) utilizou o Método dos Pontos Materiais (MPM) para simular os deslizamentos retrogressivos de Sainte-Monique (1994) e Saint-Jude (2010), aplicando um modelo constitutivo elastoplástico de Mohr-Coulomb com amolecimento. Os resultados evidenciaram a formação de estruturas típicas de falha, como "horsts" e "grabens", reproduzindo os padrões observados nos eventos reais. A correspondência entre a geometria final obtida no modelo e a configuração do deslizamento natural de Saint-Jude é apresentada na Figura 2.9, reforçando a validade do método e da abordagem adotada.

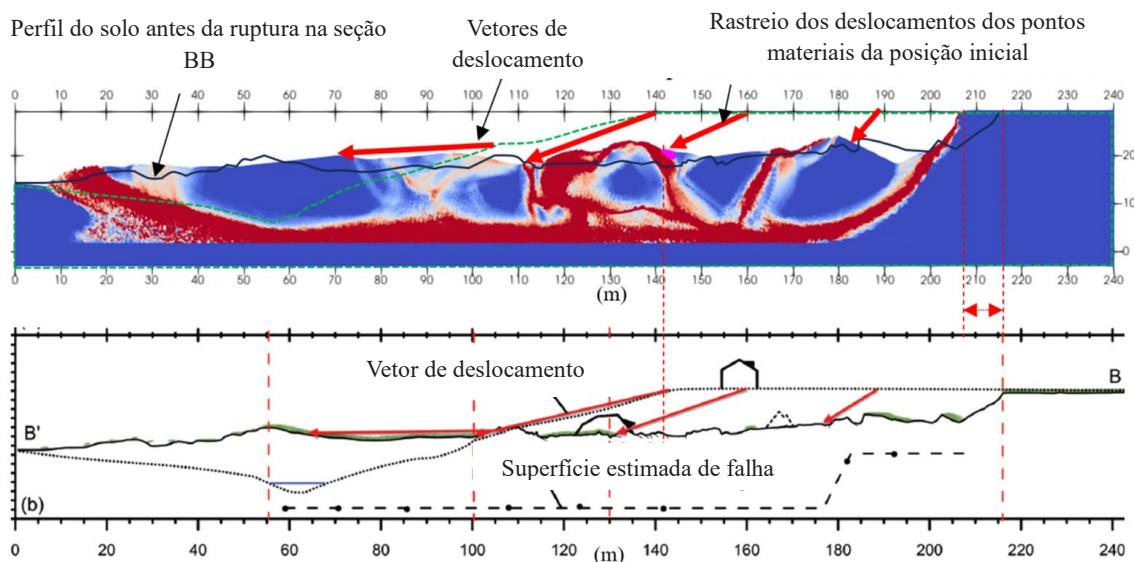


Figura 2.9. Comparação da geometria pós falha do modelo e do deslizamento de Saint-Jude. Modificado de (Urmí et al. 2024).

Em geotecnia, o método CEL é aplicado na modelagem de dutos parcialmente enterrados em solos argilosos saturados, com acoplamento entre esforços hidrodinâmicos e mecânicos (Zhang et al., 2019). Também é utilizado para avaliar a estabilidade de solos muito moles sob carregamentos dinâmicos, permitindo representar grandes deslocamentos e falhas progressivas em taludes submersos (Chen et al., 2020; Lee et al., 2021). Na indústria de manufatura, o CEL simula com precisão processos como o corte ortogonal de metais e operações de furação com brocas indexáveis, considerando a separação do cavaco, altas taxas de deformação e transporte de cavacos (Wang et al., 2022; Fang et al., 2020). Na engenharia de desastres, é usado para simular fluxos de detritos, colapsos de barragens sob carregamentos de explosivos e impactos de ondas de choque em estruturas de concreto (Wang et al., 2020; Lu et al., 2019). Sua capacidade de representar grandes deformações transientes o torna adequado para eventos rápidos e catastróficos em solos coesivos.

Além dessas aplicações, destaca-se o estudo de Wang et al. (2016), que aplicou o método Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) à simulação do deslizamento de Saint-Jude, utilizando o software Abaqus. Foi adotado um modelo com critério de plastificação de von Mises e degradação pós-pico da resistência ao cisalhamento não drenada, representando com precisão o comportamento da argila sensível. A Figura 2.10 apresenta os resultados da simulação, nos quais o CEL reproduziu a formação da banda de cisalhamento quase horizontal, as falhas rotacionais iniciais e estruturas do tipo "horsts" e "grabens", características do espalhamento progressivo observado. Os resultados numéricos mostraram boa concordância com os dados de campo, tanto na morfologia final dos detritos quanto na distância de retrogressão.

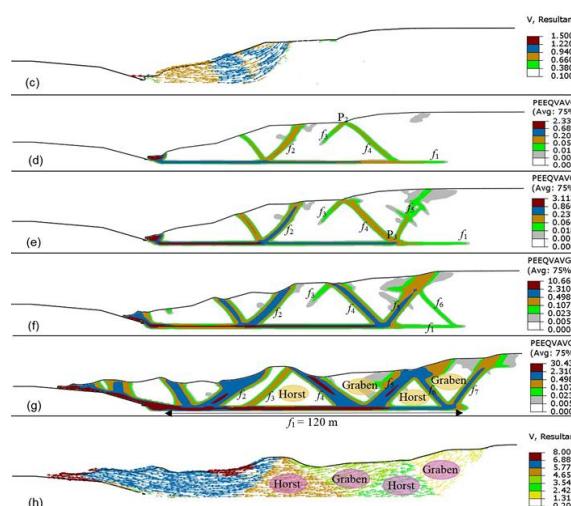


Figura 2.10. Simulação numérica do deslizamento de Saint-Jude utilizando o Método Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL). (Wang et al. 2016).

Dey et al. (2021) também investigaram falhas progressivas em solos sensíveis utilizando o método CEL no software Abaqus. O estudo analisou a degradação da resistência não drenada e a formação de bandas de cisalhamento ao longo do tempo, destacando que a remoção do suporte na base do talude pode desencadear múltiplas instabilidades em sequência. A Figura 2.11 ilustra a formação de estruturas do tipo "horsts" e "grabens" durante a evolução da ruptura. As simulações foram validadas com casos históricos, demonstrando que o CEL é capaz de reproduzir padrões de falha observados em deslizamentos reais.

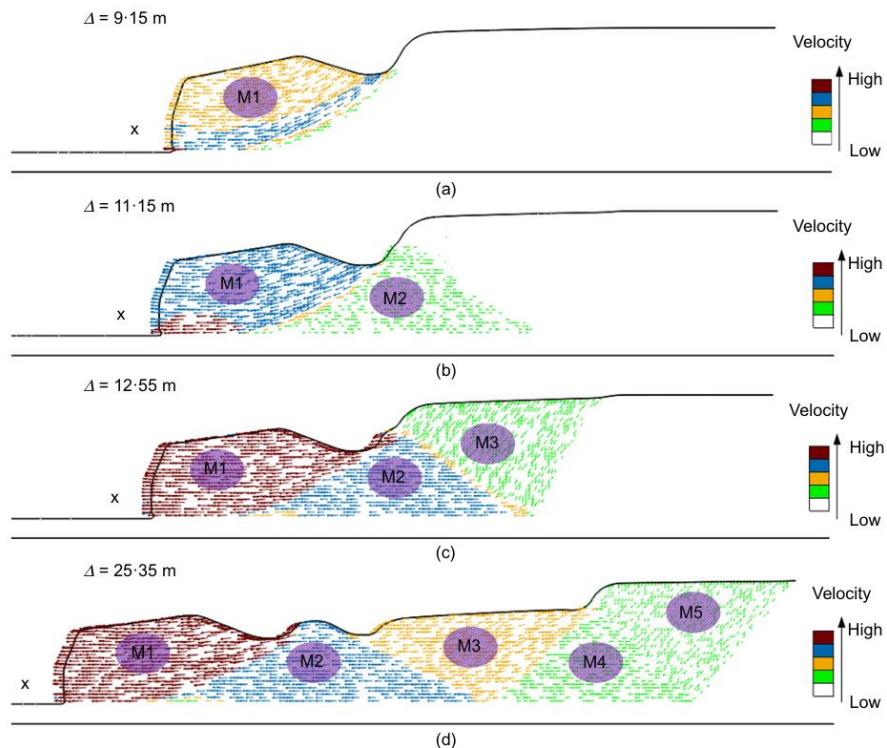


Figura 2.11. Formação de "Horsts" e "Grabens". (Dey et al. (2021)).

Outro estudo utilizando o CEL no software ABAQUS é o de Wang e Hawlader (2017), que investigou numericamente o comportamento de três modalidades de ruptura (Figuras 2.12, 2.13 e 2.14 que apresentam três tipos de falha (a) falha progressiva em declive, (b) fluxo de detritos retrogressivo e (c) spread). O trabalho analisou diferentes geometrias, propriedades geotécnicas e gatilhos de instabilidade, reproduzindo de forma realista os mecanismos de iniciação, formação de bandas de cisalhamento, colapso global do talude e deslocamento pós-ruptura das massas de solo. Os resultados obtidos foram compatíveis com os modelos conceituais propostos com base em observações de campo, reforçando a aplicabilidade da modelagem numérica de grandes deformações na compreensão de fenômenos envolvendo solos com comportamento strain-softening.

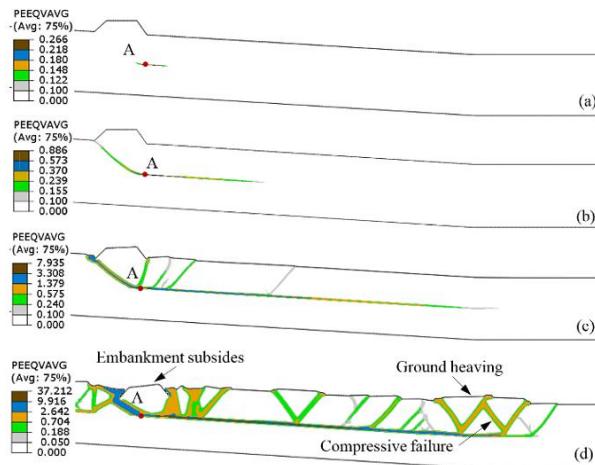


Figura 2.12. Resultados numéricos utilizando modelagem CEL (a) falha progressiva em declive induzida por carregamento em encosta (Case-I). (Wang e Hawlader 2017).

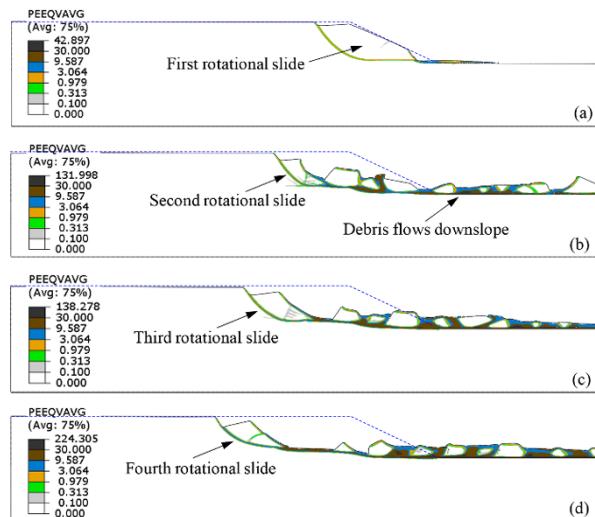


Figura 2.13. (b) fluxo de detritos retrogressivo provocado por erosão de toe (Case-II).

(Wang e Hawlader 2017).

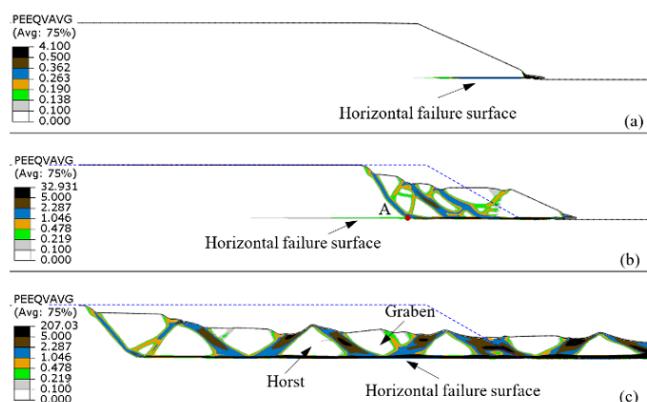


Figura 2.14. (c) spread com formação de horsts e grabens em resposta à perda de suporte na base (Case-III). (Wang e Hawlader 2017).

O deslizamento de Saint-Jude também foi analisado em um estudo de caso por Zhang et al. (2019), que modelaram numericamente o evento utilizando o método dos Elementos Finitos de Partículas (PFEM). O estudo empregou um modelo elastoviscoplástico baseado na combinação do critério de Tresca com amolecimento por deformação (strain-softening) e do modelo de Bingham, permitindo capturar tanto o comportamento sólido quanto fluido das argilas sensíveis. A Figura 2.15 apresenta os resultados obtidos, demonstrando que a estrutura computacional adotada foi capaz de reproduzir quantitativamente o processo de falha progressiva, a distância de retrogressão e o perfil final do deslizamento, validando a aplicabilidade do PFEM para a simulação de deslizamentos retrogressivos em argilas sensíveis.

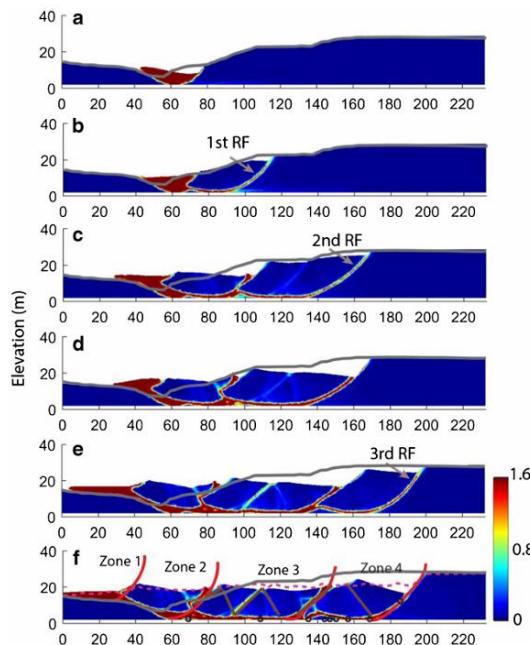


Figura 2.15. Estudo de caso do deslizamento de Saint-Jude utilizando o PFEM.

(Zhang et al. 2019).

Outro trabalho relevante é o de Wang et al. (2021), que investigaram falhas progressivas em solos argilosos sob condições dinâmicas utilizando o Particle Finite Element Method (PFEM). O estudo incorporou o comportamento de amolecimento por deformação ("strain-softening"), demonstrando sua influência nos padrões de falha e no deslocamento do material. A Figura 2.16 ilustra os resultados obtidos, evidenciando a relação entre o índice de resistência de solos estratificados e a formação de superfícies de ruptura. Os autores concluíram que camadas com resistências semelhantes tendem a gerar deslizamentos rotacionais mais profundos e com maior alcance, ressaltando a eficácia do PFEM para simulações de rupturas progressivas, desde que o amolecimento seja devidamente considerado.

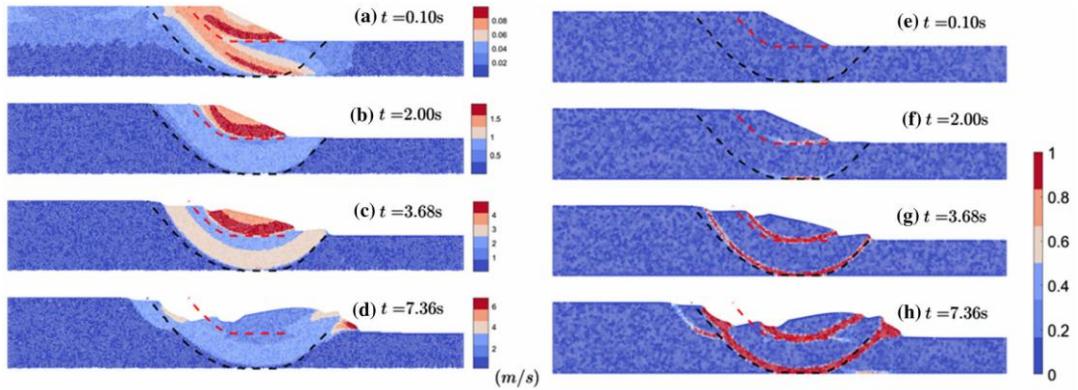


Figura 2.16. Resultados das rupturas no PFEM demonstrados por Wang et al. (2021)

O estudo conduzido por Yuan et al. (2020) utilizou o Método dos Elementos Finitos de Partículas Suavizadas (SPFEM), baseado na estrutura do PFEM, para modelar a falha progressiva em encostas argilosas sensíveis. O modelo constitutivo adotado foi o critério de Tresca com amolecimento por deformação ("strain-softening"), permitindo a análise da propagação da falha ao longo do tempo e a formação de estruturas típicas como "horsts" e "grabens". A Figura 2.17 apresenta os resultados obtidos na simulação, destacando que a retrogressão e a distância de deposição final da massa instável são altamente sensíveis ao módulo de amolecimento do solo. O estudo conclui que valores mais elevados de amolecimento resultam em maiores distâncias de retrogressão e espalhamento dos detritos.

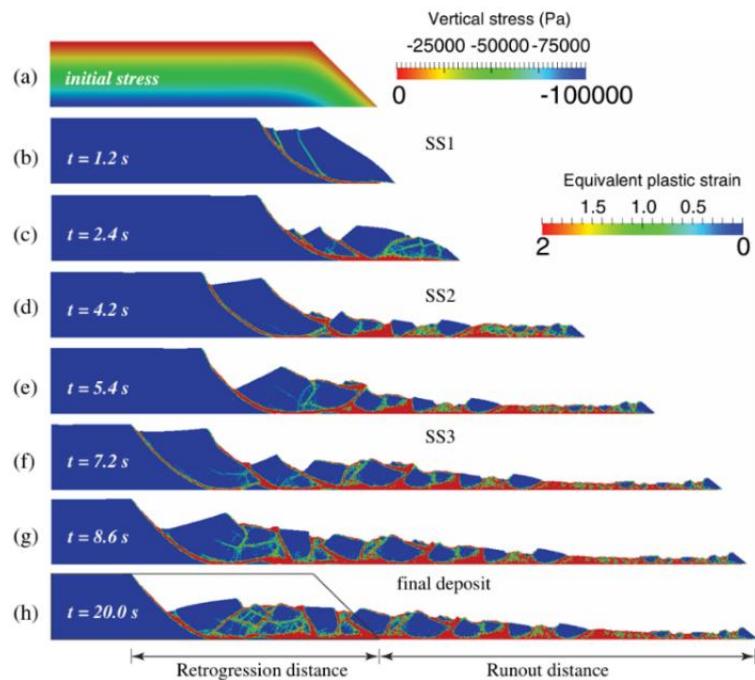


Figura 2.17. Resultados das rupturas progressiva no PFEM (Yuan et al. 2020).

O estudo realizado por Zhang et al. (2017) utilizou o Método dos Elementos Finitos de Partículas (PFEM) para modelar a falha retrogressiva em encostas compostas por argilas sensíveis. O modelo constitutivo empregado foi do tipo elastoviscoplástico com amolecimento por deformação (“strain-softening”), combinando elementos do critério de Tresca e do modelo de Bingham, o que permitiu representar adequadamente tanto o comportamento sólido da argila intacta quanto o comportamento semifluido da argila remoldada. Conforme ilustrado na Figura 2.18, o PFEM foi capaz de reproduzir com sucesso o mecanismo de falha retrogressiva, demonstrando que uma falha inicial no pé do talude pode desencadear instabilidades sucessivas que se propagam ao longo da superfície basal, ascendendo progressivamente até atingir a porção superior do depósito argiloso.

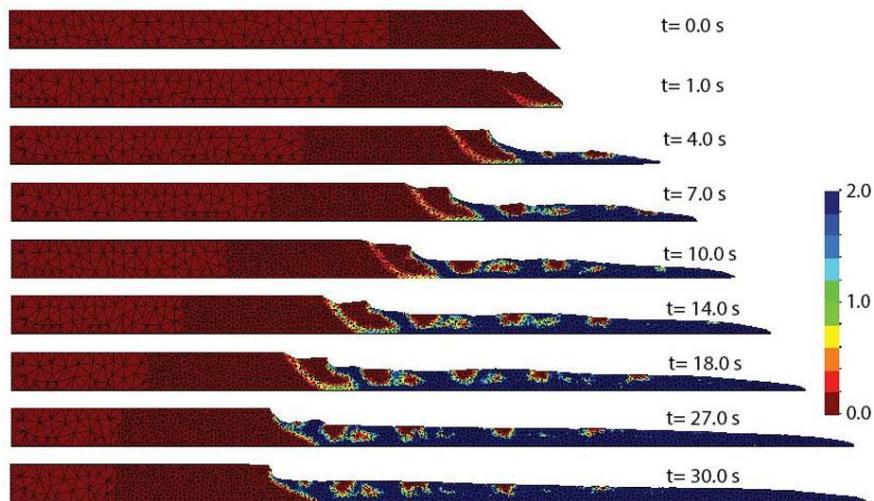


Figura 2.18. Resultados das rupturas progressivas. (Zhang et al. 2017).

Estudos recentes demonstraram a capacidade do método SPH em representar de forma precisa a evolução da resistência dos solos e a fragmentação do material durante rupturas progressivas. Por exemplo, Kim & Park (2022) aplicaram SPH na análise de liquefação e fluxo de detritos, enquanto Zhao & Fang (2021) destacaram a capacidade do método em capturar a evolução de falhas geotécnicas complexas. De modo semelhante, Lee & Kang (2023) demonstraram a aplicação do SPH na análise de instabilidades em encostas e na mitigação de riscos associados.

Outro trabalho relevante é o de Bui e Nguyen (2021), que apresentaram uma revisão abrangente sobre a formulação e as aplicações do método Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) na engenharia geotécnica. O estudo destaca a capacidade do SPH em lidar com grandes deformações, pós-ruptura e fluxos multifásicos em meios porosos, evidenciando que sua natureza totalmente sem malha elimina os problemas de distorção frequentemente enfrentados

em métodos baseados em malha, como o FEM tradicional. Para simulações de rupturas progressivas, os autores empregaram modelos constitutivos elastoplásticos e viscoplásticos baseados em plasticidade contínua, incluindo adaptações do modelo de Drucker-Prager e formulações granular-viscosas sensíveis à taxa de deformação. A Figura 2.19 apresenta os resultados dessas análises, ilustrando a capacidade do SPH em representar com precisão os mecanismos envolvidos na propagação de falhas progressivas.

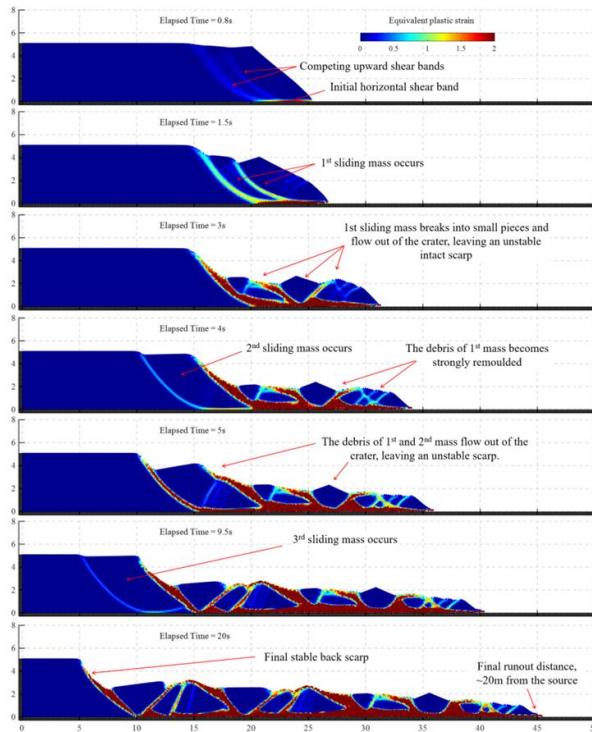


Figura 2.19. Resultados das rupturas progressivas analisadas. (Bui et al 2021).

Bui e Nguyen (2021) destacam que "o SPH, quando formulado corretamente com esquemas de aproximação robustos e modelos constitutivos adequados, pode capturar não apenas o início da falha, mas também a evolução subsequente do fluxo do material e o colapso progressivo da estrutura".

Dante do panorama apresentado, observa-se que os avanços recentes na modelagem numérica aplicada à geotecnia permitiram não apenas simular o estado limite de taludes, mas também compreender a evolução dos processos de ruptura e os mecanismos pós-falha. A literatura demonstra de forma consistente que a escolha do método numérico e do modelo constitutivo, é determinante para a representação adequada dos fenômenos envolvidos, as abordagens que obtiverem êxito e apresentam maior número de trabalhos acerca do tema são o MPM, CEL, PFEM e SPH, nessa revisão resultados sobre rupturas progressivas com o ALE e FVM não foram encontradas.

CAPÍTULO 3

3. MÉTODOS ADOTADOS

Nesta dissertação, optou-se por empregar os métodos numéricos com maior aderência à modelagem de rupturas progressivas: o Método dos Pontos Materiais (MPM), Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL), Particle Finite Element Method (PFEM) e Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH). Abordagens como Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE) e Finite Volume Method (FVM) foram descartadas devido à escassez de aplicações compatíveis com o fenômeno estudado.

No contexto do MPM, foram testados os softwares Anura3D, CB-Geo MPM e MPM-Geomechanics. O Anura3D foi selecionado como principal ferramenta por oferecer robustez numérica, documentação abrangente, suporte a múltiplas formulações (incluindo double-point e saturada acoplada) e integração com o GiD. Mesmo sem paralelização, mostrou-se adequado para os objetivos do trabalho.

O CB-Geo MPM, embora com suporte a múltiplos núcleos, apresentou limitações na execução de análises em múltiplas etapas. O MPM-Geomechanics, apesar de mais acessível, resultou em simulações inconsistentes no contexto de falhas progressivas.

Para o método CEL, adotou-se o Abaqus/CAE, amplamente utilizado na engenharia geotécnica e com modelos constitutivos com strain-softening disponíveis na biblioteca padrão, sem necessidade de sub-rotinas externas.

O método ALE foi descartado devido à distorção da malha em grandes deformações e aos problemas numéricos associados à movimentação nodal em contextos gravitacionais, conforme descrito por Alelvan (2017) e nos manuais do Abaqus.

O PFEM foi inicialmente avaliado via Kratos Multiphysics, mas a ausência de modelos com degradação de resistência nas versões acessíveis e a dificuldade de compilação inviabilizaram sua aplicação. No caso do SPH, o código GeoXPM (Bui et al., 2021), que apresentou resultados coerentes com o esperado usando o modelo Drucker-Prager com strain-softening. O GeoXPM demonstrou bom potencial e resultados semelhantes ao MPM e CEL, e boa facilidade de uso,

apesar disso não foi obtida versão completa do código e não havia tempo hábil para completar todas as análises com esse método.

Dessa forma, a seleção do Anura3D (MPM) e do Abaqus/CAE (CEL) fundamentou-se no equilíbrio entre estabilidade numérica, realismo físico e viabilidade prática para as simulações de rupturas progressivas e retrogressivas realizadas.

A formulação matemática dos métodos numéricos empregados nesta dissertação (MPM e CEL) encontra-se apresentada no Anexo 1. O Anexo reúne a descrição da base teórica da mecânica do contínuo, comum ao Método dos Elementos Finitos (MEF), ao Método dos Pontos Materiais (MPM) e ao Método Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL), abrangendo os princípios de conservação da massa, do momento linear, da energia interna e as relações constitutivas básicas.

A formulação específica do MPM descrita no ANEXO1, utilizou de base a abordagem de Fern et al. (2019), no livro *The Material Point Method for Geotechnical Engineering: A Practical Guide*. A ordem e todas as equações relacionadas ao MPM seguem esta referência, com pequenas adaptações de apresentação realizadas para melhor enquadramento no contexto desta pesquisa.

A descrição referente ao CEL foi estruturada conforme descrito no Abaqus/CAE User's Guide (Dassault Systèmes, 2016), assegurando aderência às práticas implementadas no solver Explicit do software Abaqus/CAE utilizado nesta dissertação.

Dessa forma, para evitar a repetição de conteúdos gerais e tornar o desenvolvimento mais fluido, o capítulo 3 desta dissertação será dedicado exclusivamente à apresentação das particularidades numéricas e operacionais associadas à aplicação dos métodos nas simulações realizadas. O capítulo será estruturado da seguinte forma:

- Seção 3.1: Descrição das particularidades do Método dos Pontos Materiais (MPM), implementado no Anura3D.
- Seção 3.2: Descrição das particularidades do Método Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL), implementado no Abaqus/Explicit.
- Seção 3.3: Descreve brevemente os modelos utilizados e algumas particularidades da versão disponível nos softwares.

3.1 MÉTODO DO PONTO MATERIAL (ANURA3D)

Esta seção apresenta as particularidades do Método dos Pontos Materiais (MPM) nas simulações realizadas com o software Anura3D, complementando a fundamentação teórica apresentada na Seção 2.1.1 e no Anexo 1.

Antes de detalhar a configuração adotada no Anura3D, é importante distinguir brevemente os principais tipos de solução temporal utilizados em numéricos:

- Solução Explícita: Nessa formulação, o estado do sistema no próximo instante de tempo é calculado diretamente a partir das variáveis conhecidas no instante atual, sem a necessidade de resolver sistemas de equações. Trata-se de um método condicionalmente estável, em que o passo de tempo deve ser inferior a um limite crítico determinado pelo critério de Courant, Friedrichs e Lewy (1928), conhecido como condição CFL, para garantir a estabilidade numérica. A simplicidade de implementação e o menor custo computacional por passo de tempo tornam essa abordagem atrativa para simulações dinâmicas, embora requeira passos de tempo reduzidos, o que pode aumentar o tempo total de simulação (Fern et al., 2019).
- Solução Implícita: Nessa abordagem, o estado futuro do sistema é obtido por meio da resolução de um sistema de equações que depende das variáveis no próprio instante futuro. Isso permite o uso de passos de tempo maiores, sendo vantajoso em análises quase-estáticas ou de longa duração. No entanto, o custo computacional por passo é geralmente maior, devido à necessidade de inversão de matrizes e à utilização de métodos iterativos.
- Solução Semi-implícita: Combina características das formulações explícita e implícita. Termos não lineares ou altamente variáveis são resolvidos explicitamente, enquanto termos lineares ou difusivos são tratados implicitamente. Essa estratégia busca equilibrar estabilidade e desempenho computacional, sendo adequada para problemas multifísicos ou com múltiplas escalas de tempo.

O Anura3D utiliza a formulação explícita, com integração no tempo baseada no método das diferenças centrais. Essa abordagem é particularmente eficiente na representação de eventos dinâmicos com grandes deformações, sendo condicionalmente estável conforme a condição CFL

Para as análises quase-estáticas, manteve-se o esquema explícito, mas introduzindo um amortecimento local artificial “local damping”. O amortecimento local é uma técnica implementada no Anura3D para introduzir dissipação de energia artificial no sistema, ajudando a estabilizar a solução numérica em diferentes tipos de análise. Essa abordagem consiste em adicionar uma força adicional proporcional à força desequilibrada ($\mathbf{f}_{\text{ext}} - \mathbf{f}_{\text{int}}$) e contrária à direção da velocidade. A formulação geral do termo de amortecimento para um grau de liberdade é expressa por:

$$\mathbf{f}_{\text{damp}} = -\alpha \frac{|\mathbf{f}| \mathbf{v}}{|\mathbf{v}|} \quad (3.1)$$

onde: α é o coeficiente de amortecimento local (adimensional), $\mathbf{f} = \mathbf{f}_{\text{ext}} - \mathbf{f}_{\text{int}}$ é a força desequilibrada e \mathbf{v} é a velocidade nodal.

Além disso, o software dispõe da opção “Quasi-static Convergence”, ativada nas propriedades de cálculo. Essa ferramenta automatiza a detecção do estado de equilíbrio quase-estático, monitorando critérios como a razão entre a energia cinética e o trabalho das forças externas, ou a variação das forças internas.

Assim, o procedimento nas fases quase-estáticas envolveu:

- Solução explícita com aplicação de amortecimento local elevado (tipicamente entre 0,5 e 0,8).
- Utilização da opção “Quasi-static Convergence” para controlar o avanço automático do tempo até atingir a convergência desejada.

$$F = \frac{\|\mathbf{f}_{\text{ext}} - \mathbf{f}_{\text{int}}\|}{\|\mathbf{f}_{\text{ext}}\|} < \text{tolerância} \quad (3.2)$$

$$E = \frac{KE}{W_{\text{ext}}} < \text{tolerância} \quad (3.3)$$

Embora inicialmente desenvolvido para acelerar a convergência em análises quase-estáticas, o amortecimento local também pode ser empregado em simulações dinâmicas explícitas. Nesses casos, desde que utilizado com valores baixos de α (tipicamente entre 0,05 e 0,15), o amortecimento auxilia na dissipação de oscilações numéricas sem comprometer significativamente a fidelidade da resposta dinâmica. Essa prática é particularmente relevante em materiais cujo modelo constitutivo não inclui mecanismos intrínsecos de dissipação de energia.

A importância da escolha adequada do coeficiente de amortecimento local foi evidenciada no estudo de Toro Rojas (2019), no qual se verificou que valores altos ($\alpha \approx 0,75$) resultam em comportamento quase-estático, enquanto valores baixos ($0,01 \leq \alpha \leq 0,05$) favorecem uma dissipação mais realista da energia e uma melhor representação dos deslocamentos.

No presente trabalho, devido à natureza das rupturas progressivas analisadas — caracterizadas por grandes deslocamentos e degradação acentuada da resistência —, foram realizados testes comparativos com valores de amortecimento local iguais a 0,00; 0,02 e 0,05. Observou-se que $\alpha = 0,05$ reduziu os deslocamentos do material, enquanto $\alpha = 0,02$ proporcionou um equilíbrio satisfatório entre estabilidade numérica e realismo na resposta dinâmica, sendo este o valor adotado nas fases dinâmicas das simulações. Já nas fases quase-estáticas, utilizaram-se valores mais elevados, como 0,75 conforme prática recomendada.

Vale observar que, além do amortecimento local, o Anura3D também disponibiliza parâmetros de viscosidade com função semelhante à viscosidade artificial empregada no Abaqus. Esses parâmetros, embora não explorados nesta etapa com o MPM, foram empregados com o método CEL.

O ANURA3D oferece a possibilidade de selecionar diferentes métodos de integração através da opção “Computation Method”. Entre as alternativas disponíveis, destacam-se:

- “Material Point Integration”, onde a integração das equações é realizada exclusivamente com base nas informações transportadas pelos pontos materiais;
- “Mixed Integration”, que combina a integração tradicional dos pontos materiais com a integração de Gauss para elementos completamente preenchidos, visando aumentar a estabilidade e a precisão dos cálculos internos.

Neste trabalho, foi adotado o método de Mixed Integration, tanto pela recomendação da literatura especializada quanto pela documentação oficial do Anura3D. Esta abordagem é especialmente indicada para problemas envolvendo grandes deformações e deslocamentos expressivos dos pontos materiais. Conforme descrito no *Tutorial Manual 2024*. O método de integração adotado nesse exemplo combina integração no ponto de Gauss para elementos completamente preenchidos com integração no ponto material para elementos parcialmente preenchidos. Dessa forma, a opção "MPM – mixed integration" deve ser selecionada (Manual do Anura3D, 2024).

O uso da integração mista tem como principal objetivo mitigar o ruído numérico associado à travessia dos pontos materiais pela malha (fenômeno conhecido como *grid crossing error*), o qual pode comprometer a precisão da integração puramente lagrangeana. Segundo análise de Beuth (apud Fern et al., 2019), a técnica de Mixed Integration mostra-se particularmente eficaz quando o volume total dos pontos materiais em um elemento se aproxima de 90% do volume do próprio elemento.

Dessa forma, a configuração de Mixed Integration foi mantida em todas as fases das simulações numéricas deste trabalho, contribuindo diretamente para a estabilidade do modelo e para a representação adequada dos mecanismos de ruptura progressiva em taludes com comportamento de amolecimento (*strain-softening*).

A estabilidade condicional do método exige que o incremento de tempo respeite um limite crítico determinado pelo critério CFL. O incremento crítico de tempo (Δt_{cr}) depende diretamente da menor dimensão dos elementos da malha (L_{min}) e da velocidade de propagação de ondas (c) no material, dada por:

$$\Delta t_{cr} = \frac{L_{min}}{c}, \text{ com } c = \sqrt{\frac{E_c}{\rho}} \quad (3.4)$$

onde;

- E_c é o módulo de elasticidade ou de confinamento do material;
- ρ é a densidade do material.

Essa relação evidencia que malhas mais refinadas (menores L_{min}) reduzem o valor crítico de tempo, enquanto materiais mais rígidos (maior E_c) aumentam a velocidade de propagação de ondas, exigindo incrementos ainda menores. Por outro lado, materiais mais densos (maior ρ) tendem a aumentar Δt_{cre} , permitindo passos de tempo ligeiramente maiores.

De forma prática, o Anura3D permite que o usuário ajuste o incremento de tempo via definição de um número de Courant (CNB), que atua como um fator multiplicativo de segurança:

$$\Delta t = CNB \times \Delta t_{cr}, \quad 0 < CNB \leq 1 \quad (3.5)$$

Valores de CNB próximos à 1 tornam a simulação mais rápida, mas aumentam o risco de instabilidades. Já valores menores de CNB oferecem maior robustez numérica, ao custo de um tempo de simulação proporcionalmente maior. Essa flexibilidade de ajuste é essencial para equilibrar a eficiência computacional e a estabilidade, especialmente em simulações com

geometrias refinadas ou materiais de alta rigidez, como também observado na prática de modelagem utilizando o método CEL no Abaqus/Explicit

Além do ajuste do CNB, o Anura3D incorpora outras estratégias para otimizar a eficiência computacional em simulações quase-estáticas. Uma delas é o mass scaling, técnica que consiste em aumentar artificialmente a massa dos pontos materiais. Essa alteração reduz a velocidade de propagação de ondas (c) e, consequentemente, permite passos de tempo maiores sem alterar as forças estáticas do sistema. O uso de mass scaling, contudo, deve ser restrito a análises quase-estáticas. Em simulações dinâmicas, a alteração da inércia dos corpos poderia comprometer a fidelidade física dos resultados.

Para a definição do estado inicial de tensões em solos estratificados horizontais, o Anura3D oferece o procedimento K_0 . Essa abordagem permite iniciar a simulação com um estado de tensões laterais proporcional à tensão vertical, respeitando a condição: $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$

O carregamento gravitacional pode ser aplicado ou não. Quando a gravidade não é aplicada, o usuário deve informar manualmente a profundidade da superfície do solo e o valor da tensão vertical inicial. Quando a gravidade é aplicada, o estado de tensões é calculado automaticamente em função do peso próprio e da profundidade dos estratos. Em ambas as situações, o procedimento contribui para evitar transientes artificiais na fase inicial da simulação, garantindo maior realismo no comportamento dos solos modelados.

Essas estratégias combinadas, ajuste do número de Courant, uso criterioso de “mass scaling” e inicialização adequada de tensões são fundamentais para assegurar a estabilidade numérica, a eficiência computacional e a confiabilidade dos resultados obtidos com o Anura3D.

O ANURA3D permite a seleção de diferentes formulações de material, as quais representam distintos níveis de interação entre a fase sólida e o fluido intersticial. A escolha da formulação afeta diretamente o grau de simplificação física do problema, o tempo de simulação, a necessidade de parâmetros hidráulicos e o realismo na representação do comportamento do solo. A massa total de cada ponto material no modelo é calculada pela soma das massas da fase sólida e da fase líquida, de acordo com a equação:

$$m = V[(1 - n)\rho_s + n\rho_l] \quad (3.6)$$

onde V é o volume do ponto material, n a porosidade, ρ_s é a densidade da fase sólida e ρ_L a densidade da água.

Na formulação “Dry material”, o solo é considerado seco, sem interação com fluido. A massa é calculada apenas pela contribuição da fase sólida e não há geração de poro-pressão ou efeitos hidromecânicos.

A formulação “Saturated drained” representa um solo saturado, mas com drenagem instantânea. Toda a poropressão é dissipada, resultando em um comportamento equivalente ao de um material seco em termos de resistência, embora a massa inclua a contribuição da água.

Na formulação “Saturated undrained” em tensões totais, o solo saturado é modelado sem permitir dissipação de poro-pressão, porém as tensões são tratadas como tensões totais. A poropressão não é calculada explicitamente e, portanto, os efeitos hidrostáticos não são isolados.

Na formulação “Saturated undrained” a geração de poro-pressão é calculada com base na deformação volumétrica utilizando a relação:

$$\Delta p = K_w \cdot \Delta \varepsilon_{vol} \quad (3.7)$$

onde K_w é o módulo de bulk da água, adotado internamente pelo ANURA3D como um valor fixo, as tensões seguem a clássica relação das tensões efetivas:

$$\sigma = \sigma' + p \cdot I \quad (3.8)$$

A massa continua incluindo a fase líquida, mas não há fluxo, o que significa que o excesso de poro-pressão gerado pela deformação não se dissipia.

Na formulação “Saturated fully coupled”, o meio é tratado como um sistema bifásico acoplado sólido-fluido, no qual a geração e a dissipação de poro-pressão são consideradas simultaneamente. A dissipação ocorre através da lei de Darcy:

$$q = \frac{k}{\gamma_w} \nabla p - \mathbf{f}_d + \rho_L \mathbf{g} \quad (3.9)$$

onde q é o vetor de fluxo, k a permeabilidade e γ_w é o peso específico da água. As tensões são calculadas segundo o princípio das tensões efetivas ($\sigma = \sigma' + p \cdot I$), \mathbf{f}_d representa termos adicionais de perda de carga (por exemplo, forças de arrasto ou correções numéricas associadas

à discretização), e o modelo permite representar corretamente a dissipação de excesso de poro-pressão durante o carregamento.

Por se tratar de uma formulação totalmente acoplada, além do fluxo advectivo descrito pela equação (3.9), inclui-se também o termo de armazenamento, que leva em conta a compressibilidade do fluido e da matriz sólida. Esse termo aparece na equação de conservação de massa da fase líquida, garantindo que a variação de poro-pressão ao longo do tempo seja corretamente representada:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{q} = 0 \quad (3.10)$$

em que ζ representa o conteúdo de fluido armazenado por unidade de volume do meio poroso.

Dessa forma, a formulação "fully coupled" não se restringe a um regime estacionário: ela é transiente, permitindo simular tanto a geração quanto a dissipação de poro-pressão durante o carregamento. O regime estacionário é apenas um caso limite em que $\partial\zeta/\partial t = 0$ e as pressões se estabilizam no tempo.

A formulação "Unsaturated 2-phase with suction effects" representa solos não saturados como um meio bifásico, composto por sólido e água, considerando também o ar na condição de pressão atmosférica. A influência da sucção é introduzida na resistência efetiva do solo através da equação de Bishop:

$$\sigma' = \sigma - u_a \cdot I + \chi(u_a - u_w) \cdot I \quad (3.11)$$

onde u_a é a pressão do ar, u_w a pressão da água e χ o fator de Bishop, função do grau de saturação. A sucção ($u_a - u_w$) atua como um mecanismo adicional de resistência, muito relevante na mecânica dos solos não saturados.

A formulação "Unsaturated 3-phase fully coupled" é uma abordagem de maior complexidade, que trata o solo como um sistema composto por três fases: sólido, água e ar. Nesse caso, tanto o fluxo de água quanto o de ar são resolvidos simultaneamente, permitindo a modelagem de variações de saturação, dissipação de sucção e mudanças dinâmicas na interação solo-fluido-ar. Esse modelo oferece uma representação fisicamente mais precisa, porém com custo computacional significativamente elevado e necessidade de parâmetros hidráulicos avançados.

Na formulação “Liquid”, o ANURA3D permite modelar a fase líquida de forma isolada, sendo aplicada em situações como escoamento livre, movimento de fluidos ou corpos d’água. Neste caso, apenas as equações de movimento da fase líquida são resolvidas, sem interação com uma matriz sólida.

Por fim, a formulação “Double-point” utiliza dois conjuntos independentes de pontos materiais: um para representar a matriz sólida e outro para o fluido. A interação entre as fases é modelada explicitamente através de forças de acoplamento, permitindo representar movimentos relativos significativos entre sólido e fluido.

Neste trabalho, foram utilizadas apenas as formulações para um material seco, material saturado totalmente não drenado (tensões efetivas ou totais), e principalmente um material saturado totalmente acoplado.

3.2 MÉTODO EULERIANO LAGRANGEANO ACOPLADO (CEL)

Como citado anteriormente e descrito de forma mais profunda no ANEXO1, o Método Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL), implementado no Abaqus/Explicit, é uma formulação híbrida que combina as abordagens Euleriana e Lagrangeana, permitindo simular grandes deformações sem as limitações associadas à distorção da malha, comuns nos métodos Lagrangeanos convencionais.

Na formulação CEL, materiais definidos como Eulerianos são representados por uma fração volumétrica dentro de uma malha fixa, o material flui através dessa malha por meio do EVF (Eulerian Volume Fraction). As variáveis de estado, como tensões, deformações e energia interna, são atualizadas em cada elemento com base nas frações volumétricas, que descrevem a quantidade de material presente no interior de cada célula da malha. Esse procedimento ocorre por meio de um processo advectivo no qual as propriedades do material são redistribuídas conforme o avanço do tempo.

De forma análoga ao que ocorre na abordagem adotada no Método dos Pontos Materiais (MPM), o método Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) implementado no Abaqus/Explicit também utiliza um esquema de integração explícito no tempo, cuja estabilidade é condicionada pela regra de Courant-Friedrichs-Lowy (CFL). O cálculo do incremento crítico de tempo segue o mesmo

princípio, sendo controlado pela menor dimensão dos elementos da malha e pela velocidade de propagação de ondas no material, dependente de suas propriedades elásticas e densidade.

Assim como discutido anteriormente na seção referente ao MPM, o CEL também emprega estratégias para otimizar o desempenho computacional, como o *mass scaling*, que consiste no aumento artificial da massa dos elementos, permitindo a utilização de incrementos de tempo maiores sem comprometer a estabilidade numérica. No Abaqus, essa técnica pode ser aplicada de forma automática ou manual, globalmente ou em regiões específicas, sendo especialmente útil em simulações quase-estáticas, onde os efeitos iniciais são desprezíveis. Vale destacar que essas práticas, hoje consolidadas em diferentes métodos numéricos, historicamente foram amplamente difundidas a partir de implementações em códigos comerciais como o próprio Abaqus.

O desempenho computacional no CEL também é diretamente influenciado pela configuração do domínio. Simulações que utilizam exclusivamente materiais Eulerianos operam de maneira mais eficiente, pois dispensam algoritmos de contato. Contudo, sempre que existe interação entre corpos Eulerianos e Lagrangeanos, o “General Contact” do Abaqus é ativado, o que demanda processamento adicional para detecção de penetração, cálculo das forças de contato e atualização das interfaces. Esse efeito é particularmente relevante em simulações tridimensionais com múltiplas interfaces.

Como citado anteriormente, o CEL não possui o de amortecimento local, “local damping”, o Abaqus/Explicit adota como principal recurso de estabilização numérica a inserção de viscosidade artificial “bulk viscosity”. Esse artifício visa mitigar oscilações numéricas, sobretudo em regiões sujeitas a compressões rápidas, frentes de choque ou formação de bandas de cisalhamento. A viscosidade artificial no Abaqus é definida por dois parâmetros adimensionais:

- Linear bulk viscosity parameter (μL)
- Quadratic bulk viscosity parameter (μQ)

A aplicação dessa viscosidade se dá apenas em regiões sujeitas a compressão volumétrica, não afetando diretamente zonas em expansão. Durante a fase de estabilização inicial das tensões, são utilizados os valores padrão recomendados no manual do Abaqus ($\mu L = 0,06$ e $\mu Q = 1,2$), que

garantem a suavização das respostas transitórias. Entretanto, na etapa de simulação da ruptura, esses parâmetros precisam ser reduzidos para evitar que a dissipação artificial de energia mascare o comportamento físico do sistema. Assim, foram adotados, após processo de calibração, os valores $\mu L = 0,002$ e $\mu Q = 0,2$, que proporcionaram um bom equilíbrio entre estabilidade numérica e realismo na resposta dinâmica, valores ainda menores provocaram inconvergência numérica.

O Abaqus/Explicit monitora continuamente dois critérios de energia:

- ALLAE (Artificial Energy): energia artificial introduzida no sistema pela viscosidade de massa;
- ALLIE (Internal Energy): energia interna real armazenada no material devido à deformação.

De acordo com o Abaqus User's Manual, a recomendação é que a energia artificial (ALLAE) se mantenha inferior a 10%, e preferencialmente abaixo de 5%, da energia interna (ALLIE).

O controle desses parâmetros foi essencial para garantir que a energia artificial se mantenha suficientemente baixa durante todas as simulações, assegurando que a dissipação numérica não interferisse de maneira significativa no comportamento físico observado.

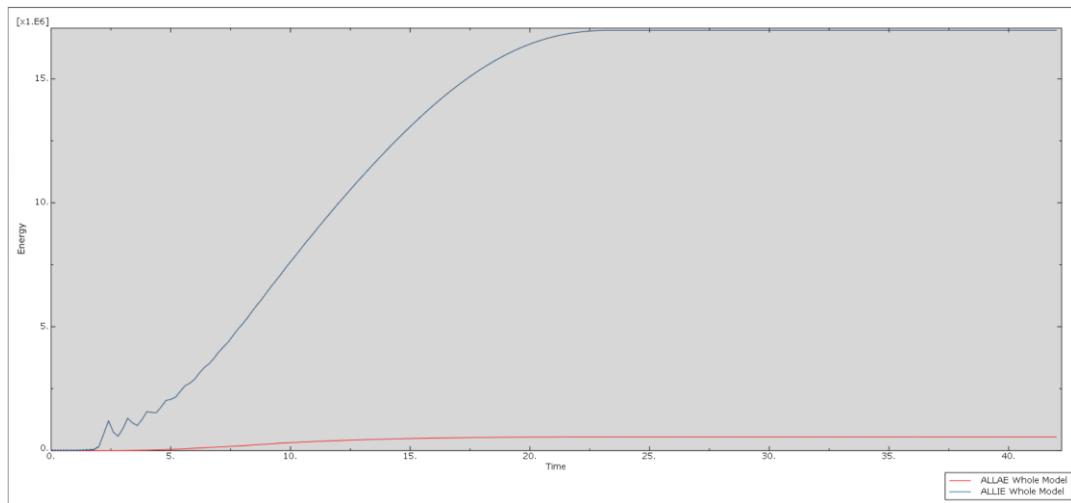


Figura 3.1 ALLAE e ALLIE retirado da interface do ABAQUS/CAE

Durante a análise da deformação plástica acumulada nas simulações CEL, foram utilizadas duas variáveis principais do Abaqus: PEEQAVG (Equivalent Plastic Strain Average) e PEAVG (Plastic Strain Average). Ambas acumulam deformações ao longo do tempo, mas se diferenciam conceitualmente:

- PEEQAVG representa a deformação plástica equivalente média em um elemento. Trata-se de uma medida escalar derivada dos invariantes do tensor de deformação plástica, amplamente usada como critério de dano ou ruptura. Sua definição é dada por:

$$\varepsilon_{peq} = \sqrt{\frac{2}{3} \varepsilon_{ij}^p \varepsilon_{ij}^p} \quad (3.12)$$

onde ε_{ij}^p são os componentes do tensor de deformação plástica. Essa medida é particularmente útil para avaliar a intensidade da deformação acumulada de forma global em zonas críticas.

- PEAVG, por outro lado, representa a média volumétrica das componentes do tensor de deformação plástica ao longo do elemento, sem conversão para uma medida escalar. A variável é computada por.

$$\varepsilon_{pavg} = \frac{1}{V} \int_V \varepsilon_{ij}^p dV \quad (3.13)$$

Durante os testes, observou-se que com o modelo Mohr-Coulomb (especialmente sob degradações acentuadas de resistência (valores elevados de shape factor) e malhas grosseiras a variável PEEQAVG pode indicar plastificação prematura em regiões ainda estáveis, dificultando a identificação precisa das superfícies de ruptura. Nesses casos, PEAVG se mostrou mais eficaz para representar as zonas de cisalhamento reais. Em contraste, quando se utilizou o critério Drucker-Prager ou degradações mais suaves, a PEEQAVG não apresentou regiões de plastificação prematura. Assim, optou-se pelo uso complementar das duas variáveis ao longo das análises com CEL, adaptando a escolha ao critério constitutivo e à qualidade da malha.

3.3 MODELOS CONSTITUTIVOS UTILIZADOS NO ANURA3D E ABAQUS

O modelo constitutivo Mohr-Coulomb com Strain-Softening (MCSS), utilizado no Anura3D, é derivado do critério clássico de Mohr-Coulomb, que define a condição de ruptura do material em função da coesão (c), do ângulo de atrito interno (ϕ) e do ângulo de dilatância (ψ). Este modelo é amplamente aplicado para representar materiais com degradação significativa da resistência pós-pico, como é o caso de solos sensíveis sujeitos a rupturas progressivas.

Nesse modelo a redução é controlada pelo parâmetro exponencial η , também chamado de “shape factor”. Matematicamente, a resistência ao cisalhamento τ , considerando strain-softening, pode ser expressa pela seguinte equação geral:

$$\tau = \sigma' \tan [\phi(e^p)] + c(e^p) \quad (3.14)$$

onde σ' é a tensão efetiva normal no plano de cisalhamento, e^p é a deformação plástica acumulada. As funções para $c(e^p), \phi(e^p), \psi(e^p)$ seguem uma curva de decaimento exponencial, seguindo as equações a seguir.

$$c = c_r + (c_p - c_r)e^{-\eta \varepsilon p} \quad (3.15)$$

$$\phi = \phi_r + (\phi_p - \phi_r)e^{-\eta \varepsilon p} \quad (3.16)$$

$$\psi = \psi_r + (\psi_p - \psi_r)e^{-\eta \varepsilon p} \quad (3.17)$$

onde c_p, ϕ_p, ψ_p são os valores de pico, c_r, ϕ_r, ψ_r os valores residuais e η é o parâmetro que controla a taxa de degradação.

No espaço dos tensores principais $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, o critério clássico de Mohr-Coulomb possui uma superfície de escoamento não diferencável em alguns pontos caracterizada por arestas e vértices (Figura 3.2). Essa representação poligonal é consequência da projeção do critério nas direções principais de tensão, o que gera descontinuidades, particularmente evidentes no plano de tensões desviadoras e no plano octaédrico. No plano meridional, a representação é linear, formando uma linha quebrada definida pelo ângulo de atrito e pela coesão. Contudo, essa formulação pode lidar com dificuldades numéricas, especialmente em simulações tridimensionais, levando a problemas de convergência e resultados espúrios no processo de integração numérica do modelo constitutivo.

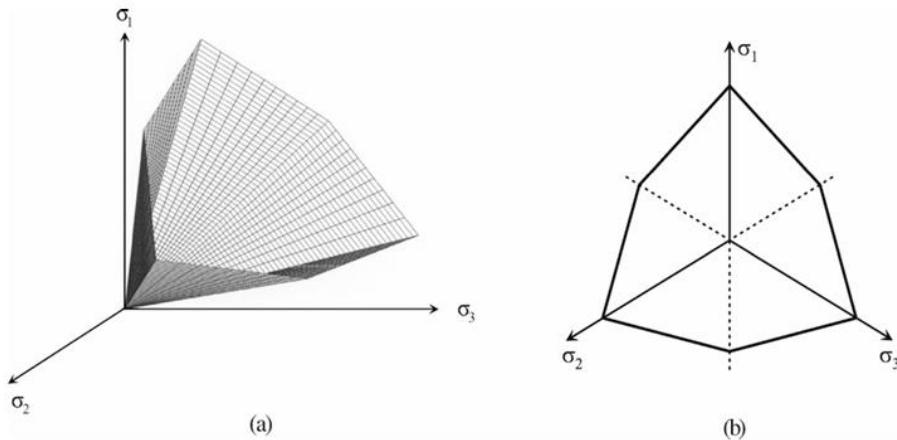


Figura 3.2. Critério de ruptura no plano principal e no plano octaédrico (Abbo et al. 2011).

Para contornar essas limitações, foi implementada por Urmi et al. (2024) no Anura3D a suavização da superfície de escoamento conforme a proposta de Abbo et al. (2011). Essa técnica consiste na aproximação da superfície poligonal do critério Mohr-Coulomb por uma superfície suavizada, geralmente de forma hiperbólica ou elipsoidal, no plano meridional e no plano desviador.

A Figura 3.3 ilustra essa suavização, onde a aproximação hiperbólica substitui a linha quebrada por uma curva contínua e derivável. Essa modificação permite:

- Evitar singularidades na superfície de escoamento, especialmente nos vértices associados às combinações das tensões principais ($\sigma_1 = \sigma_2, \sigma_2 = \sigma_3$, etc.);
- Melhorar a estabilidade numérica, reduzindo os problemas de não convergência que ocorrem nos pontos de descontinuidade da derivada;
- Garantir continuidade no espaço das tensões desviadoras, essencial para o correto cálculo das direções de fluxo plástico, especialmente em análise tridimensional;
- Proporcionar uma resposta mais realista no comportamento pós-pico, refletindo de forma mais estável a degradação progressiva da resistência do solo.

Em termos numéricos, a suavização facilita o processo de integração das equações constitutivas, reduz o erro na avaliação da consistência plástica e melhora a robustez do processo iterativo na detecção do ponto de escoamento. Isso é particularmente crítico no contexto do MPM, onde a interação dos pontos materiais com a malha pode gerar perturbações que são amplificadas se a superfície de escoamento possui descontinuidades.

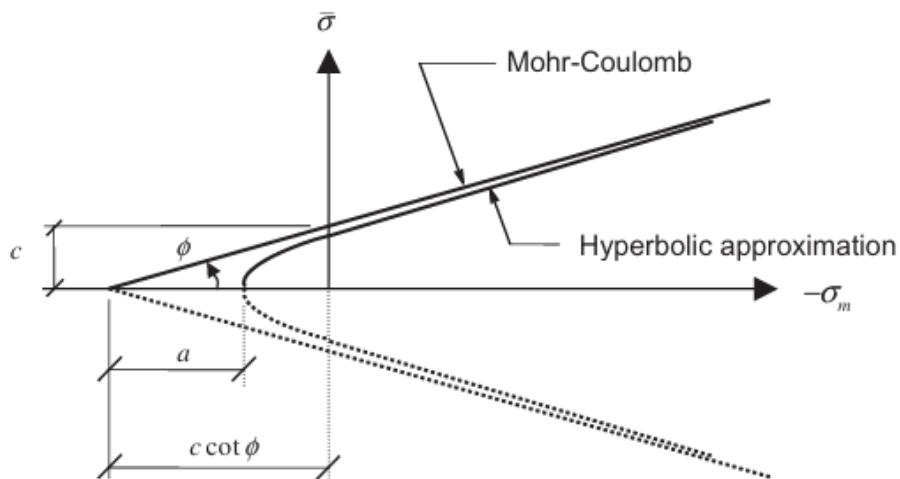


Figura 3.3. Aproximação hiperbólica do critério de ruptura Mohr-Coulomb no plano meridional (Abbo et al. 2011).

O modelo Mohr-Coulomb implementado no Abaqus utiliza uma formulação sem suavização da superfície de escoamento. No espaço tridimensional das tensões principais, isso resulta em uma superfície poligonal composta por planos com vértices e arestas bem definidos, o que introduz descontinuidades nas derivadas da função de escoamento.

Essa geometria não diferenciável pode comprometer a robustez numérica do modelo, especialmente em simulações tridimensionais. Embora não seja o único fator que afeta a convergência, é amplamente reconhecido na literatura como uma limitação relevante. Diversos autores, como Abbo et al. (2011), propõem técnicas de suavização da superfície como forma de mitigar essas dificuldades numéricas.

Além disso, o critério Mohr-Coulomb apresenta sensibilidade à discretização da malha, sendo mais suscetível a instabilidades quando se utilizam malhas muito refinadas. Esse efeito é ainda mais significativo em formulações Eulerianas, onde a resolução adequada dos gradientes de tensão e deformação é essencial para garantir a estabilidade e a precisão da solução.

Na prática, esses fatores resultaram em impactos diretos na estabilidade numérica, destacando-se os seguintes problemas observados:

- Maior sensibilidade da malha: A utilização de malhas mais refinadas, especialmente em modelos Eulerianos, intensifica erros numéricos e instabilidades.
- Dificuldade na convergência: Observou-se não convergência em situações em que a tabela de amolecimento apresenta pontos de degradação acentuada, com elevada inclinação.

O Abaqus oferece, como recurso adicional, a possibilidade de aplicar o Shear Strength Reduction (SSR) de forma manual, por meio da vinculação de tabelas de propriedades (coesão, atrito e dilatância) a campos dependentes e amplitude. Nessa abordagem, os parâmetros de resistência são reduzidos globalmente de acordo com uma função predefinida. Embora eficiente para análises de estabilidade global, o SSR atua como uma degradação homogênea de todo o material, diferindo conceitualmente do amolecimento localizado, no qual a degradação ocorre de forma progressiva e restrita às regiões que efetivamente atingem a plastificação.

O amolecimento no critério Mohr-Coulomb, conforme implementado no Abaqus, é definido por meio de uma tabela que relaciona a coesão à deformação plástica equivalente acumulada (PEEQ). Essa estratégia segue a mesma lógica do modelo MCSS utilizado no Anura3D, permitindo representar de forma localizada a degradação progressiva da resistência ao cisalhamento com base na evolução da deformação plástica. A Figura 3.4 ilustra a interface do Abaqus para esse tipo de definição, em que os parâmetros de resistência são atualizados em função da deformação plástica acumulada.

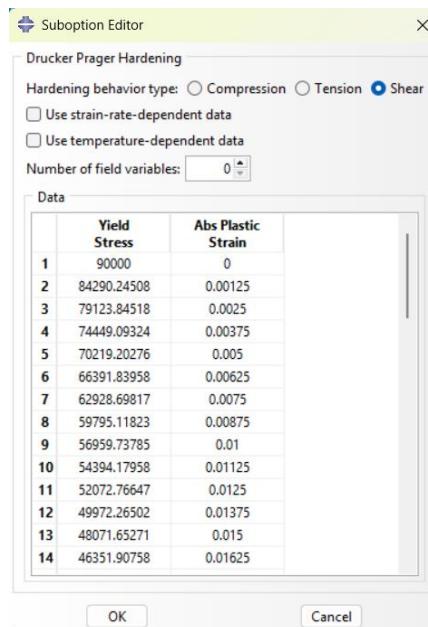


Figura 3.4. Exemplo de entrada no Abaqus para definição de amolecimento baseado em deformação plástica acumulada.

Entretanto, diferentemente do Anura3D, o Abaqus não permite, de forma nativa, a degradação simultânea de outros parâmetros resistentes, como o ângulo de atrito (ϕ) e a dilatância (ψ). Para incorporar essa funcionalidade, seria necessário o uso de uma sub-rotina do tipo USDFLD ou a criação de um modelo constitutivo personalizado via UMAT.

Apesar dessa limitação, a tabela de amolecimento aplicada à coesão é altamente flexível, permitindo, representar tanto softening quanto hardening, controlar o início da degradação a partir de um nível mínimo de deformação plástica, ajustar a resposta do material sem a obrigatoriedade de uma equação específica, por meio de valores interpolados linearmente entre os pontos.

O modelo constitutivo Drucker-Prager, disponível na biblioteca padrão do Abaqus/CAE, é uma generalização do critério de Mohr-Coulomb para o espaço dos invariantes de tensão. Sua formulação apresenta uma superfície de escoamento convexa e contínua, geralmente de formato cônico no espaço tridimensional das tensões principais, eliminando os vértices e arestas característicos da formulação do Mohr-Coulomb. Essa característica proporciona maior robustez numérica, especialmente em simulações tridimensionais com grandes deformações.

A condição de escoamento no critério Drucker-Prager é definida em termos do primeiro invariante da tensão (I_1) e do segundo invariante da tensão desviadora (J_2), segundo a expressão geral:

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (3.18)$$

onde:

- $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ é o primeiro invariante de tensões (tensão média ou traço do tensor de tensões);
- $J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij}$ é o segundo invariante do tensor desviador de tensões;
- α e k são parâmetros que definem, respectivamente, a inclinação e a posição da superfície de escoamento no espaço de tensões, estando diretamente relacionados ao ângulo de atrito interno (ϕ) e a coesão (c);

Os valores de α e k são determinados a partir dos parâmetros físicos do solo (c e ϕ), sendo dependentes da forma como a aproximação do Drucker-Prager é realizada. No Abaqus adota-se aproximação circunscrita ao critério de Mohr-Coulomb (ou seja, o cone do Drucker-Prager envolve a superfície poligonal do Mohr-Coulomb). Essa escolha favorece uma estimativa conservadora muito utilizada em problemas geotécnicos.

As relações são expressas de α e k são expressas por:

$$\alpha = \frac{2 \cdot \sin \phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \phi)} \quad (3.19)$$

$$k = \frac{6 \cdot c \cdot \cos \phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \phi)} \quad (3.20)$$

Quando o ângulo de atrito é nulo $\phi = 0$, o parâmetro α também se anula, fazendo com que a condição de escoamento dependa exclusivamente de k , o qual está diretamente associado a coesão.

O Abaqus permite a definição do critério Drucker-Prager tanto na forma associada quanto não associada, sendo essa escolha controlada pelo parâmetro “flow stress ratio”. Na prática geotécnica, a formulação não associada costuma ser adotada por representar de forma mais realista o comportamento dos solos, que possuem dilatância limitada sob cisalhamento. Entretanto, nas simulações realizadas neste trabalho, foi utilizada a formulação associada, considerando critérios de comparabilidade entre modelos e maior estabilidade numérica.

O modelo Drucker-Prager no Abaqus permite a degradação da resistência por meio da aba *Shear Hardening*, onde se define uma tabela relacionando o "Yield Stress" à deformação plástica acumulada (*Abs Plastic Strain*). Quando se seleciona o modo *Shear*, o critério considera plastificação associada ao cisalhamento puro, sendo conceitualmente análogo à coesão no critério Mohr-Coulomb com $\phi = 0^\circ$, configuração frequentemente utilizada na modelagem de argilas sensíveis.

Embora os nomes dos campos ("Yield Stress" e "Abs Plastic Strain") permaneçam os mesmos nos modos *Tension*, *Compression* e *Shear*, a interpretação física da resistência depende do tipo de plastificação selecionado. O modo *Shear* é o mais adequado para aplicações geotécnicas, e foi o adotado neste trabalho. A entrada dos dados é feita por pontos tabulados, de forma idêntica àquela apresentada na Figura 3.4, com a única diferença sendo o parâmetro ajustado. A função de degradação adotada é definida pela expressão:

$$\sigma_y = f e^p \quad (3.21)$$

onde:

- σ_y = resistência ao cisalhamento "Yield Stress",
- e^p deformação plástica acumulada.

No modelo Drucker-Prager, o yield stress atua diretamente sobre o segundo invariante da tensão desviadora (J_2), segundo a relação:

$$\sqrt{J_2} = \sigma_y \quad (3.22)$$

Assim, a plastificação ocorre quando a magnitude do segundo invariante atinge o valor crítico, sendo equivalente a:

$$\sqrt{J_2} = k \quad (3.23)$$

Esse comportamento é equivalente, do ponto de vista físico, ao critério de Mohr-Coulomb com $\phi = 0$, sendo especialmente útil para modelar argilas sensíveis sob condições não drenadas.

Em situações em que o ângulo de atrito é nulo ($\phi=0$), o parâmetro Yield Stress no critério Drucker-Prager assume um papel funcional análogo ao da coesão (c) no critério Mohr-Coulomb, pois ambos controlam o início da plastificação. Contudo, essa equivalência é conceitual, e não numérica. A principal diferença reside no domínio em que atuam:

- No Mohr-Coulomb, a ruptura é definida no plano $\tau - \sigma_n$, pela expressão ($\tau = \sigma_n \tan\phi + c$) ;
- No Drucker-Prager, a plastificação ocorre quando o segundo invariante da tensão desviadora atinge o valor do “yield stress” pelo $J_2 = \sigma_y$.

Como o Drucker-Prager opera no espaço dos invariantes de tensão e o Mohr-Coulomb no plano de tensões tangenciais e normais, os valores numéricos atribuídos a c e σ_y não são diretamente equivalentes.

CAPÍTULO 4

4. RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados das simulações numéricas realizadas nos métodos: Material Point Method (MPM), implementado no software Anura3D, e Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL), disponível no Abaqus/CAE.

Para a modelagem das argilas sensíveis, especialmente sob condições não drenadas e sem atrito, adotou-se majoritariamente ângulo de atrito igual a zero ($\phi = 0^\circ$), conforme praticado amplamente na literatura (Wang et al., 2021; Yerro et al., 2015). Essa escolha reflete a simplificação comum baseada na resistência não drenada (S_u), onde a coesão de pico (c_p) representa a S_u e a coesão residual (c_r) representa a resistência remoldada (S_{ur}). Tal abordagem reduz a complexidade computacional sem comprometer a representação dos principais mecanismos de ruptura.

O parâmetro shape factor (η), que regula a taxa de degradação da resistência com a deformação plástica acumulada, foi investigado em uma ampla faixa de valores, entre 1 e 500. Ensaios laboratoriais apontam que a deformação necessária para atingir a resistência residual varia entre 30% e 150% (Urmí et al., 2023; Quinn et al., 2011), o que corresponderia a η entre 20 e 3.

Outros ensaios da literatura demonstram o valor residual sendo atingido apenas a deformações muito altas, justificando a inclusão de valores ainda menores de η . Além disso valores de pico entre 21 até 320kPa foram demonstrados na literatura e casos menos recorrentes podem ocorrer, em que a degradação é mais rápida, justificando valores altos, como $\eta \geq 80$.

Embora o ângulo de atrito não tenha sido utilizado nas simulações principais deste trabalho, foi realizada uma análise pontual para avaliar sua influência no comportamento pós-ruptura. Estudos como o de Karim & Gnanendran (2014) indicam que argilas sensíveis apresentam ângulo de atrito efetivo de pico (ϕ') entre 20° e 25° no estado intacto, que pode ser reduzido para valores entre 5° e 10° após a remoldagem, e em casos extremos, próximo de zero, refletindo um comportamento quase puramente coesivo

A organização dos resultados está estruturada em duas seções principais:

- Seção 4.1, com os resultados obtidos por meio do MPM no Anura3D;
- Seção 4.2, com os resultados gerados a partir do CEL no Abaqus/CAE.

Essa divisão favorece uma análise comparativa entre as abordagens numéricas adotadas. Em ambas, são investigadas as principais formas de instabilidade em solos sensíveis, conforme ilustrado na Figura 1.2, incluindo:

- Ruptura retrogressiva em série, com fluxo de detritos;
- Ruptura progressiva em declive;
- Deslizamento retrogressivo em subida “spread”,

Os resultados são apresentados por meio de quadros estáticos extraídos de instantes específicos das simulações, priorizando os momentos de formação de novas superfícies de ruptura e estabilização da massa. Nos modelos com maior tempo de estabilização, utilizou-se um maior número de quadros, espaçados por intervalos de tempo mais amplos, a fim de evitar redundância visual.

Para uma compreensão completa do comportamento dinâmico das falhas, os vídeos das simulações estão disponíveis por meio do QR Code da Figura 4.1 e do link a seguir.



Figura 4.1. Vídeos dos resultados: <https://drive.google.com/drive/folders/1zPU-uKD9sesCOqNkNP0YYvw04gslz5Pz>

4.1 DESCRIÇÃO DAS SIMULAÇÕES NO ANURA3D (MPM)

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos por meio do Material Point Method (MPM), utilizando o software Anura3D, empregando, majoritariamente, a formulação saturada totalmente acoplada.

Como descrito anteriormente, foi adotado o modelo constitutivo Mohr-Coulomb com “strain-softening” suavizado (MCSS), tal como implementado por Urmi et al. (2022).

As análises estão organizadas em blocos, conforme descrito a seguir:

- Seção 4.1.1 – Influência da coesão residual;
- Seção 4.1.2 – Influência do “shape factor”: efeitos do fator de amolecimento(η), que controla a degradação exponencial da resistência no modelo;
- Seção 4.1.3 – Efeito combinado dos parâmetros: coesão residual, coesão de pico e “shape factor”, esta seção consolida a interpretação dos comportamentos observados, especialmente no que se refere, à distância de corrida “run-out distance” e à extensão da retrogressão “retrogression distance”;
- Seção 4.1.4 – Avaliação da influência da formulação: apresentam-se simulações comparativas entre diferentes formulações disponíveis para o material no Anura3D.
- Seção 4.1.5 – Transição da ruptura do talude para a fundação: Análise do comportamento no qual o mecanismo de ruptura ocorre passando pela fundação do talude;
- Seção 4.1.6 – Mecanismos: Explora os deslizamentos retrogressivos ascendentes “spreads”, e ruptura progressiva em declive;
- Seção 4.1.7 – Análise de impacto e interação com estruturas: avalia-se a energia cinética, interação com corpos rígidos localizados a montante ou a jusante.

4.1.1 INFLUÊNCIA DA COESÃO RESIDUAL

Nesta seção, são avaliados os efeitos da coesão residual na evolução da instabilidade em taludes e no comportamento pós-ruptura. Para isolar a influência desse parâmetro, foram adotadas curvas de degradação da resistência com variação exclusiva da coesão residual, conforme ilustrado na Figura 4.4, mantendo constantes os demais parâmetros, como apresentado nas Tabelas 4.1 e 4.2. A resposta do modelo foi analisada a partir do deslocamento da massa de solo, incluindo a distância total percorrida após a ruptura e a extensão da falha retrogressiva.

O domínio geométrico da análise, representado na Figura 4.2, consiste em um retângulo de 250 metros de comprimento por 20 metros de altura, delimitado pelas coordenadas (0,0), (250,0), (250,20) e (0,20). Internamente, foi inserido um talude com 15 metros de altura e inclinação de 45°, definido pelos pontos (0,0), (105,0), (90,15) e (0,15). A superfície trapezoidal inferior representa o talude, sendo a região inicialmente preenchida por material, enquanto o restante do domínio corresponde à região livre, permitindo o deslocamento do solo após a ruptura. As linhas externas são utilizadas para definição das condições de contorno e de carregamento



Figura 4.2. Representação do domínio da simulação no GID.

De acordo com o manual do ANURA3D, em simulações bidimensionais com condição de deformação plana (*plane strain*), são utilizados elementos triangulares de 3 nós. A Figura 4.3 apresenta a malha gerada no GID, composta por 4.918 elementos triangulares e 2.640 nós, correspondente à configuração base adotada para os resultados principais. Adicionalmente, outros testes de sensibilidade com diferentes refinamentos de malha foram realizados, avaliando-se o impacto no tempo de simulação e na resposta do modelo e outros resultados com malhas alternativas são discutidos na Seção 4.1.4.

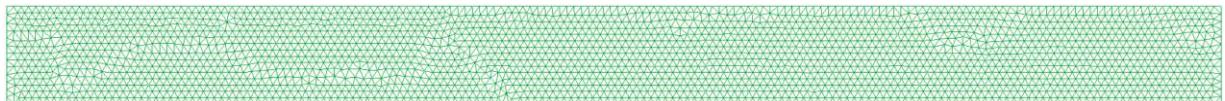


Figura 4.3. Malha gerada no GID utilizada nas simulações

Para cada elemento de malha foram associados três pontos materiais, resultando em um total de 4.164 pontos materiais na região onde foi atribuído material. Sobre a aplicação das condições de contorno, foram restringidos os deslocamentos em todas as direções na base do domínio, e no sentido do vetor normal ao plano nas demais faces, tanto para o fluido quanto para o sólido. A análise foi realizada em duas fases principais:

- Fase 1 – Quase Estática: Com duração de 0,5 segundos, essa etapa teve o recurso *quasi-static convergence* ativado. Foi utilizado um modelo linear elástico, com módulo de Young de 7.500 kPa, coeficiente de Poisson de 0,3, amortecimento local de 0,7 e com o recurso de *strain smoothing* ativado. Essa fase tem como objetivo estabilizar o modelo sob o carregamento inicial.

- Fase 2 –Dinâmica (Análise de Ruptura): Após a estabilização, a convergência quasi-estática foi desativada e o modelo constitutivo foi alterado para Mohr-Coulomb com strain softening (MCSS), com os parâmetros definidos na Tabela 4.1. O amortecimento local foi ajustado para 0,02. Para essa etapa, o tempo de salvamento dos resultados foi alterado diretamente no arquivo. cps, definindo-se um intervalo de 0,25 segundos entre os registros.

O parâmetro CNB, que controla a fração máxima de incremento permitida entre estados sucessivos da simulação, foi mantido constante em 0,98. Valores elevados desse parâmetro, conforme indicado no material do ANURA3D, permitem incrementos maiores, reduzindo o número total de passos de tempo. Contudo, isso pode afetar a resolução temporal e, em casos extremos, comprometer a estabilidade da simulação.

Tabela 4.1. Propriedades do material

Propriedade	Unidade	valor
Permeabilidade (k)	m/s	5e-10
Densidade do sólido	kg/m ³	2000
Densidade do líquido	kg/m ³	1000
Porosidade	-	0.55
Modulo de Bulk do fluído	kPa	35000
Viscosidade dinâmica do líquido	Pa·s	1.002e-6
Coeficiente de Poisson	-	0.3

Tabela 4.2. Propriedades do modelo constitutivo

Propriedade	Unidade	valor
Módulo de Cisalhamento G (kPa)	kPa	3500
Coesão de Pico c_p	kPa	60
Coesão Residual c_r	kPa	Curvas: A, B, C, D, E, F
Ângulo de Atrito de Pico ϕ_p (°)	Deg.	0
Ângulo de Atrito Residual ϕ_r (°)	Deg.	0
Ângulo de Dilitância de Pico ψ_p (°)	Deg.	0
Ângulo de Dilitância Residual ψ_r (°)	Deg.	0
“Shape Factor” η	-	80

As seis curvas simuladas são apresentadas a seguir na figura 4.4:

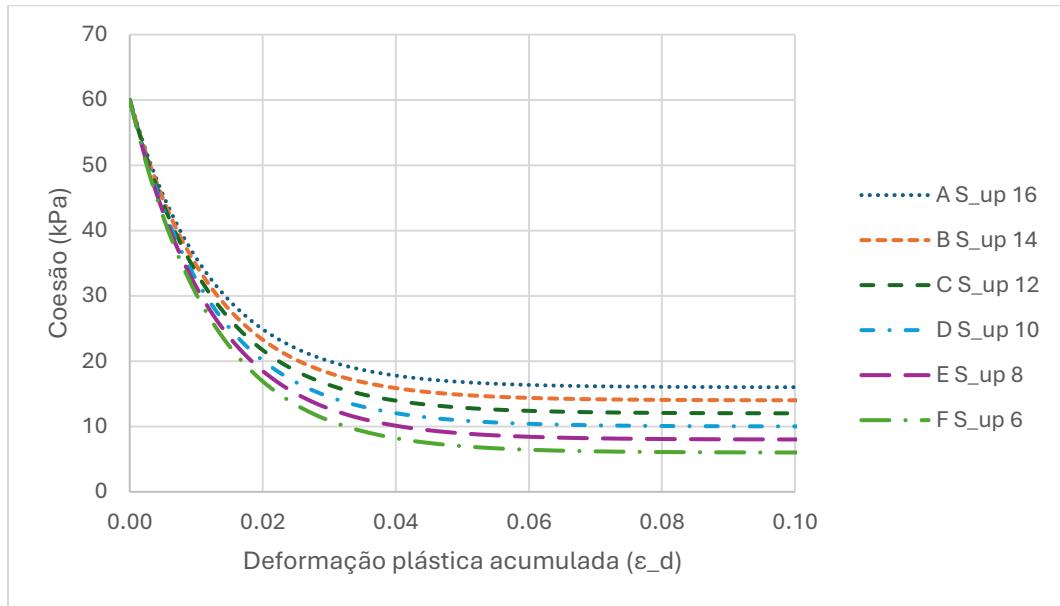


Figura 4.4. Curvas de degradação da resistência adotadas nas simulações.

A escala da deformação plástica desvio está apresentado na Figura 4.5, variável que controla a degradação da resistência do material e permite a visualização das superfícies de ruptura.



Figura 4.5. Escala de deformação plástica (desvio) utilizada na representação dos resultados.

As Figuras 4.6 a 4.11 apresentam os campos de deformação plástica para os materiais simulados, seguindo a ordem: Curva A (Figura 4.6), B (4.7), C (4.8), D (4.9), E (4.10) e F (4.11).

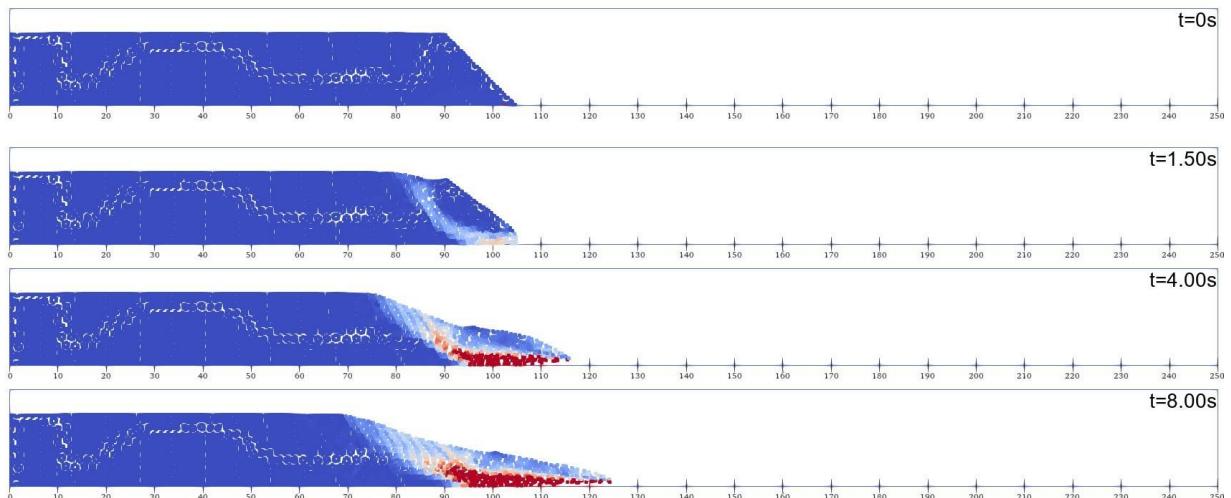


Figura 4.6. Deformação plástica da curva A

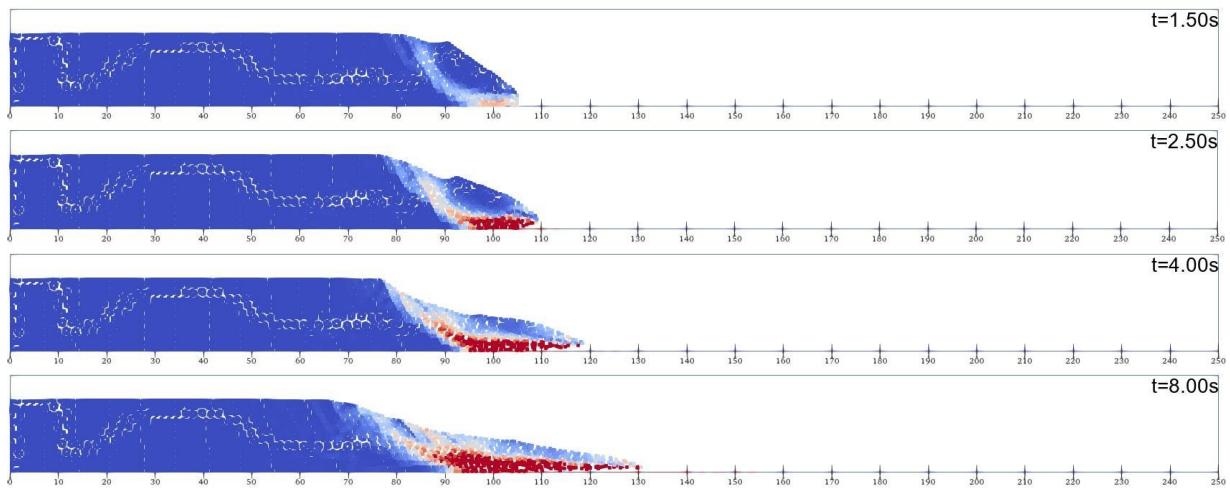


Figura 4.7. Deformação plástica da curva B

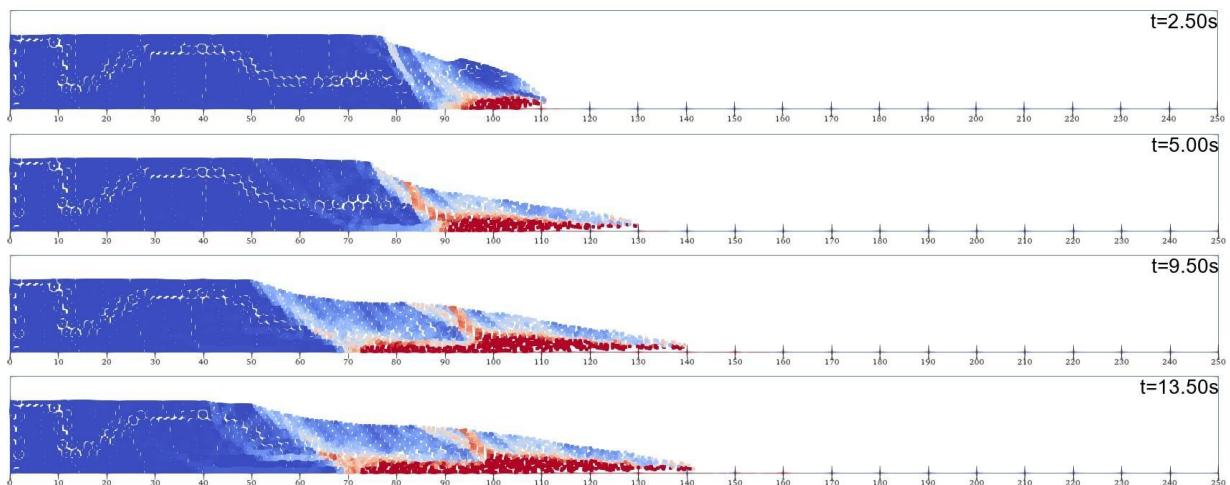


Figura 4.8. Deformação plástica da curva C

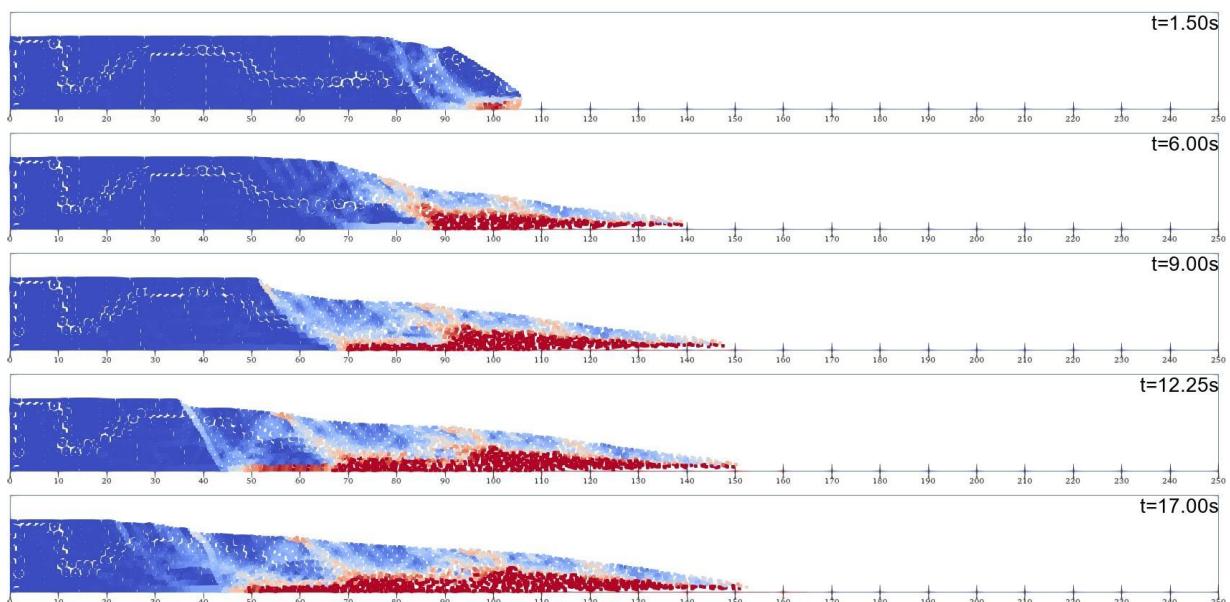


Figura 4.9. Deformação plástica da curva D.

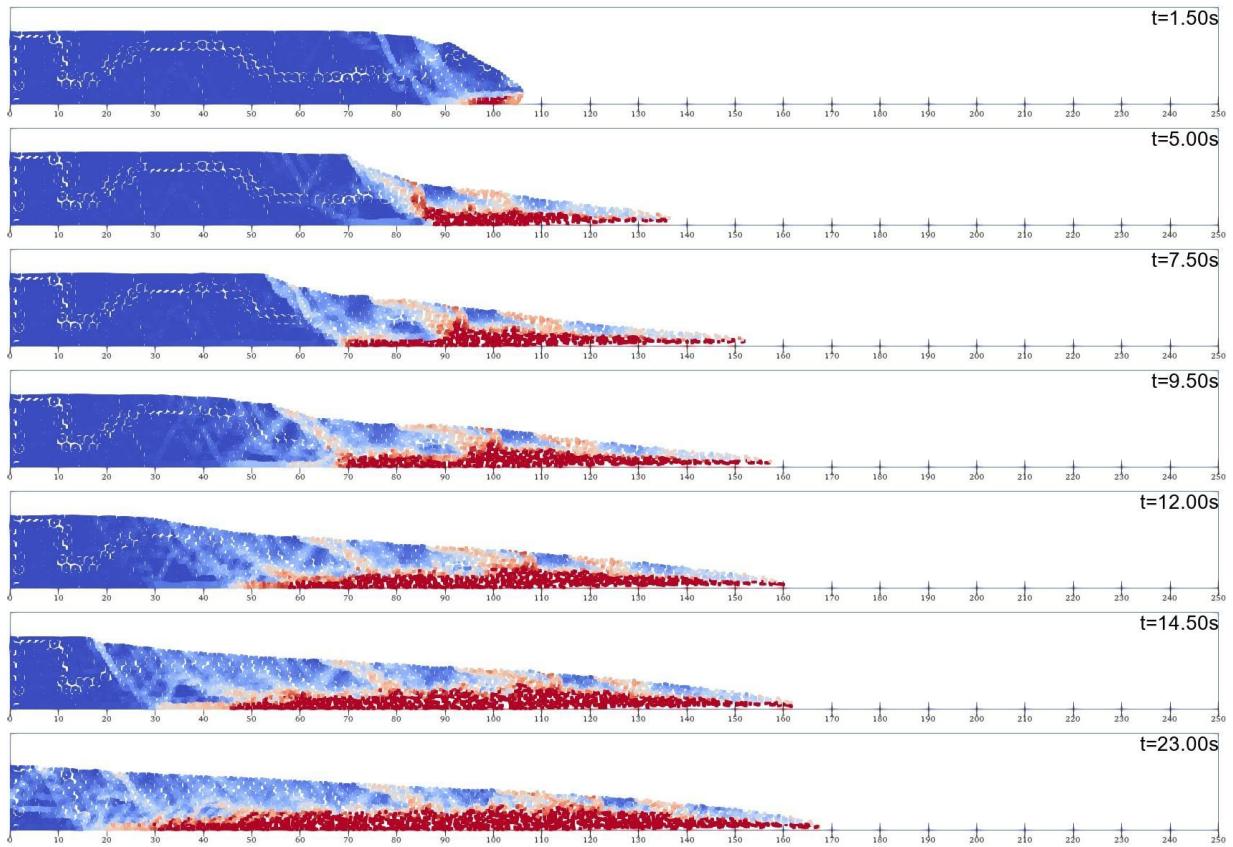


Figura 4.10. Resultados da curva E.

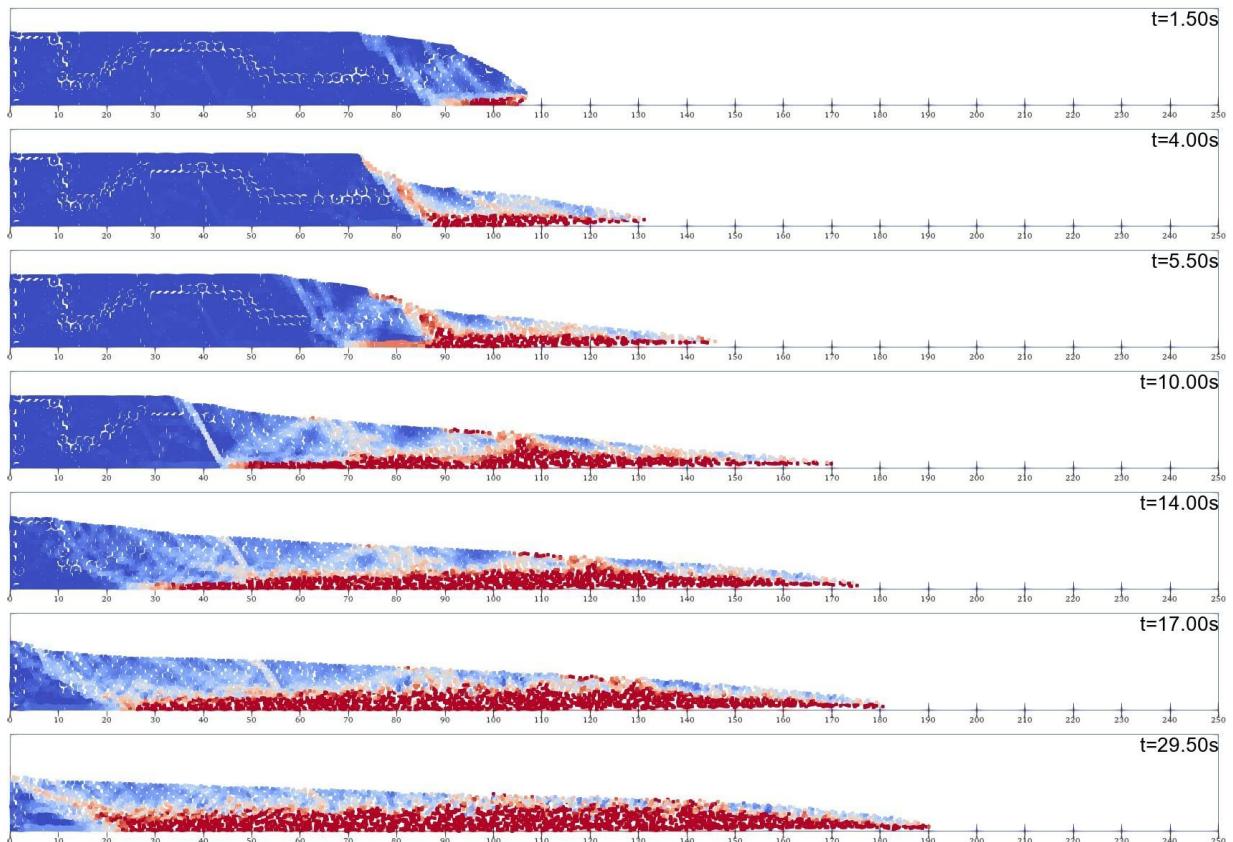


Figura 4.11. Resultados da curva F

A Curva D foi escolhida para análises complementares por estabilizar antes de atingir os limites do domínio, permitindo observar com mais clareza a evolução de outras variáveis. A escala de cores é exibida abaixo de cada resultado. As Figuras 4.12 a 4.14 mostram, respectivamente, os campos de tensão total (magnitude), tensão vertical (YY) e velocidade (magnitude) da Curva D.

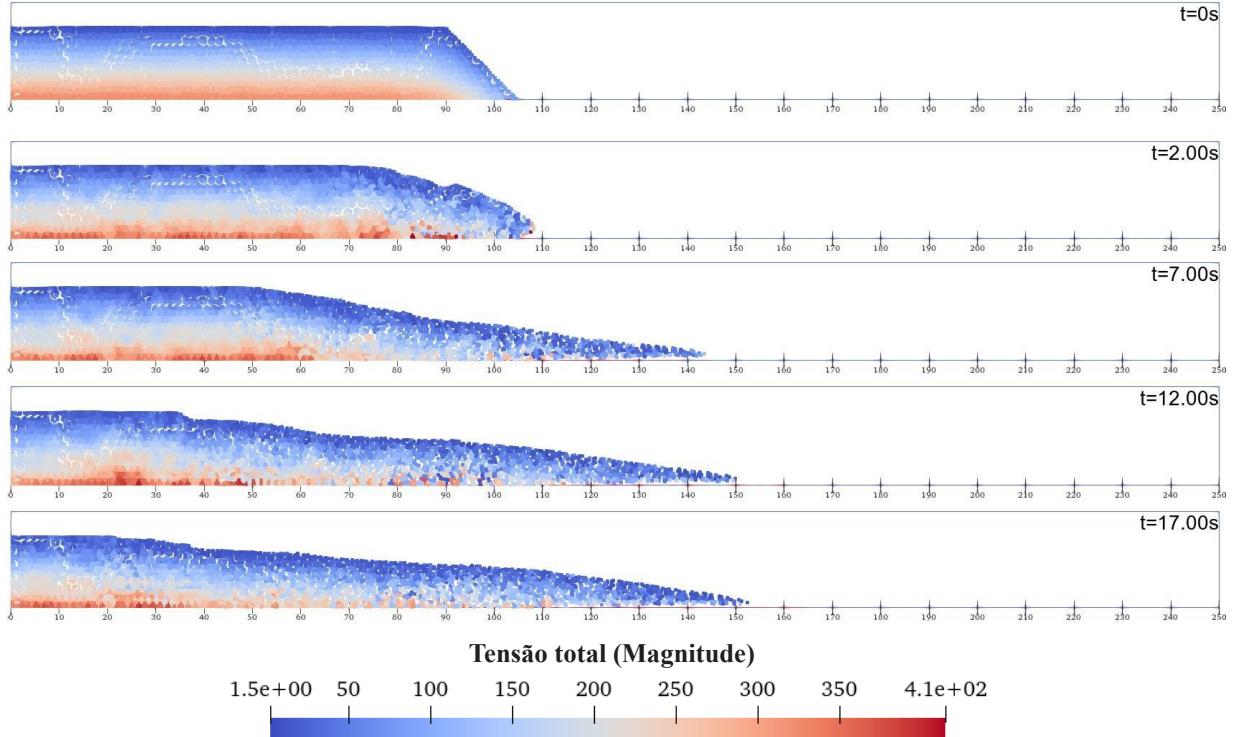


Figura 4.12. Tensão total (Magnitude) da Curva D.

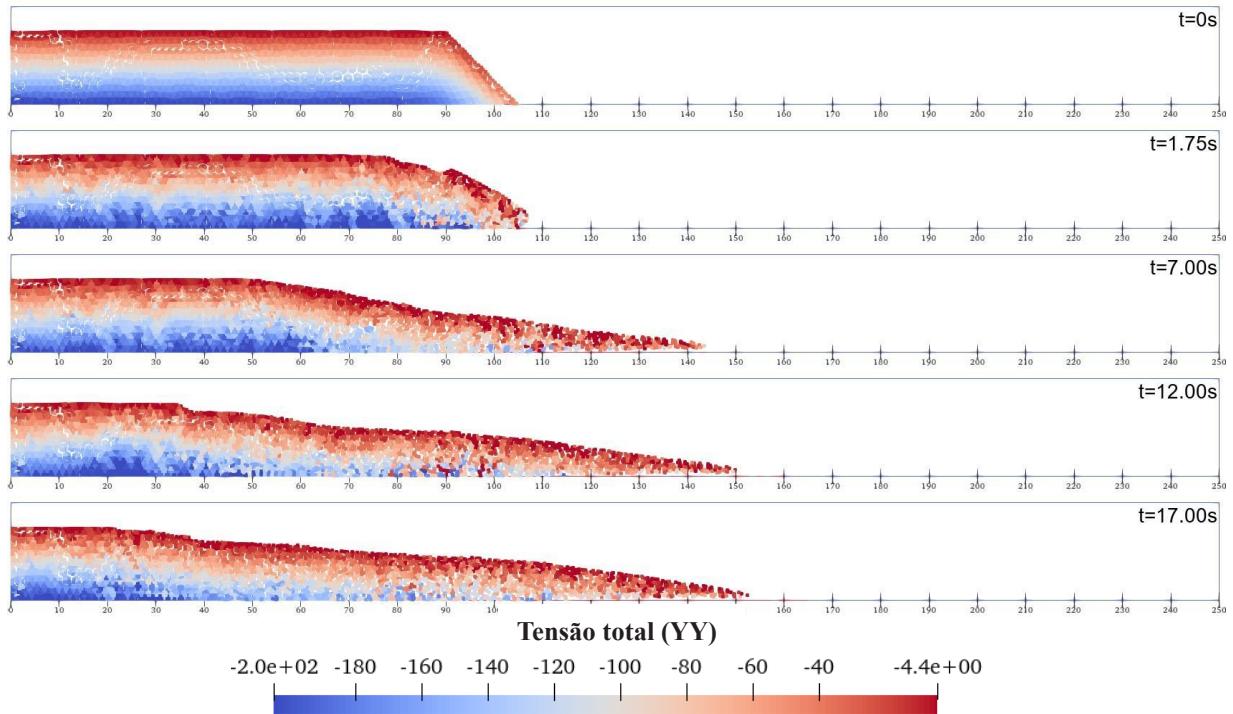


Figura 4.13. Tensão total componente YY, da Curva D.

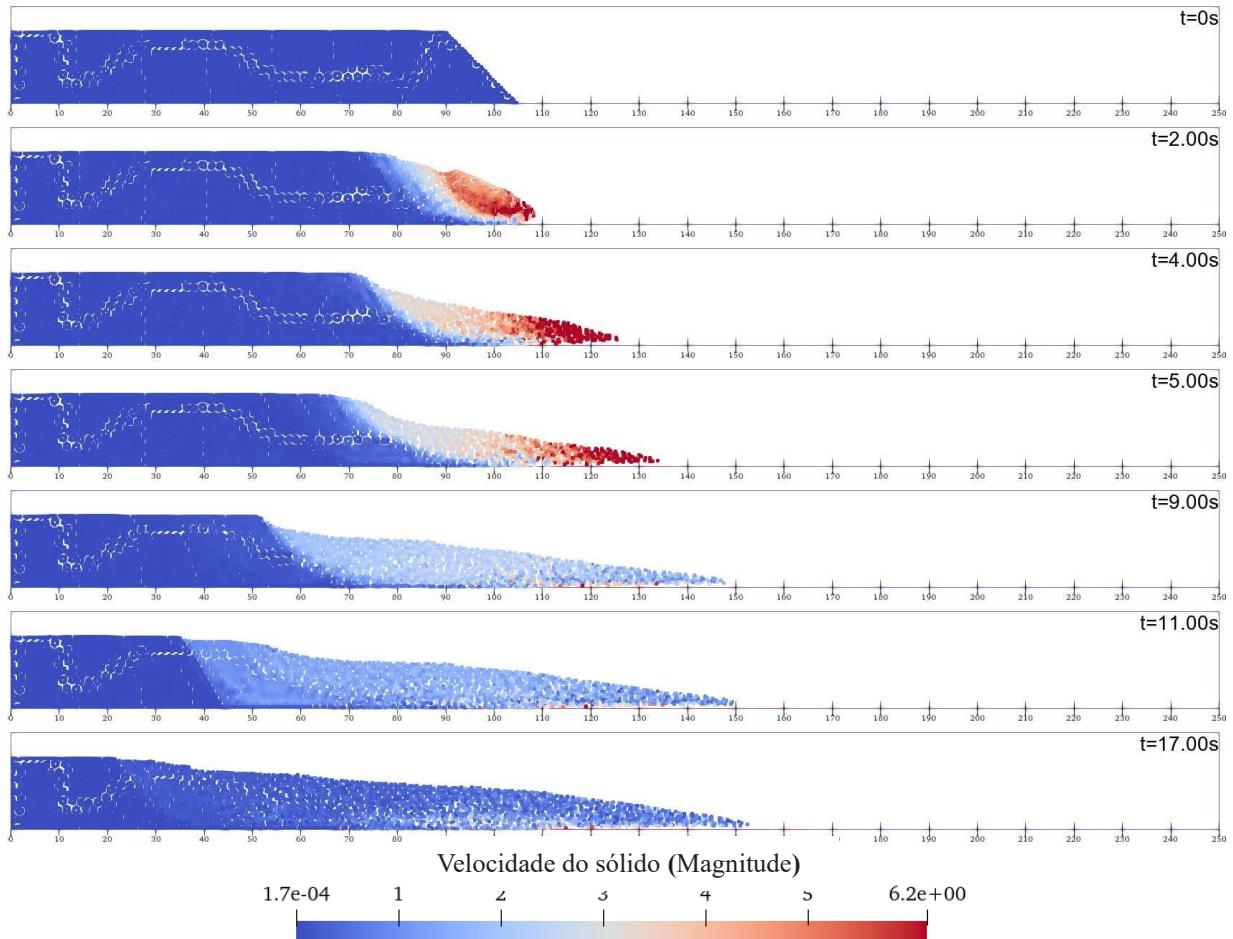


Figura 4.14. Evolução da velocidade Curva D.

Em todas as simulações, variáveis foram monitoradas a partir de um mesmo ponto material, inicialmente localizado nas coordenadas (101,485 m; 2,78 m). As Figuras 4.15 e 4.16 apresentam, respectivamente, o deslocamento e a velocidade nesse ponto, permitindo a comparação direta da resposta dinâmica entre as diferentes curvas de resistência simuladas.

Além disso, para cada simulação foram identificados os pontos materiais extremos nas direções de retrogressão e de corrida (run-out). A distância de retrogressão corresponde ao deslocamento máximo da superfície de ruptura em sentido oposto ao movimento inicial, geralmente propagando-se para montante a partir da zona de falha inicial. Já a distância de corrida representa o avanço máximo da massa mobilizada na direção do movimento principal, medida a partir da posição inicial do pé do talude. Esses valores, obtidos para cada cenário, estão organizados na Tabela 4.3.

Nos casos das curvas E e F, a simulação apresentou movimento contínuo até atingir o limite do domínio computacional, impossibilitando a determinação exata da distância de retrogressão.

Esse comportamento indica que, com um modelo de maior extensão, o deslocamento provavelmente continuaria.

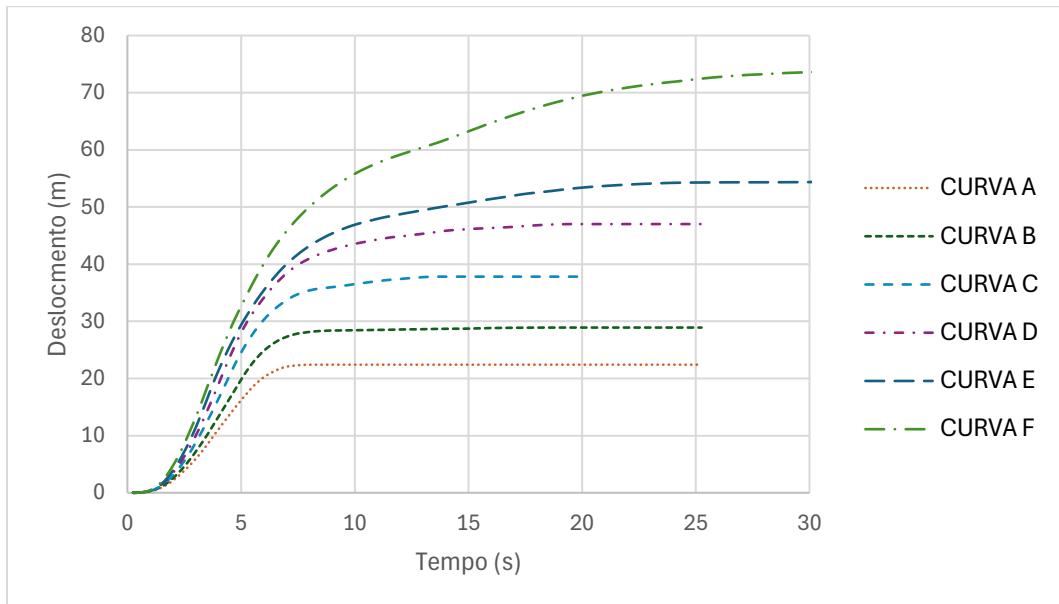


Figura 4.15. Deslocamento das seis curvas no mesmo ponto material.

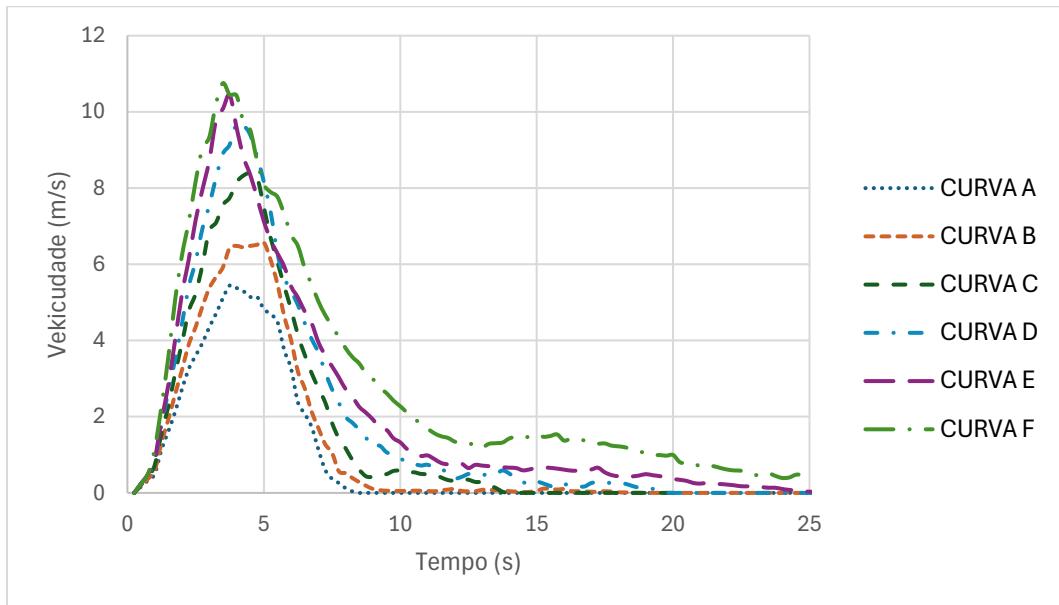


Figura 4.16. Velocidade das seis curvas no mesmo ponto material.

Os pontos materiais de maior deslocamento nos dois sentidos (retrogressão e corrida) foram selecionados em cada resultado para determinar as distâncias de ruptura. A simulação foi executada até garantir a estabilização, dependendo dos parâmetros isso ocorre em diferentes tempos; assim, a linha nos gráficos se encerra em momentos diferentes, mas todas as simulações cessaram sua movimentação.

Tabela 4.3. Distâncias de retrogressão e corrida em cada curva.

Curva	X min(m)	Retrogressão	X máx(m)	Distância de corrida (Run-out)
A	70,12	19,88	124,185	19,185
B	50,62	39,38	131,151	26,151
C	45,00	45,00	141,401	36,401
D	19,87	70,13	152,985	47,985
E	-	(todo o modelo)	167,471	62,471
F	-	(todo o modelo)	190,033	85,033

Os resultados indicam uma forte correlação entre a redução da coesão residual e o aumento da mobilidade da massa instável. Por exemplo, a diminuição da coesão de 16 kPa (Curva A) para 6 kPa (Curva F) provocou um aumento de aproximadamente 343% na distância total de corrida (de 19,18 m para 85,03 m). De modo análogo, a distância de retrogressão cresceu 126% entre as curvas C e D (de 45,00 m para 70,13 m), ilustrando a propagação da instabilidade para trás da face do talude à medida que a resistência residual se torna mais baixa.

Nas curvas E e F, o deslocamento superou os limites do domínio simulado, evidenciando cenários de colapso total. Isso reforça a importância de uma caracterização precisa da resistência pós-pico em análises numéricas de taludes.

Além disso, observou-se que a inclinação final da superfície de ruptura variou entre os materiais significativamente, essa tendência de redução do ângulo de repouso reflete a perda progressiva da capacidade de sustentação da massa instável à medida que a coesão residual diminui. O solo flui mais livremente, resultando em superfícies finais mais planas e depósitos mais extensos.

4.1.2 INFLUÊNCIA DO “SHAPE FACTOR”

Nesta etapa, a investigação concentrou-se na variação do parâmetro denominado “shape factor” (η), responsável por controlar a taxa de degradação da resistência do solo em função da deformação plástica. Para isolar o efeito desse parâmetro na dinâmica da ruptura, a coesão residual foi fixada em 12 kPa em todas as simulações. Esse valor foi escolhido com base nos resultados apresentados na Seção 4.1.1, em que coesões residuais muito baixas (como 6 kPa) atingiram domínio computacional, e valores de coesão mais elevados limitaram excessivamente os deslocamentos. O valor de 12 kPa representou, portanto, um ponto intermediário adequado para a avaliação da sensibilidade do modelo ao parâmetro η .

Foram testados sete valores de shape factor ($\eta = 50, 90, 150, 200, 250, 300$ e 500), embora apenas quatro curvas tenham sido apresentadas por já refletirem os principais padrões de comportamento observados. As curvas correspondentes aos valores destacados foram: $\eta = 50, 90, 250$ e 500 , correspondendo às curvas A, B, C e D, respectivamente. As propriedades básicas do material, bem como a geometria e as condições de contorno, permaneceram as mesmas utilizadas na Seção 4.1.1. A Figura 4.17 apresenta as curvas de degradação da resistência utilizadas neste conjunto de simulações. Já as Figuras 4.18 a 4.21 mostram a distribuição de deformação plástica acumulada para cada curva simulada, utilizando a mesma escala de cores apresentada anteriormente na Figura 4.5.

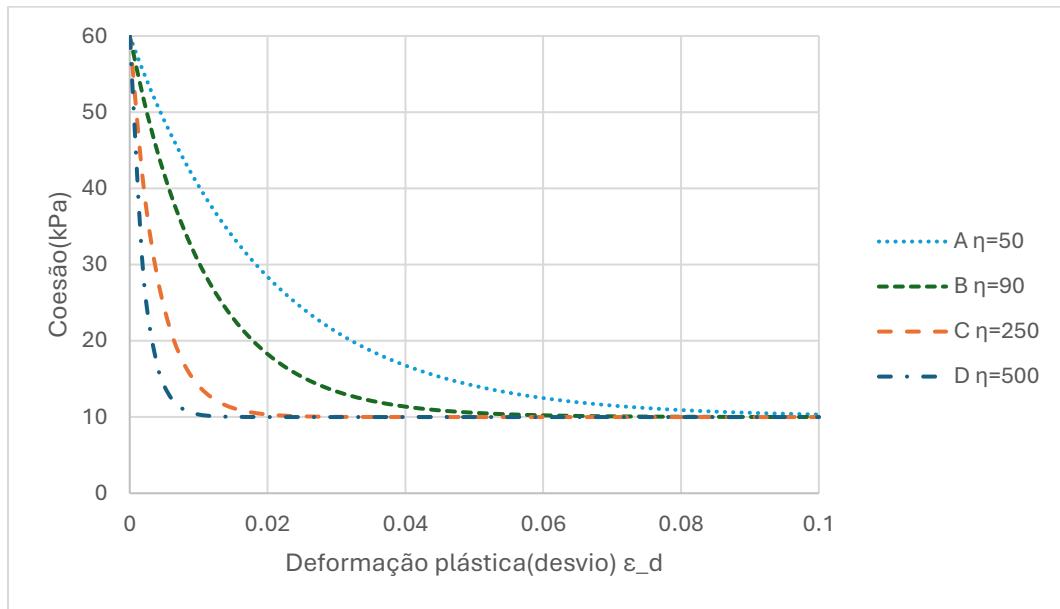


Figura 4.17 Curvas A, B, C, D.

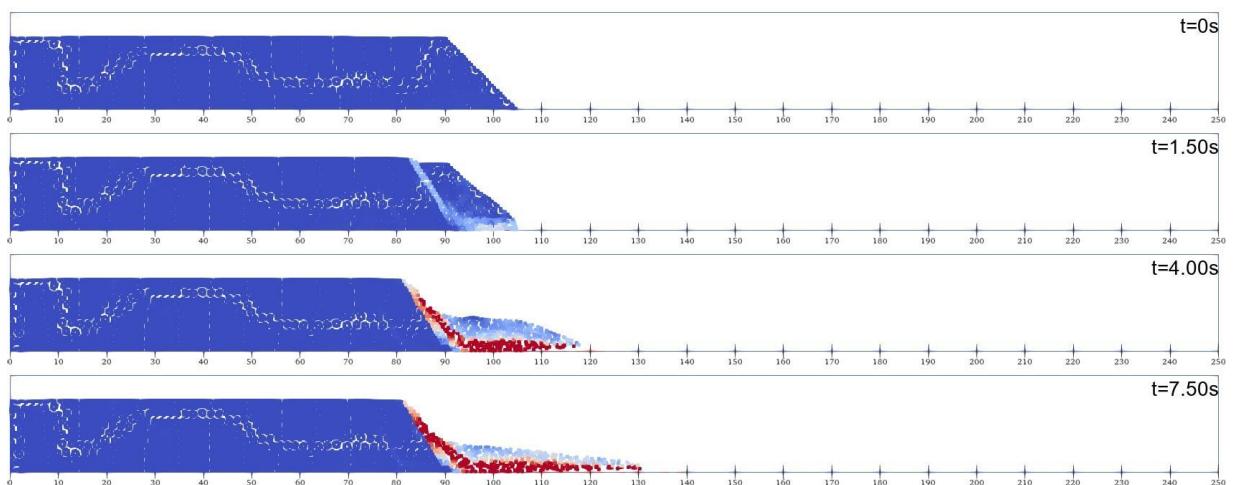


Figura 4.18. Deformação plástica Curva A

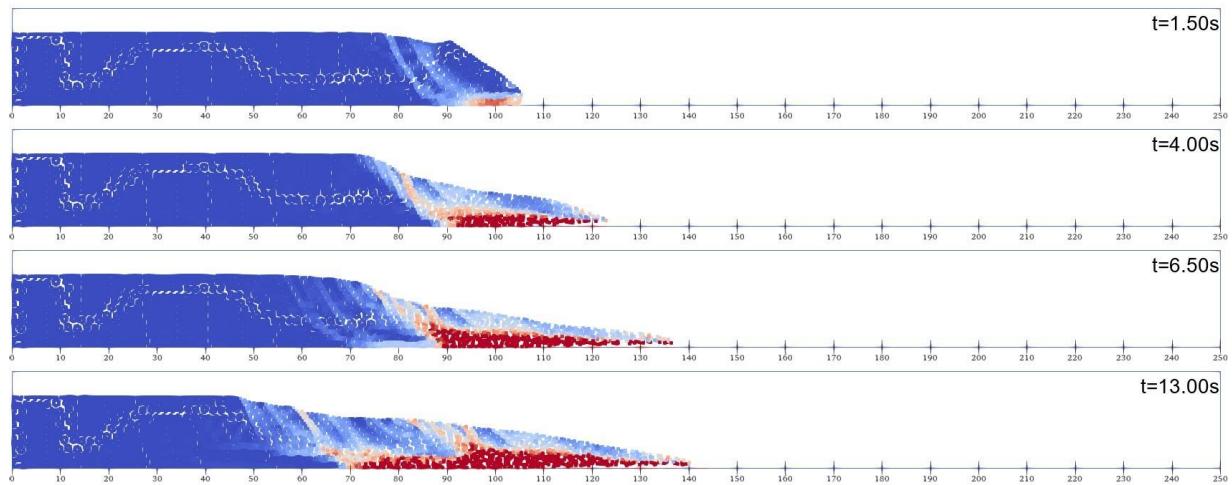


Figura 4.19. Deformação plástica Curva B.

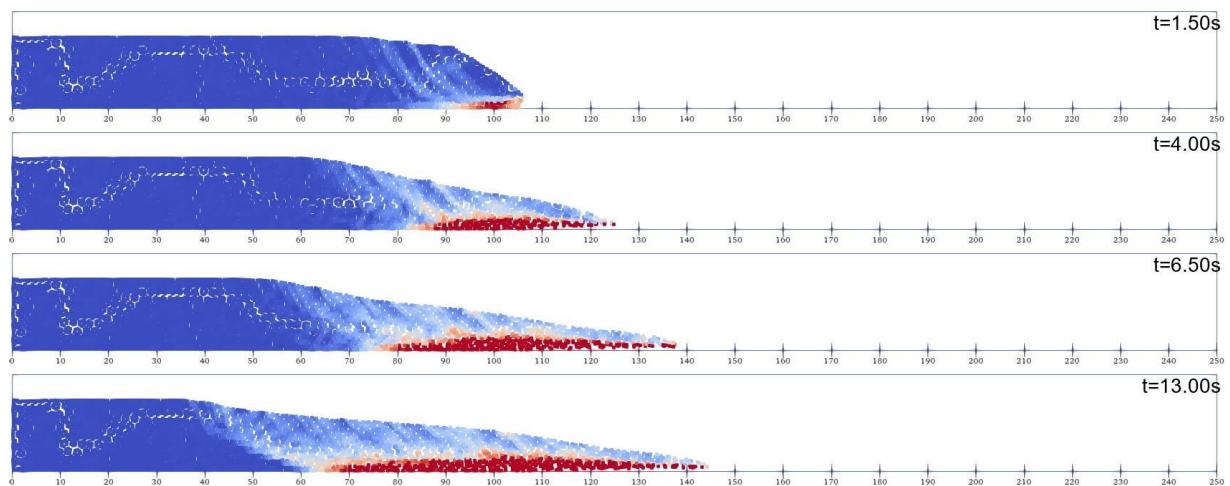


Figura 4.20. Deformação plástica Curva C

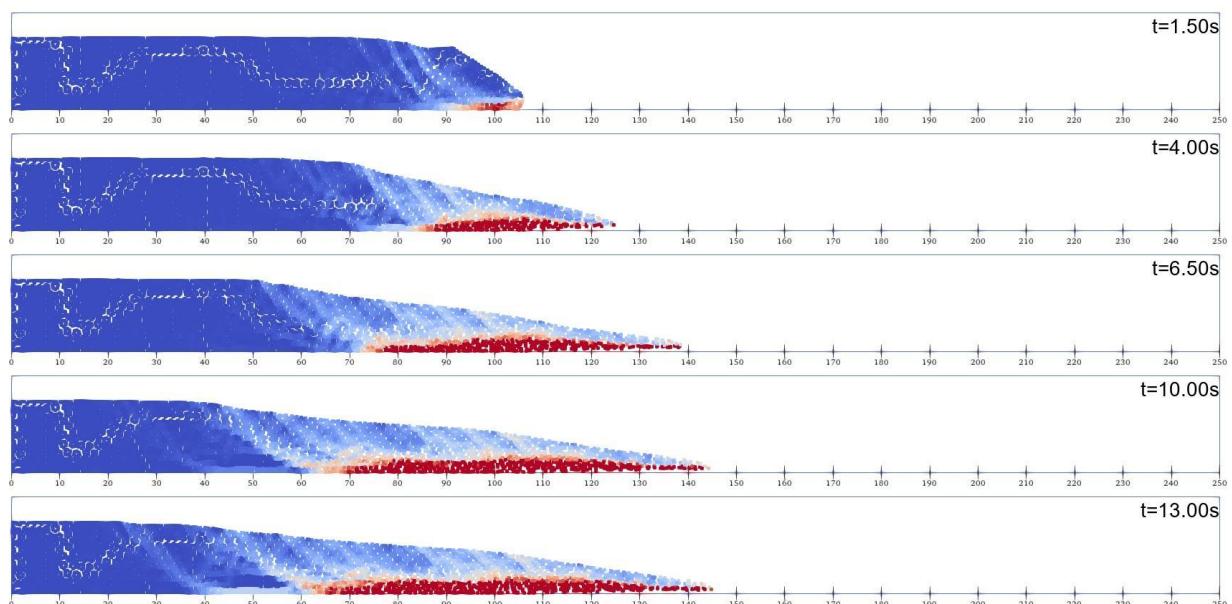


Figura 4.21. Deformação plástica Curva D

Tabela 4.4. Distância de retrogressão e corrida em cada curva.

Curva	X min(m)	Retrogressão	X máx(m)	Distância de corrida (Run-out)
A	80,92	9,08	130,27	25,27
B	46,65	43,35	140,16	35,16
C	36,51	53,49	144,19	39,19
D	22,87	67,12	144,88	39,88

Os resultados apresentados nas Figuras 4.18 a 4.21 e na **Tabela 4.4** evidenciam o papel do **shape factor (η)** na dinâmica de ruptura. O valor de η controla a taxa de degradação da resistência do solo à medida que a deformação plástica se acumula, e, como consequência, influencia diretamente o **mecanismo de ruptura**, alterando o volume da massa mobilizada.

Nesse caso para valores baixos de η (como 50, curva A), a resistência do solo se degrada lentamente, permitindo que a deformação se concentre na primeira superfície de falha. Isso resulta em uma ruptura frontal isolada, sem a formação de superfícies retrogressivas subsequentes.

À medida que η aumenta, como observado nas curvas B ($\eta = 90$) e C ($\eta = 250$), a degradação da resistência se torna mais rápida e consequentemente acelera a formação de novas superfícies de ruptura, e com isso, ocorre um aumento significativo no volume deslocado, mas a distância final de corrida passa a variar menos significativamente com a degradação mais rápida de resistência. Por exemplo, a distância de retrogressão passa de 43,35 m para 53,49 m entre B e C, enquanto a distância de corrida aumenta apenas de 35,16 m para 39,19 m, isso ocorre porque nesses valores de η o material a jusante já se encontrava no valor residual de resistência.

Na curva D ($\eta = 500$), esse efeito se estabiliza: a resistência residual é atingida muito rapidamente, e o mecanismo de ruptura não sofre alterações substanciais adicionais. A distância de retrogressão aumenta novamente (**67,12 m**), mas o run-out cresce muito pouco (39,88 m), sugerindo uma saturação da sensibilidade do modelo ao parâmetro η nesse intervalo. O talude se rompe em várias superfícies retrogressivas, porém com deslocamento vertical reduzido, com pequena variação do ângulo final do talude.

Essa mudança no mecanismo de ruptura é um aspecto relevante desta análise: o shape factor controla como a falha progride no tempo e no espaço.

4.1.3 ANÁLISE COMBINADA CP, CR E “SHAPE FACTOR”

Após a análise isolada dos parâmetros coesão residual (cr) e shape factor (η), esta seção avalia os efeitos combinados desses parâmetros com a coesão de pico (cp) sobre o comportamento do talude. Para isso, foram realizadas simulações que combinam as variações desses três parâmetros.

Antes de apresentar os resultados principais da seção, foi realizada uma simulação comparativa com o objetivo de verificar se a variação da coesão de pico influenciaria significativamente a resposta do modelo em um cenário de degradação rápida da resistência. Para essa verificação, utilizou-se como base a Curva D da seção 4.1.1, definida por $cp = 60$ kPa, $cr = 10$ kPa e $\eta = 80$. A partir dessa curva, foi realizada simulações reduzindo o valor de pico até 20 kPa, mantendo os demais parâmetros constantes.

A Figura 4.22 apresenta o estado final dessas duas simulações em duas escalas distintas: uma convencional (0 a 2,5) e outra refinada (0 a 0,06), valor próximo ao patamar no qual o material atinge sua resistência residual para $\eta = 80$. Observa-se que, em ambas as condições, o material nas regiões deslocadas já operava próximo à resistência residual. Isso explica por que a variação de cp, nessas circunstâncias, não resultou em alterações significativas nos padrões de ruptura.

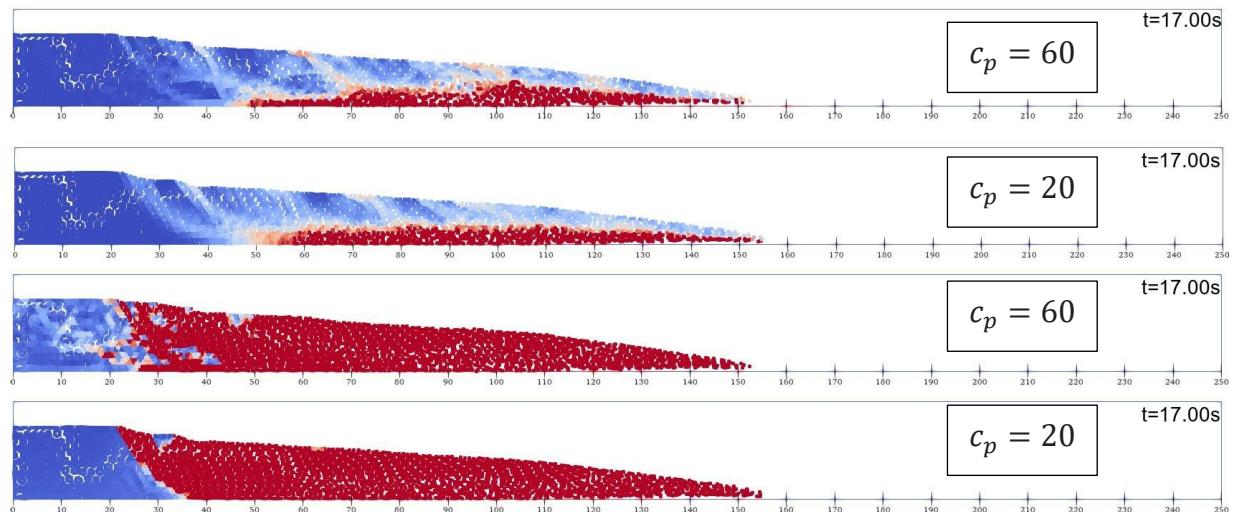


Figura 4.22. Comparação da coesão de pico 60kPa e 20kPa.

Esse comportamento é visto nesse caso específico, portanto a influência da coesão de pico é dependente da combinação entre cp, cr e η . Para ilustrar essa dependência, foram realizados testes complementares com $cp = 60$ kPa, $\eta = 5$ e $cr = 1$ kPa. Nessas condições, mesmo após a formação de uma superfície de cisalhamento bem definida, não foi observada mobilização

suficiente da massa para iniciar o deslocamento. Isso demonstra que, quando o material apresenta elevada resistência de pico e degradação lenta, o sistema permanece estável. Em contrapartida, para η mais elevados, a degradação rápida da resistência favorece o desencadeamento da ruptura.

Esse comportamento foi evidenciado em testes complementares, nos quais foram utilizados valores elevados de cp (60 kPa) combinados com shape factor baixos ($\eta = 5$) e coesão residual muito reduzida (1 kPa). Nestes casos, a ruptura não foi iniciada. O material apresentava uma superfície de cisalhamento bem definida, mas sem deformações suficientes para gerar o deslizamento da massa de solo. Isso demonstra que a resistência de pico elevada foi capaz de manter a estabilidade da massa, inibindo o início do processo progressivo. Já para valores mais altos de η , a resistência foi rapidamente degradada, permitindo a ativação das superfícies retrogressivas e o desenvolvimento da ruptura.

Concluída essa etapa de verificação, foram realizadas simulações com diferentes curvas de degradação. Embora tenham sido testados diversos cenários adicionais, optou-se por apresentar seis curvas representativas (Curva A a Curva F), suficientes para ilustrar os principais comportamentos observados no modelo. Essas curvas permitem destacar, de forma clara, situações em que a coesão de pico exerce influência relevante, casos em que a degradação governada pelo *shape factor* modifica a distância de retrogressão, e até situações em que as distâncias de retrogressão e corrida se invertem em função da interação entre os parâmetros. A Figura 4.23 apresenta as curvas selecionadas, e a evolução da deformação plástica correspondente é mostrada nas Figuras 4.24 a 4.29, todas na mesma escala de cores da Figura 4.5. As distâncias de retrogressão e corrida alcançadas em cada simulação estão resumidas na Tabela 4.5.

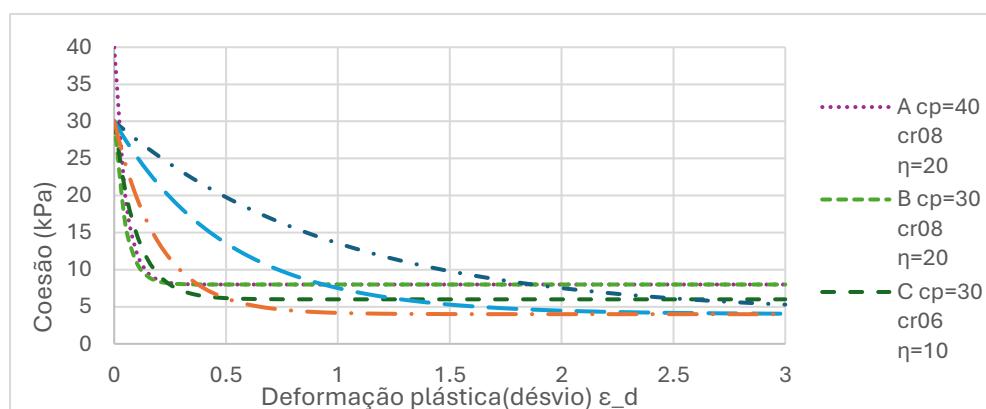


Figura 4.23. Novas curvas simuladas

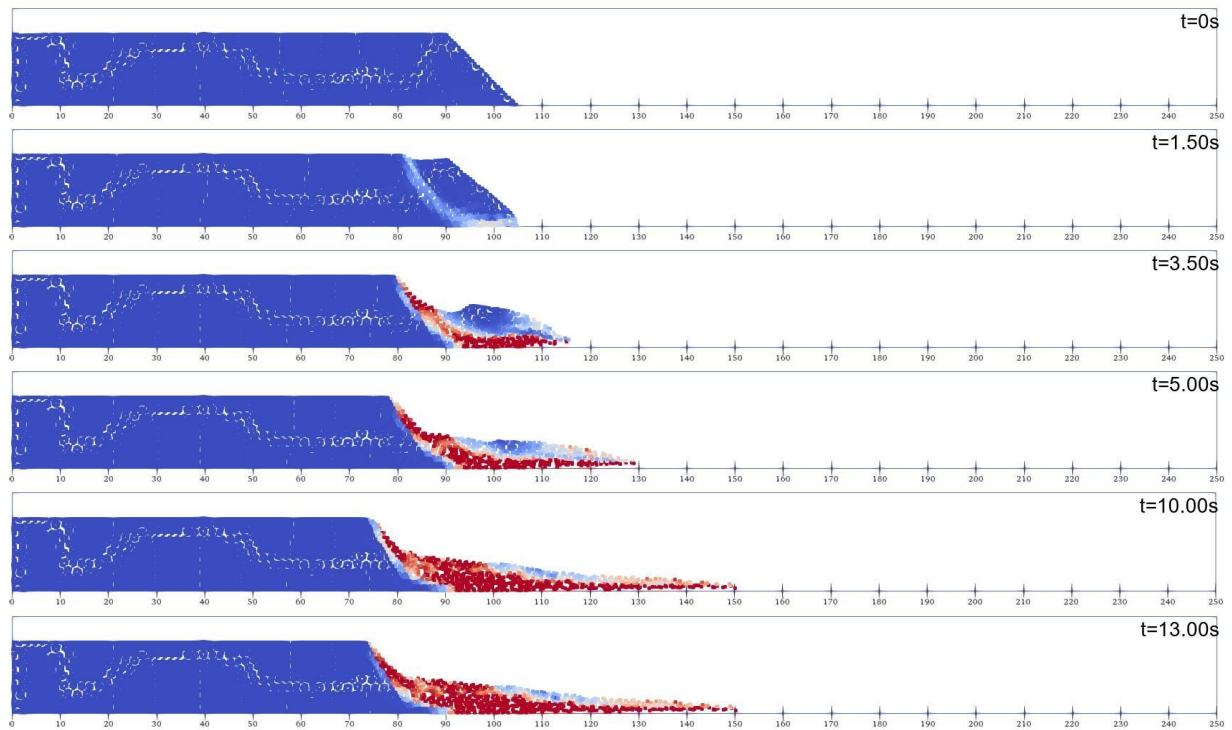


Figura 4.24. Deformação plástica Curva A

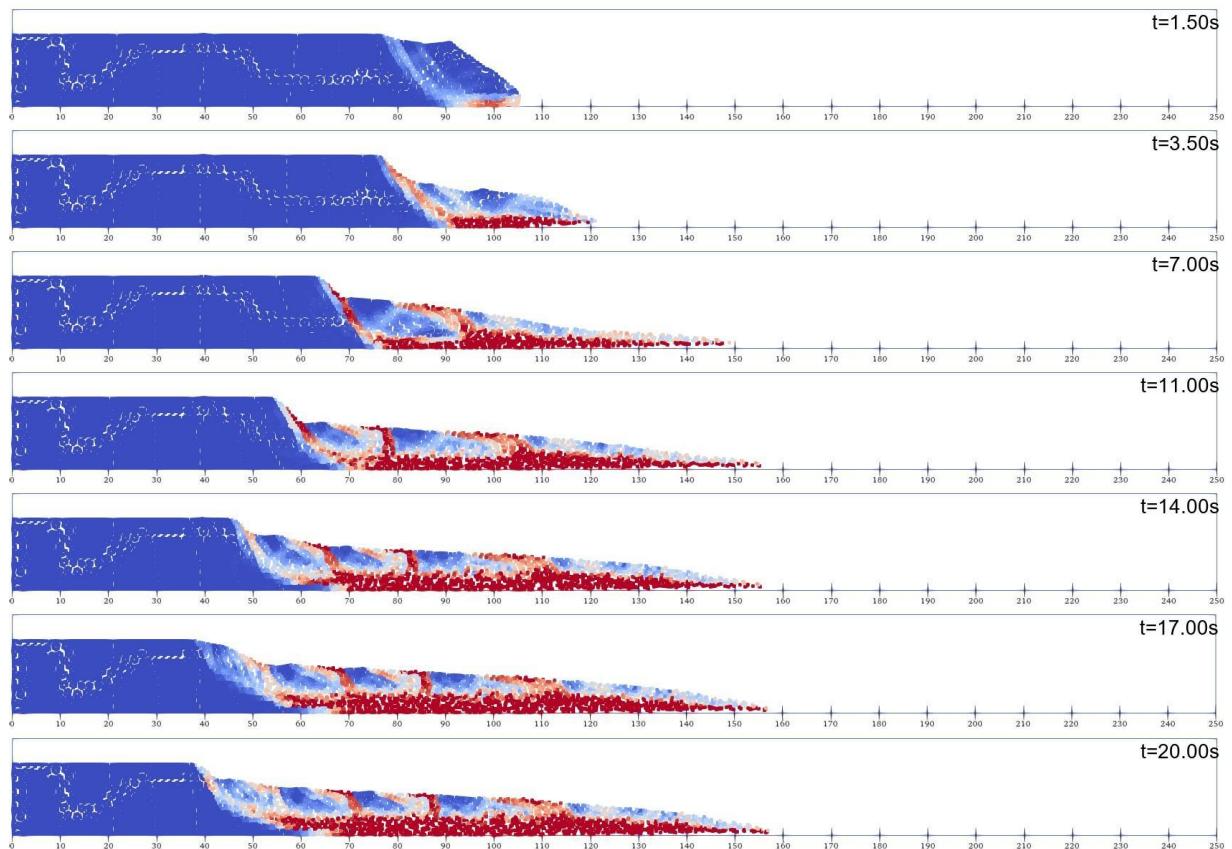


Figura 4.25. Deformação plástica Curva B

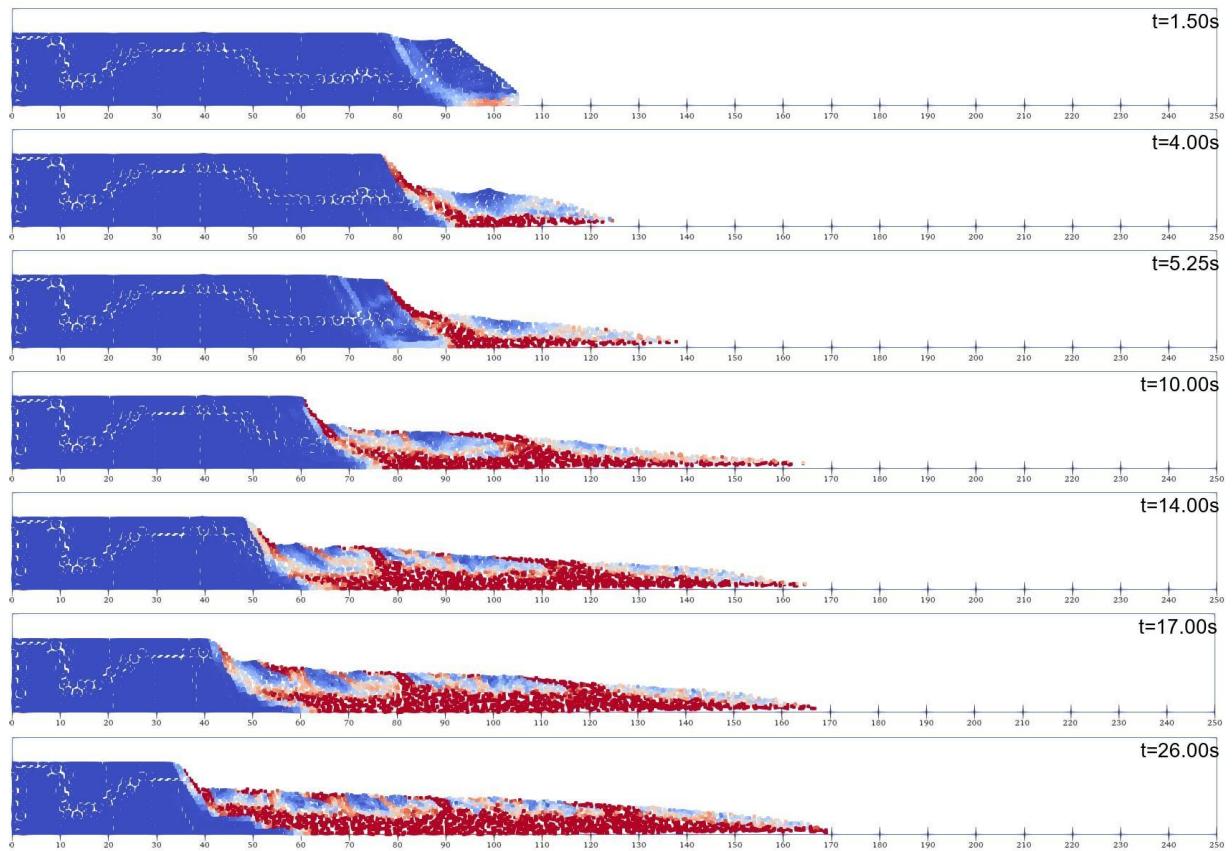


Figura 4.26. Deformação plástica Curva C.

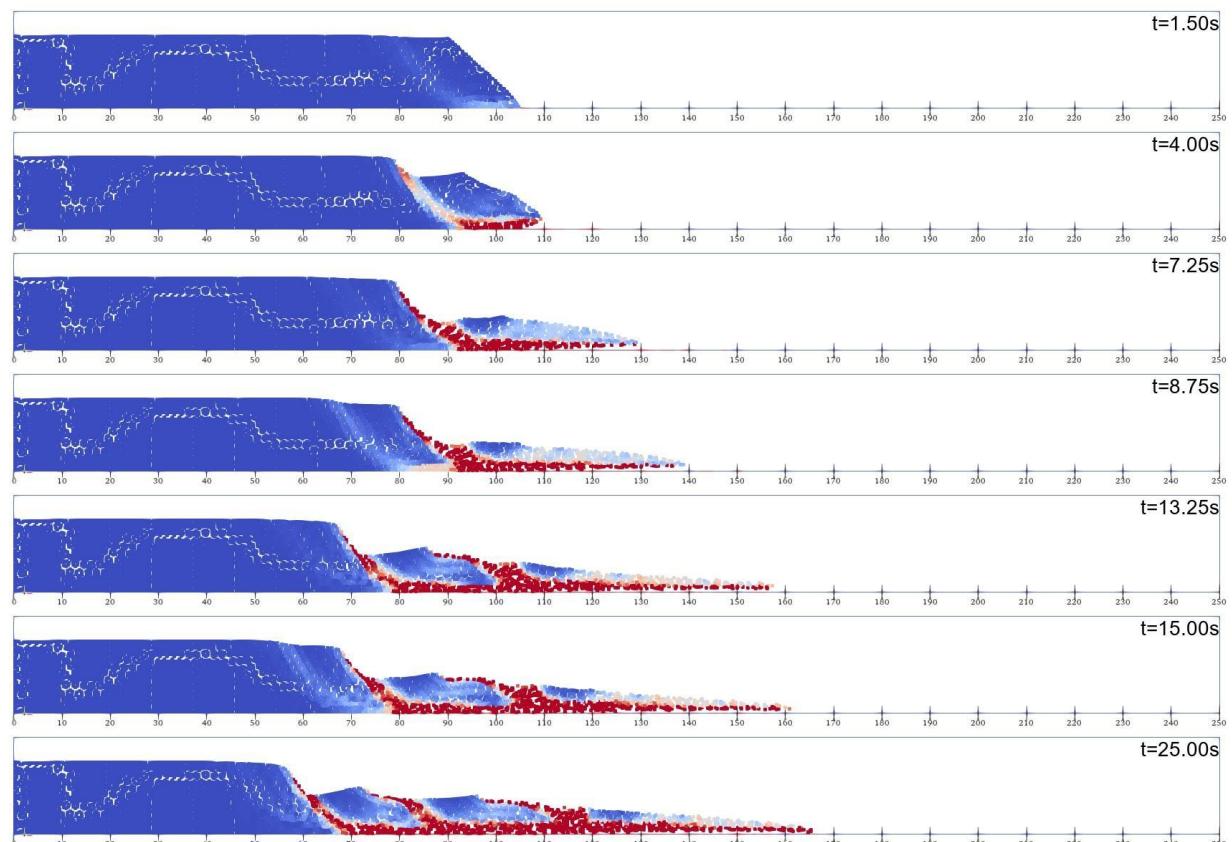


Figura 4.27. Deformação plástica Curva D

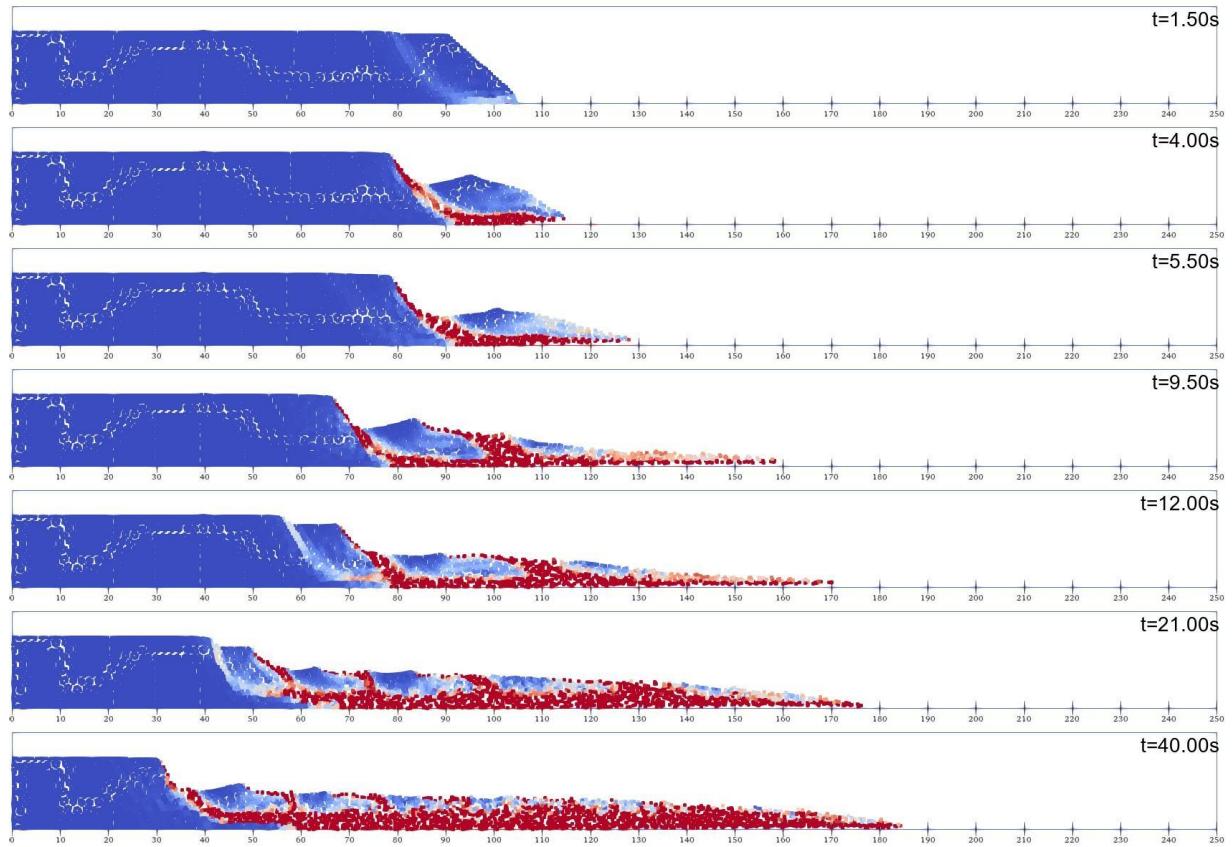


Figura 4.28. Resultado da Curva E.

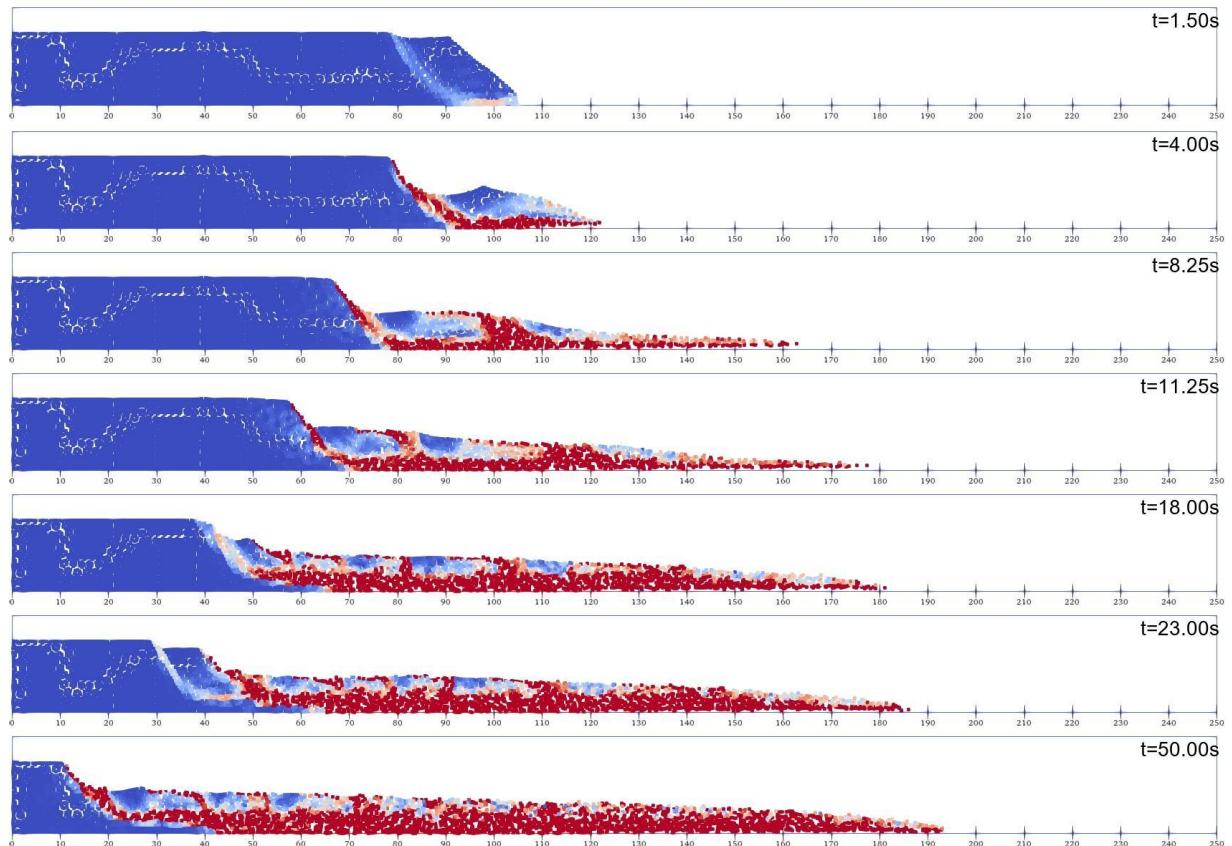


Figura 4.29. Resultados da curva F.

Tabela 4.5. Distâncias percorridas em cada caso

Curva	X min(m)	Retrogressão	X máx(m)	Distância de corrida (Run-out)
A	72,37	17,63	150,17	45,17
B	37,50	52,50	156,80	51,80
C	33,37	56,63	169,40	64,40
D	54,38	36,62	165,32	60,32
E	30	60	186,40	81,40
F	10,39	79,61	193,01	88,1

Nas simulações com coesões residuais mais baixas (4 a 8 kPa) e *shape factors* menores (entre 1 e 20), a influência da coesão de pico tornou-se mais evidente, sobretudo na *retrogression distance*. Essa tendência aparece claramente na comparação entre as curvas A e B, onde a redução da coesão de pico associada à degradação mais lenta favoreceu a formação de novas superfícies de cisalhamento e o avanço das falhas retrogressivas.

Outro comportamento relevante ocorreu quando coesões residuais extremamente baixas foram combinadas a *shape factors* reduzidos. Nesses cenários, a degradação lenta manteve parte da resistência do maciço, retardando a propagação das falhas retrogressivas, mas permitindo maiores deslocamentos a jusante, com aumento significativo da *run-out distance*. Assim, a estabilização ocorreu de forma mais lenta, exigindo maior perda de suporte da base para a formação das falhas. Esses resultados estão em consonância com Urmi et al. (2023), que apontam c_r e η com o parâmetros centrais no controle do deslocamento pós-falha e mostram que valores baixos de resistência residual tendem a ampliar a *run-out distance*.

Adicionalmente, verificou-se que inversões entre *retrogression distance* e *run-out distance* podem ocorrer em função da combinação específica entre coesão de pico, coesão residual e *shape factor*, revelando que a massa pode percorrer longas distâncias a jusante sem que haja formação expressiva de superfícies retrogressivas.

Em síntese, os resultados apresentados, ainda que baseados em um subconjunto das curvas testadas, foram suficientes para demonstrar os mecanismos mais representativos. Fica evidente que a interpretação do processo de ruptura depende da interação entre os três parâmetros principais, cuja predominância varia conforme a sensibilidade do solo

4.1.4 INFLUÊNCIA DE OUTROS PARÂMETROS E DESEMPENHO COMPUTACIONAL

Foram realizados testes com diferentes formulações disponíveis no Anura3D: não drenada em tensões efetivas, não drenada em tensões totais, totalmente saturada acoplada e condição seca. No entanto, não é adequado comparar diretamente essas formulações mantendo as propriedades de material, pois cada uma representa um modelo físico distinto. Em particular, as formulações em tensões totais e tensões efetivas não são diretamente compatíveis, e é necessário considerar as condições dos ensaios geotécnicos que deram origem a esses parâmetros, como o regime de drenagem, tempo de carregamento e trajetória de tensões aplicadas. Por esse motivo, optou-se por não realizar uma comparação quantitativa direta, restringindo-se à análise qualitativa do comportamento de cada formulação ao longo da simulação. Ainda assim observou-se que o Anura3D apresentou respostas coerentes com o comportamento físico esperado para cada tipo de formulação, com maior sensibilidade nas configurações não drenadas, seguida pela formulação acoplada e, por fim, pela condição seca.

Na sequência, foram conduzidos testes com a formulação totalmente saturada acoplada do Anura3D, com o objetivo de avaliar a influência da permeabilidade do solo na mobilidade da massa instável. Para isso, adotou-se um mesmo conjunto de propriedades mecânicas, variando-se apenas os valores da permeabilidade hidráulica em diferentes ordens de magnitude.

A hipótese testada baseava-se no comportamento conhecido de solos saturados sob diferentes regimes de drenagem: em materiais com baixa permeabilidade, o fluxo de água é restrito durante o carregamento, resultando no acúmulo de poro pressão e em uma resposta próxima à condição não drenada, o que tende a reduzir as tensões efetivas e favorecer a ruptura. Por outro lado, em materiais com alta permeabilidade, a dissipação rápida da poro-pressão permite que o carregamento ocorra sob condição drenada, resultando em maiores tensões efetivas e, consequentemente, menor mobilidade da massa.

Nos testes realizados, foram utilizados valores de permeabilidade entre 1×10^{-11} m/s e 1×10^{-6} m/s. Não foram observadas diferenças significativas de deslocamento entre os casos com permeabilidades mais baixas. Entretanto, para 1×10^{-6} m/s, observou-se uma ligeira redução no deslocamento total da massa, com aproximadamente 7 metros de corrida e 5 metros de retrogressão ao final da simulação. Apesar de esse caso já apresentar sinais de instabilidade

numérica, os resultados indicam uma tendência de menores deslocamentos com permeabilidades mais elevadas.

A Figura 4.30 mostra o estado final de cada simulação no tempo de 15 segundos, momento em que as cinco primeiras simulações já haviam cessado o movimento.

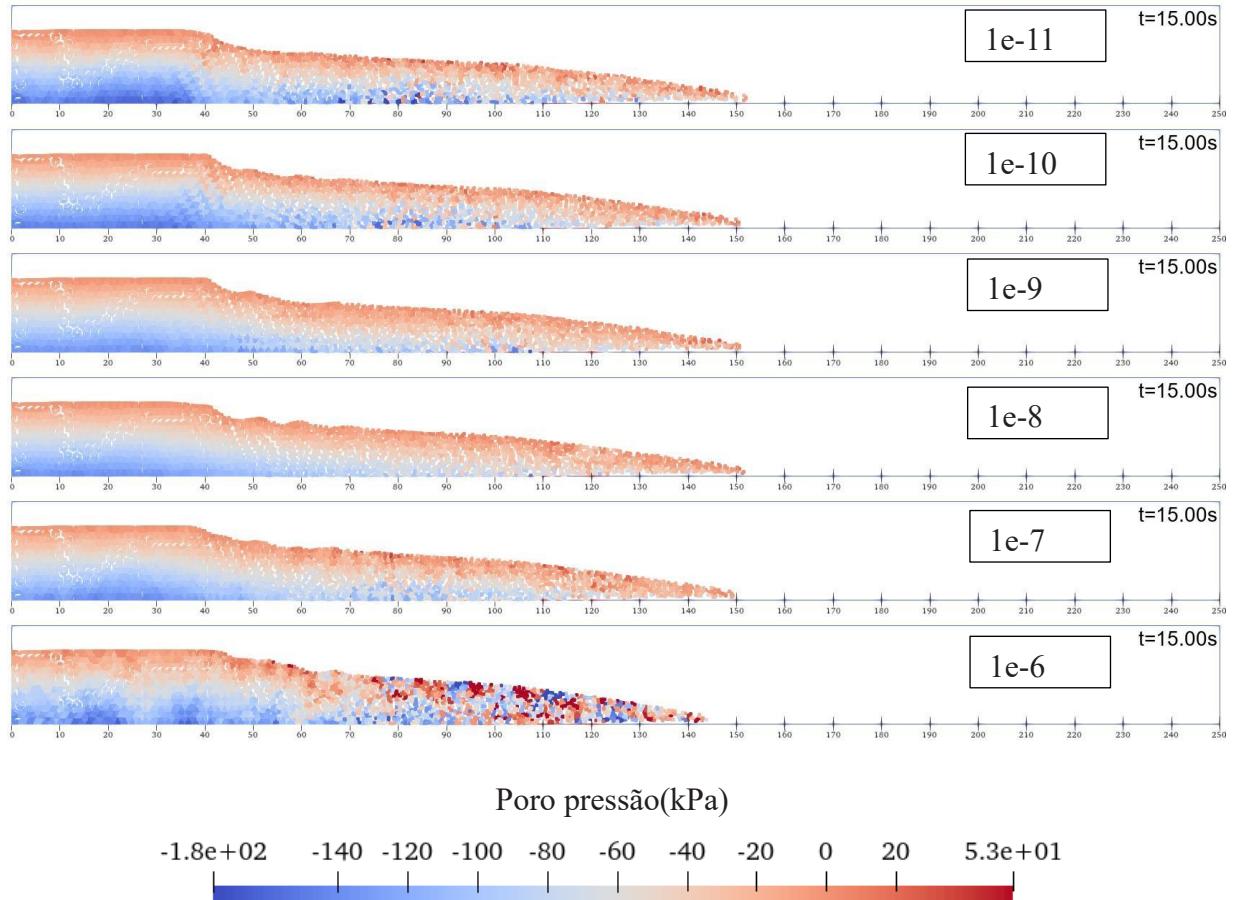


Figura 4.30. Resultados do teste de permeabilidade, valores de poro-pressão plotados.

A Figura 4.31 apresenta a evolução da simulação com permeabilidade 1×10^{-6} , destacando os efeitos da instabilidade numérica observada nesse caso. Já os tempos de processamento estão organizados na Tabela 4.6, que apresenta tanto o tempo total necessário para completar cada simulação, e o tempo necessário para processar um segundo de simulação.

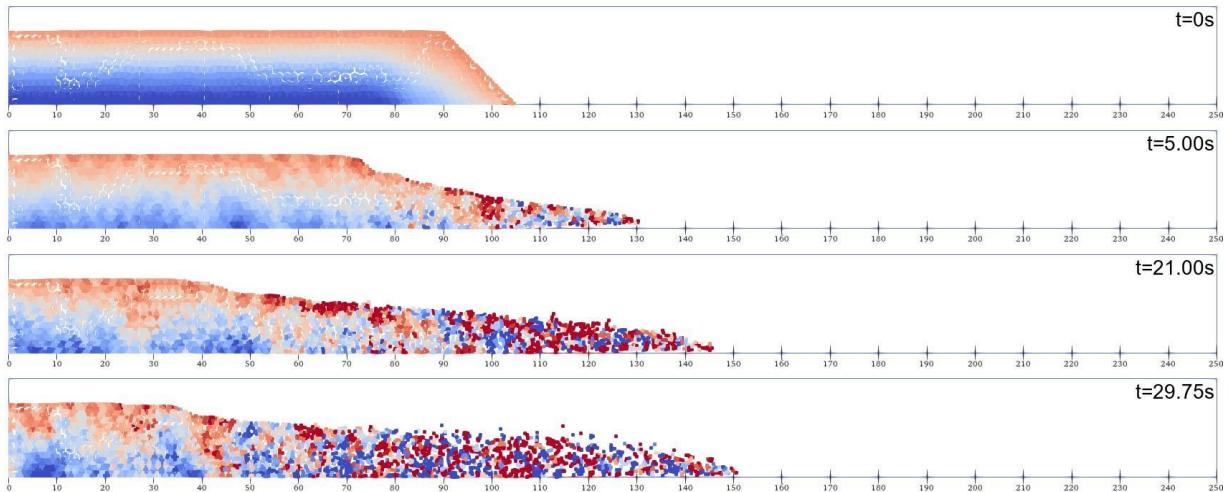


Figura 4.31. Evolução da poro-pressão com permeabilidade 1×10^{-6} ,

Tabela 4.6. Influência da permeabilidade no tempo necessário para se realizar a simulação

Permeabilidade	Tempo por Segundo(minutos)	Tempo total (minutos)
$1e-11$ m/s	19,68	492
$1e-10$ m/s	3,04	76
$1e-9$ m/s	0,56	14
$1e-8$ m/s	0,44	11
$1e-7$ m/s	2,92	73
$1e-6$ m/s	17,24	431

Observou-se uma tendência não linear nos tempos de processamento: para valores muito baixos de permeabilidade, o tempo de simulação aumentou consideravelmente. Esse comportamento é coerente com o que é frequentemente observado no em simulações utilizando o método dos elementos finitos (MEF), em que baixos coeficientes de permeabilidade tornam o sistema mais rígido e exigem mais iterações para convergir.

Por outro lado, para valores mais elevados de permeabilidade, observou-se inicialmente uma redução do tempo computacional, possivelmente associada à maior facilidade de dissipação das pressões de poro e, consequentemente, a um acoplamento menos restritivo entre as fases sólida e fluida. No entanto, a partir de certo ponto, o tempo volta a aumentar. Esse efeito pode ser explicado pelo surgimento de gradientes de poro-pressão elevados, que forçam o Anura3D a adotar incrementos de tempo menores para garantir a estabilidade numérica. Ainda que o passo de tempo não seja definido diretamente pelo usuário, o programa o ajusta automaticamente com base em critérios internos de estabilidade (ANURA3D SCIENTIFIC MANUAL, 2022).

Esse comportamento confirma que o desempenho computacional em formulações acopladas depende não apenas da permeabilidade em si, mas da interação entre o acoplamento hidromecânico e os critérios de estabilidade que controlam o avanço da simulação.

Adicionalmente, foram realizados testes variando parâmetros básicos do modelo, como o coeficiente de Poisson, a densidade do material, o módulo de Young (nas fases quase-estáticas) e o módulo de cisalhamento (nas fases dinâmicas). O objetivo foi avaliar a sensibilidade desses parâmetros sobre os deslocamentos finais do talude. As variações no coeficiente de Poisson apresentaram baixa influência nos deslocamentos, sem tendência clara de comportamento. De modo semelhante, alterações nos valores do módulo de Young e do módulo de cisalhamento também não resultaram em mudanças significativas nas distâncias percorridas pela massa de solo, tanto na corrida quanto na retrogressão. Por outro lado, a densidade do material apresenta maior influência no comportamento: valores mais elevados de densidade levaram a deslocamentos maiores, o que pode ser atribuído ao aumento da energia cinética disponível no sistema durante a fase dinâmica. Esse efeito é ilustrado na Figura 4.32, que apresenta a influência da densidade sobre os deslocamentos observados.

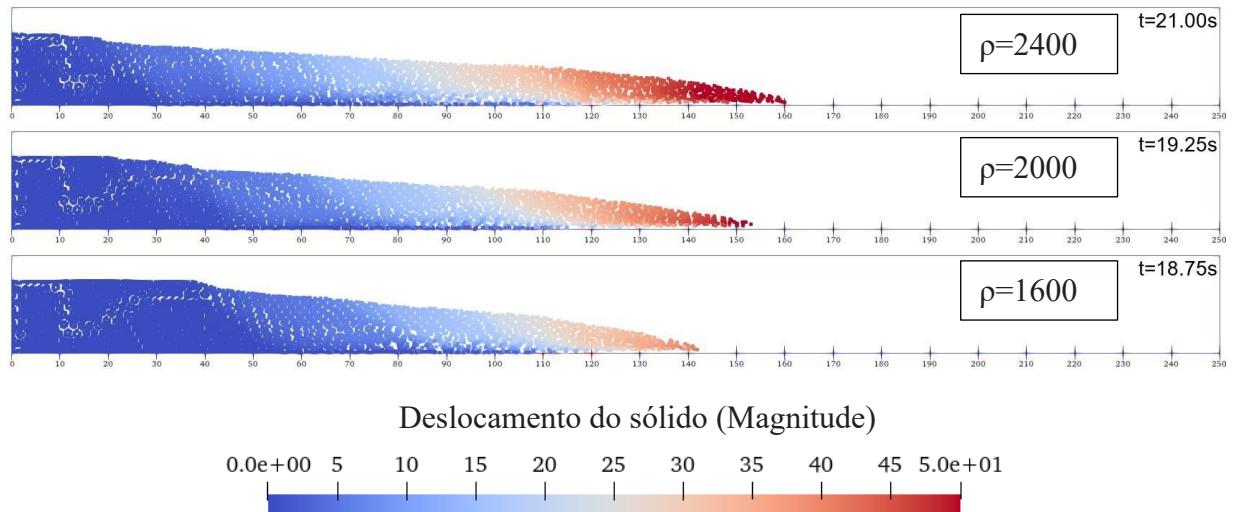


Figura 4.32. Influência da densidade nos deslocamentos

Na sequência, foram realizados testes com diferentes valores de ângulo de atrito interno (ϕ), com o objetivo de avaliar sua influência sobre o comportamento global do talude. Embora argilas sensíveis geralmente apresentem ϕ próximo de 0° no estado remoldado, esse valor pode variar entre 5° e 25° , dependendo da estrutura inicial e do grau de confinamento. A proposta desta análise foi analisar o impacto do atrito na mobilidade da massa, sem que a resistência à ruptura fosse controlada exclusivamente pela coesão.

Para isso, foram adotados valores fixos de coesão de pico (18 kPa) e coesão residual (6 kPa), suficientes para provocar grandes deslocamentos e atingir o limite do domínio computacional na direção de retrogressão e grandes distâncias de corrida. evitou-se o uso de coesão igual a 0° , pois esse valor representaria um comportamento puramente granular. Os valores de atrito adotados em cada curva estão organizados na Tabela 4.7. Os resultados visuais da deformação plástica acumulada para os materiais A a F são apresentados, respectivamente, nas Figuras 4.33 a 4.38.

Tabela 4.7. Propriedades utilizadas nos testes com ângulo atrito diferente de 0

Material	ϕ_p	ϕ_r	η
A	20	20	20
B	20	20	80
C	20	10	20
D	20	10	80
E	20	5	20
F	20	5	80

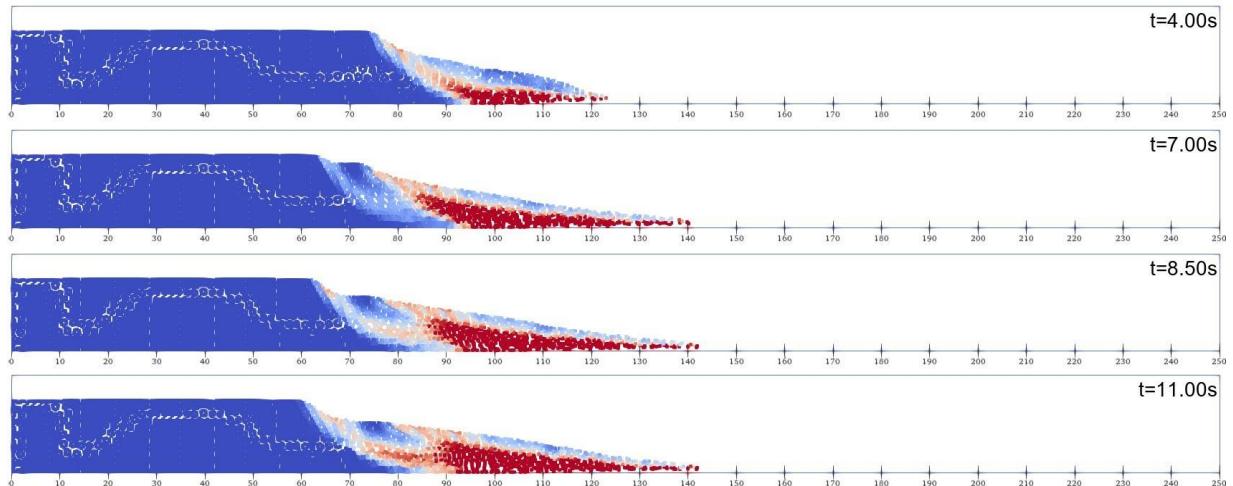


Figura 4.33. Deformação plástica material A

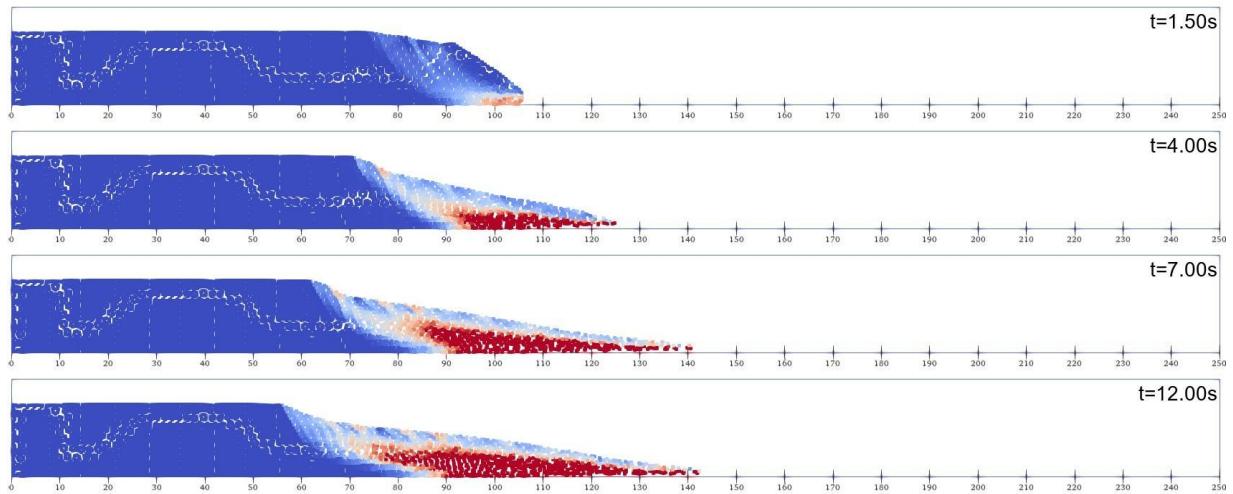


Figura 4.34. Deformação plástica material B.

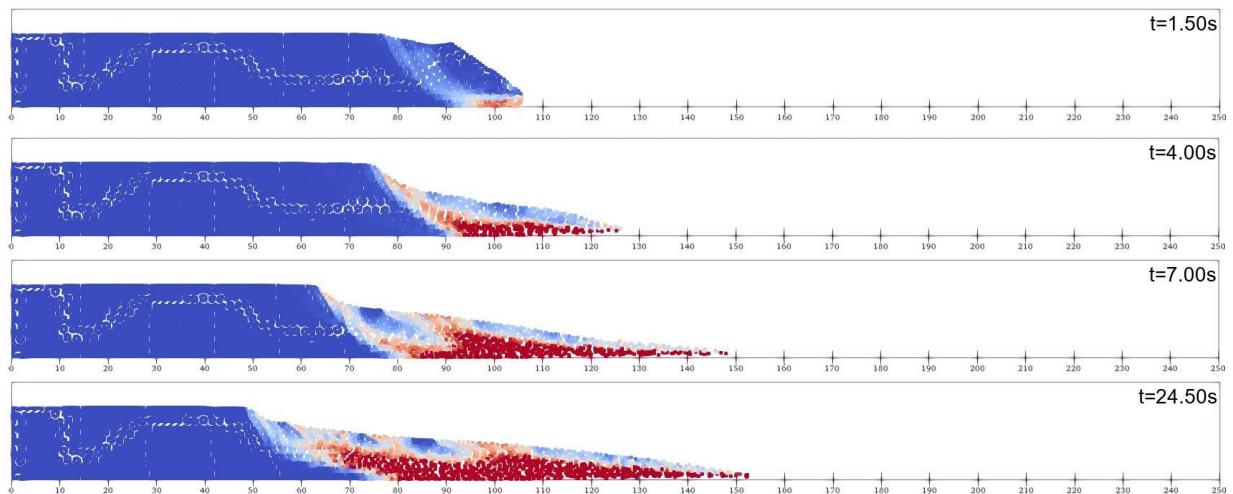


Figura 4.35. Deformação plástica material C

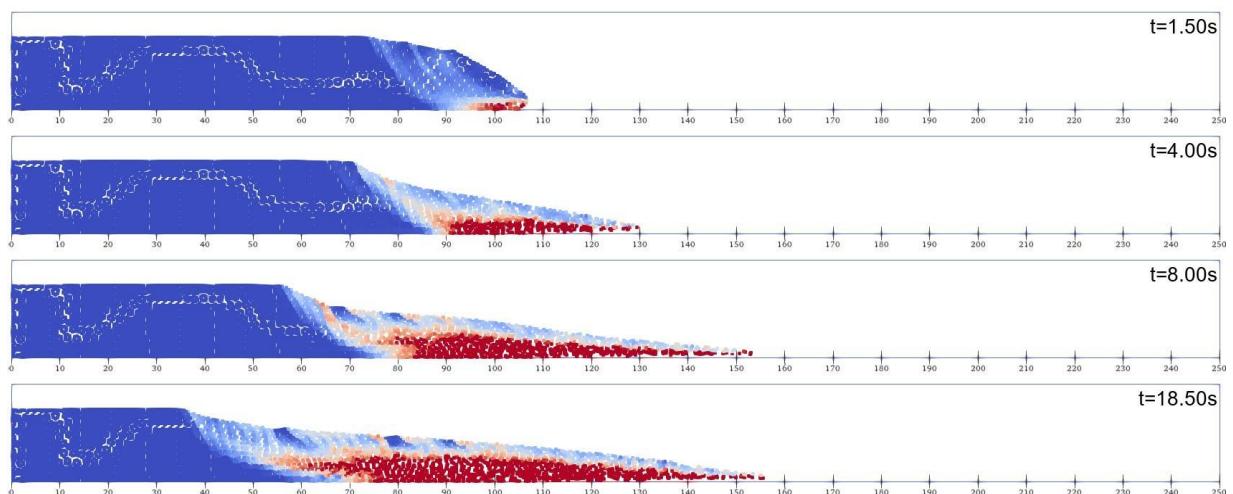


Figura 4.36. Deformação plástica material D.

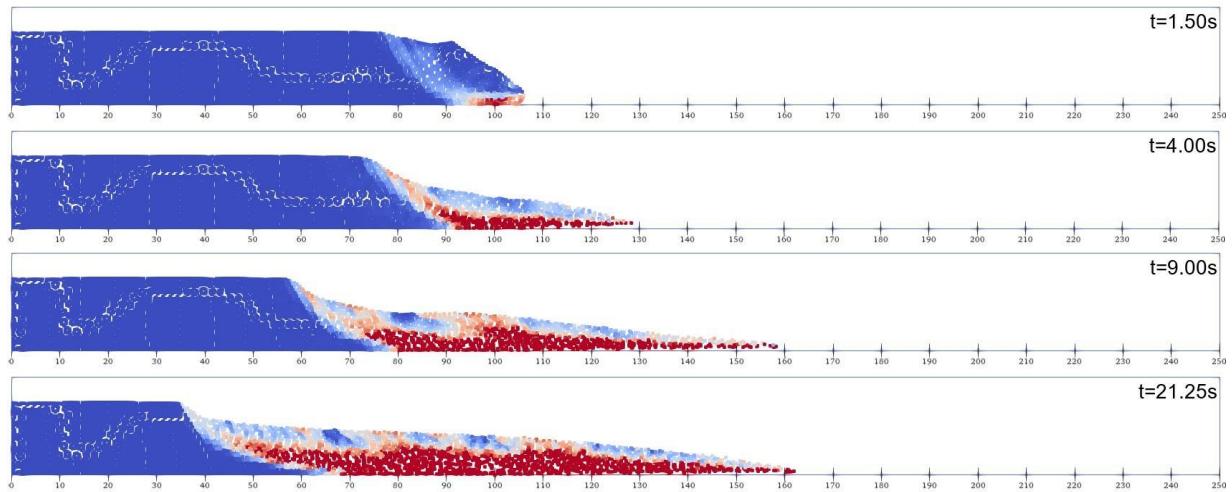


Figura 4.37. Deformação plástica material E.

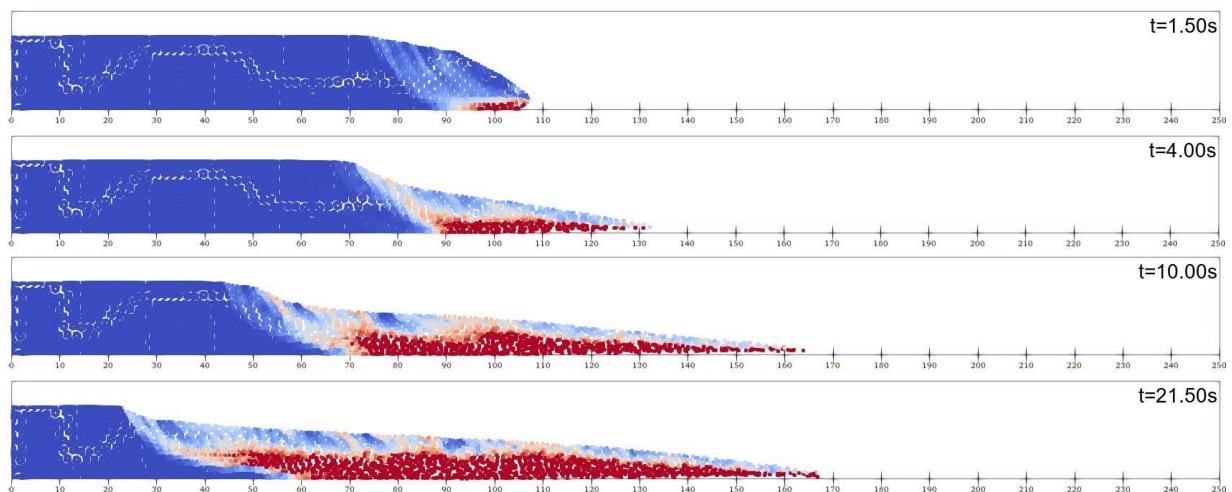


Figura 4.38. Deformação plástica material F

A Figura 4.38 mostra o estado final de todos os sete modelos simulados, organizados de cima para baixo na seguinte ordem: Curvas A até F, seguidos de um caso adicional com ângulo de atrito igual a 0° e shape factor igual a 80, incluído para comparação.

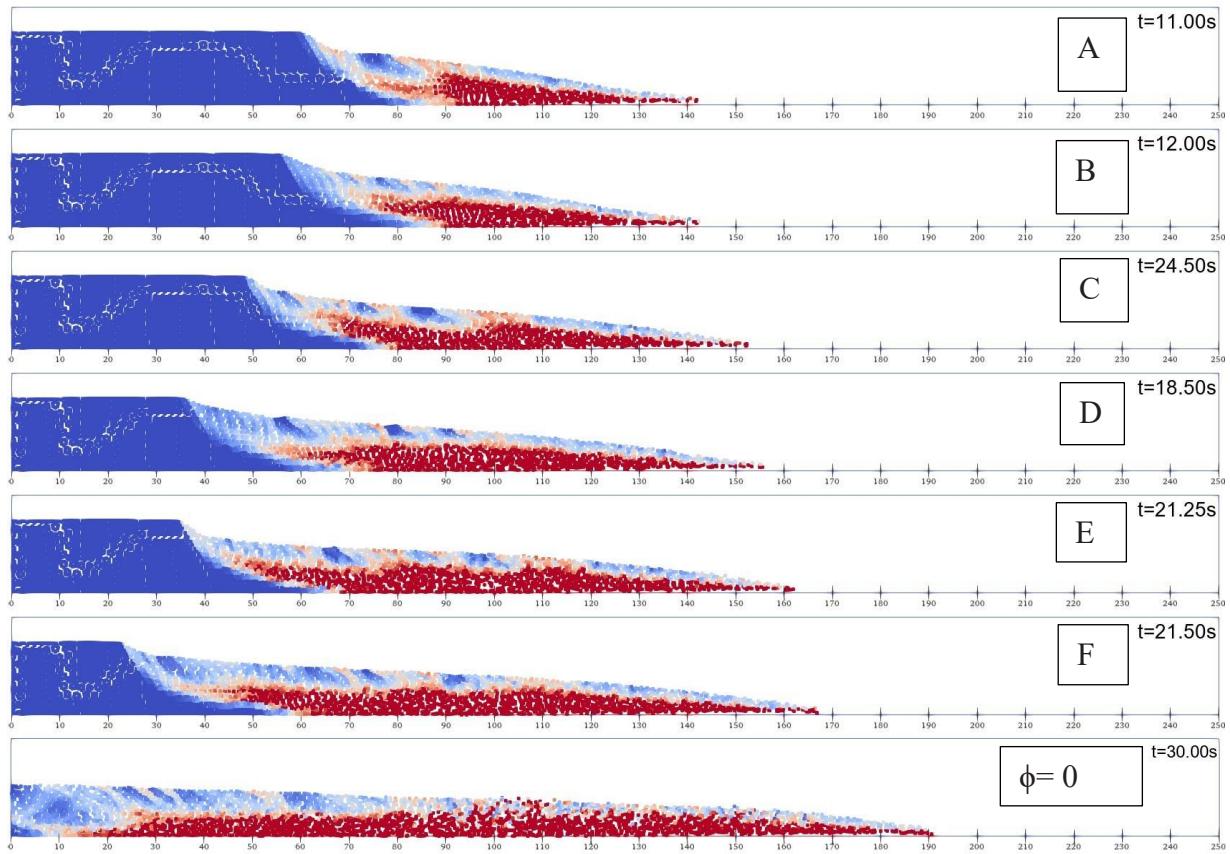


Figura 4.39. Comparativo dos estados finais das simulações no momento de estabilização

Os resultados obtidos evidenciam que a introdução do ângulo de atrito (ϕ), mesmo com valores moderados, foi suficiente para reduzir de forma significativa as distâncias de retrogressão e de corrida. Em casos em que o ângulo de atrito é maior percebe-se superfícies de ruptura mais rasas ao comparar com casos puramente coesivos, nos casos que o valor do ângulo de atrito residual é mais baixo ($\phi_r = 10^\circ$ e 5°) esse efeito se torna menos perceptível. Em todos os casos, os deslocamentos foram consideravelmente menores do que os observados no cenário com resistência puramente coesiva e ausência de atrito ($\phi = 0^\circ$). Isso confirma que mesmo baixos valores de atrito contribuem de maneira decisiva para limitar a mobilização da massa e controlar a extensão das falhas. Além disso, a ação do shape factor (η), conforme discutido nas seções anteriores, influenciou a rapidez com que o material alcançou a resistência residual.

Nesta seção, são apresentados os testes de sensibilidade à malha para a condição 2D em *plane strain*, previamente utilizada na Curva D (Seção 4.1.1). O objetivo foi avaliar o impacto da discretização da malha sobre a estabilidade numérica e a representação das zonas de cisalhamento, tanto para a formulação acoplada quanto para a formulação não drenada em tensões efetivas.

A Tabela 4.8 apresenta as configurações testadas: quatro malhas bidimensionais com elementos triangulares de 3 nós e uma malha tridimensional com elementos tetraédricos de 10 nós, cujo resultado será discutido posteriormente.

Tabela 4.8. Configuração das malhas

Malha	Número de elementos	Número de nós	Número de pontos materiais	Tipo de elemento
1	4918	2640	4164	Triangulo de 3 nós
2	11400	5971	9879	Triangulo de 3 nós
3	19884	10303	17550	Triangulo de 3 nós
4	45495	23288	39666	Triangulo de 3 nós
3D	217570	309283	63819	Tetraedro de 10 nós

Na formulação acoplada, foram utilizados os mesmos parâmetros definidos para a Curva D. Já nos testes com a formulação não drenada (monofásica), os valores adotados foram: coesão de $pico=30\text{ kPa}$, coesão residual $cr=7,5\text{ kPac}$, e shape factor $\eta=50$, com o objetivo principal de avaliar a formação de superfícies de cisalhamento e a definição de estruturas internas características, como *horsts* e *grabens*. O processo de degradação da resistência segue equação 3.15.

A Figura 4.40 apresenta os resultados obtidos com as quatro malhas 2D na formulação acoplada, todas no mesmo instante de tempo, em ordem crescente de refinamento (de cima para baixo: malhas 1 a 4).

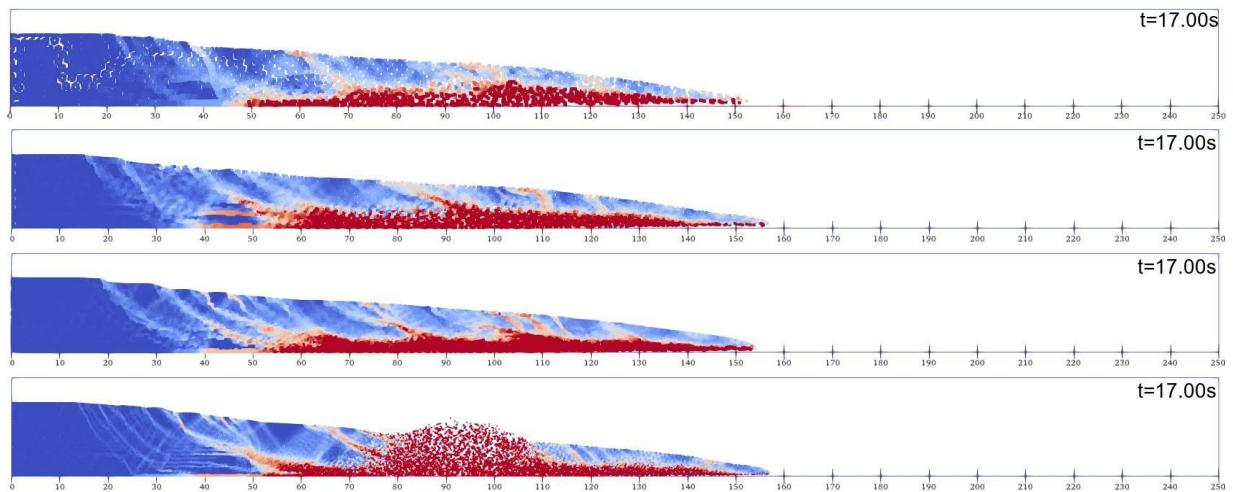


Figura 4.40. Resultados com as malhas 1, 2, 3 e 4, formulação totalmente acoplada.

Com o aumento da densidade de pontos materiais, foram observados erros numéricicos crescentes, especialmente evidentes na malha 4, conforme ilustrado na Figura 4.41. Nota-se a presença de

pontos materiais flutuando de forma não física por volta do segundo 11, o que inviabiliza os estágios finais da simulação.

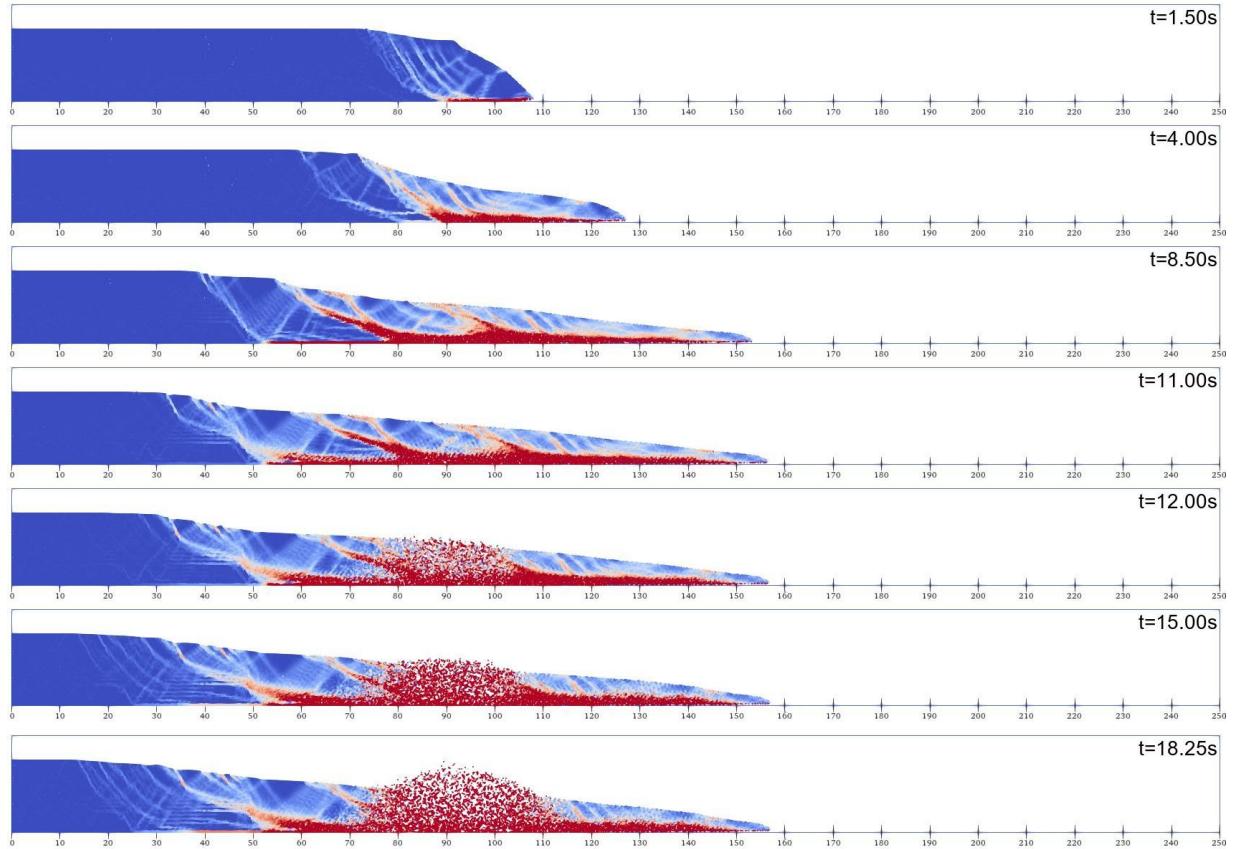


Figura 4.41. Erros numéricos crescentes na malha 4, formulação totalmente acoplada.

Tentativas de mitigação foram realizadas, incluindo a redução do número de Courant (CNB) de 0,98 para 0,098, o que resultou em incremento de tempo dez vezes menor. Essa medida reduziu parcialmente os erros, mas aumentou significativamente o custo computacional. Alternativas como o aumento do amortecimento local poderiam auxiliar na estabilização, porém esse ajuste não foi testado no presente trabalho. Vale destacar que amortecimentos elevados afetam diretamente as distâncias percorridas.

A Figura 4.42 apresenta os resultados para as mesmas quatro malhas, agora aplicadas à formulação não drenada em tensões efetivas, no mesmo instante de tempo. Observa-se uma evolução mais estável do modelo, mesmo para malhas mais refinadas. A Figura 4.43 detalha a evolução da ruptura ao longo do tempo utilizando a malha 4 (Tabela 4.8) com a formulação não drenada. Essa simulação ilustra com clareza a formação progressiva das zonas de cisalhamento e estruturas do tipo Horsts & Grabens.

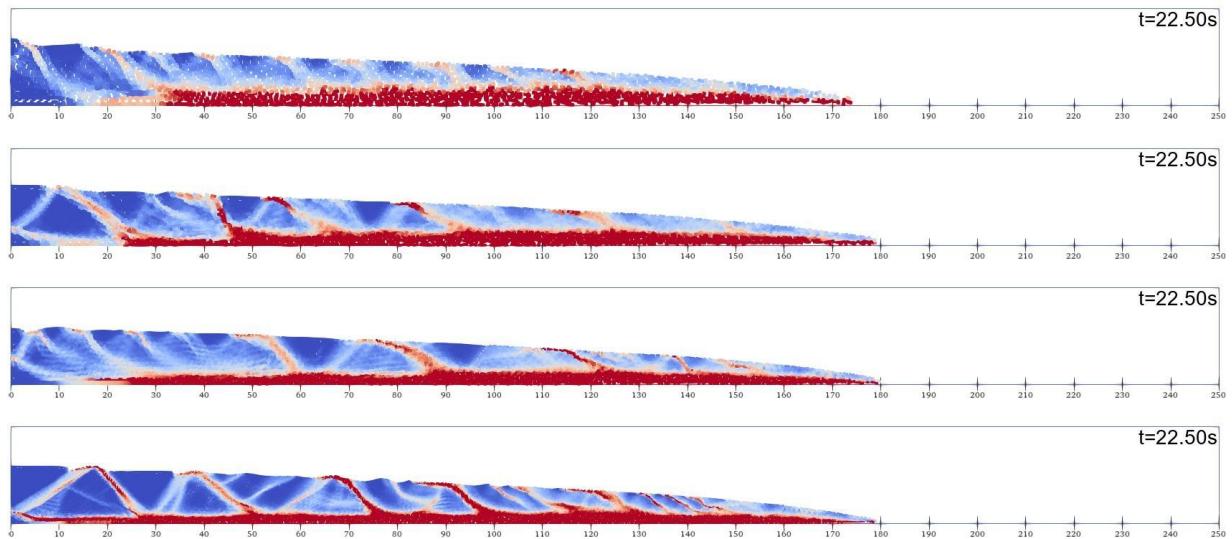


Figura 4.42. Influência da malha nos resultados

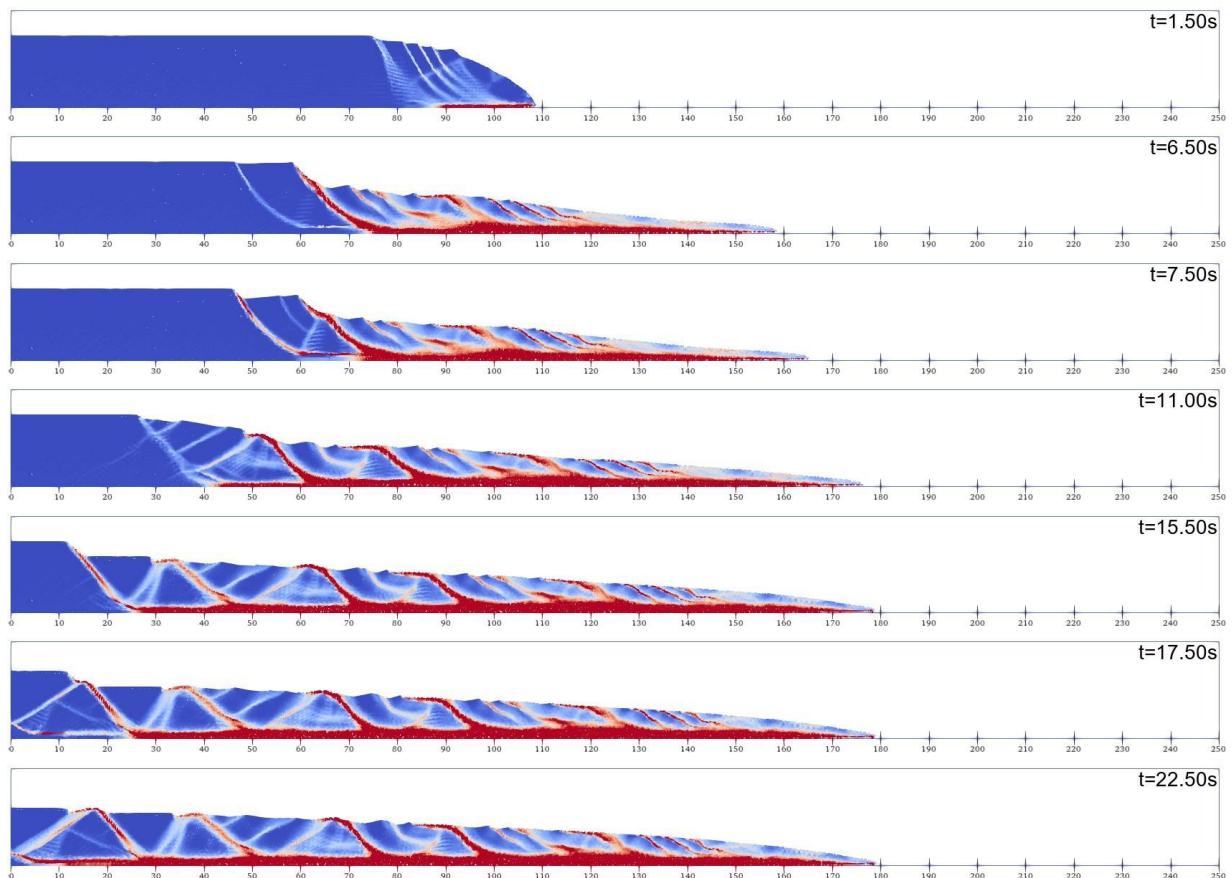


Figura 4.43. Evolução da ruptura com a malha 4

Diferentemente da formulação acoplada, nas simulações com a formulação não drenada o aumento da densidade de pontos materiais não gerou erros numéricos significativos. Mesmo em cenários com baixa coesão residual, a estabilidade numérica foi preservada. Esses resultados reforçam que os principais problemas de instabilidade estão associados a formulações

multifásicas, especialmente quando combinadas com choques entre pontos materiais em direções opostas, elevada densidade de pontos materiais, permeabilidades extremas e resistências residuais muito baixas.

Prosseguindo com os testes de tempo de processamento agora na formulação tridimensional, utilizando a malha 3D descrita na Tabela 4.8, as simulações foram conduzidas na formulação não drenada e seca, a fim de avaliar os efeitos da geometria e da restrição lateral sobre o comportamento da ruptura. Para o material não drenado foi utilizada a Curva C da Seção 4.1.1, extrudando o domínio 2D em 15 metros na direção da profundidade. Adicionalmente, testou-se uma extrusão de 30 metros, sem que se observassem diferenças significativas no comportamento global do modelo.

A Figura 4.44 apresenta os instantes iniciais da simulação na condição saturada não drenada em tensões efetivas, enquanto a Figura 4.45 mostra os tempos finais do processo de ruptura.

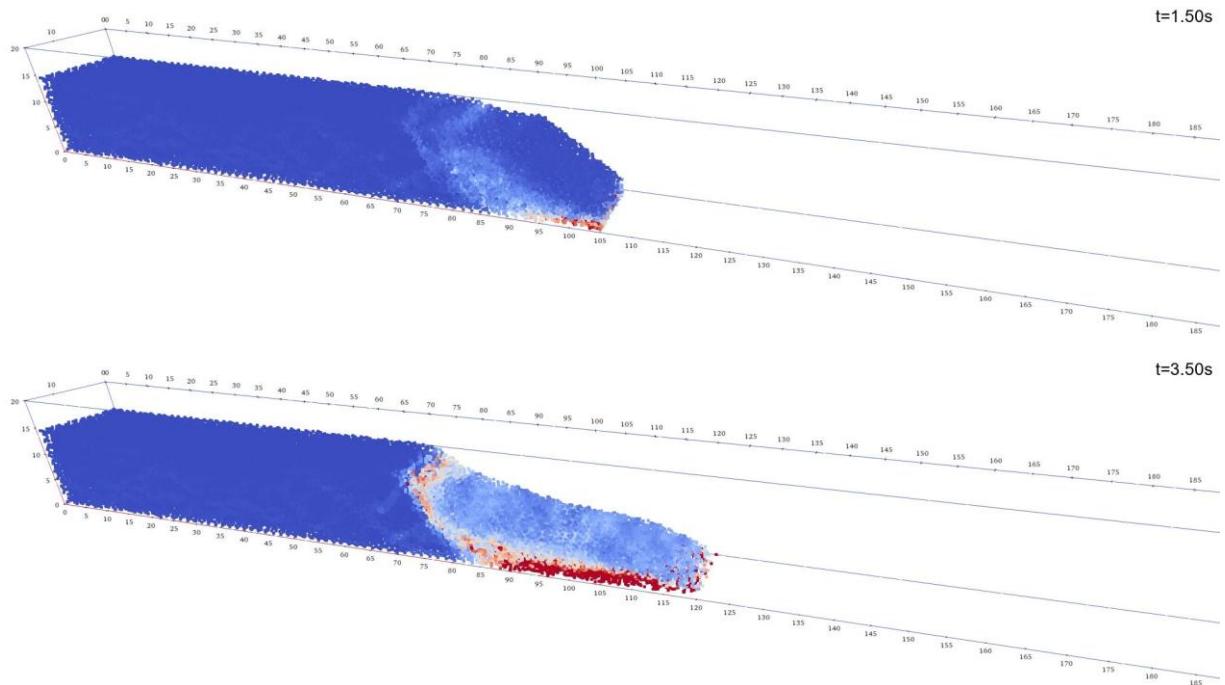


Figura 4.44. Tempos iniciais na simulação 3D em condição saturada não drenada, tensões efetivas

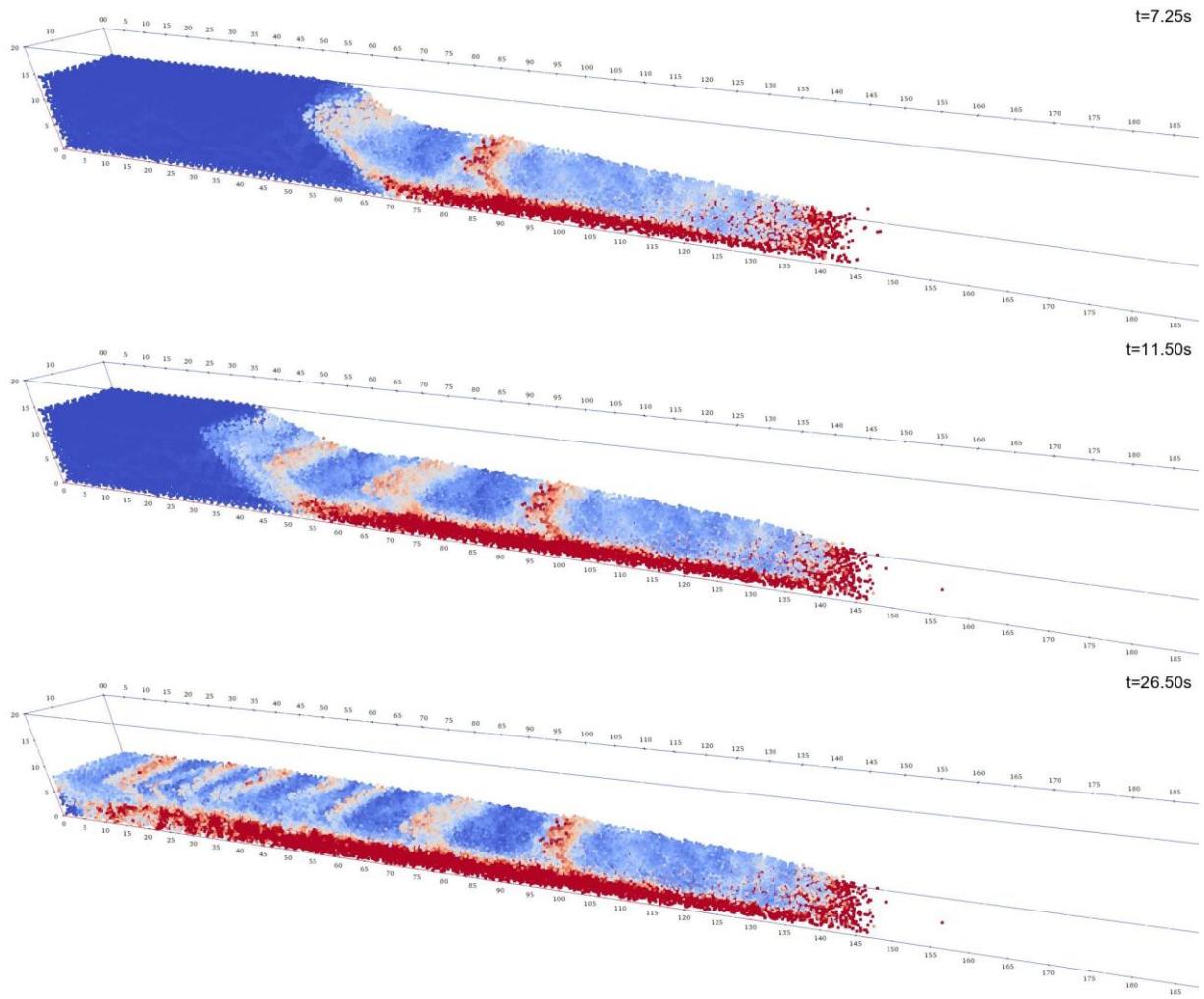


Figura 4.45. Tempos finais na simulação 3D em condição saturada não drenada, tensões efetivas.

Em comparação com a análise bidimensional, observou-se que a distância de retrogressão no modelo tridimensional foi significativamente maior, atingindo os limites do domínio. Além disso, o ângulo final do talude foi consideravelmente reduzido, o que indica uma maior deformabilidade do sistema. A distância de corrida (*run-out*), por outro lado, não apresentou variações expressivas. De forma geral, as simulações tridimensionais com essa formulação apresentaram um comportamento mais instável, com maior mobilidade.

Adicionalmente, foi conduzido um segundo teste tridimensional com a formulação seca, adotando os seguintes parâmetros: shape factor $\eta=80$, coesão de pico =30 kPa, $cr=10$ kPa (Figura 4.46). O valor de coesão de pico foi reduzido em relação ao teste anterior, pois, na formulação seca, a ruptura não se iniciaria com os mesmos parâmetros anteriormente adotados.

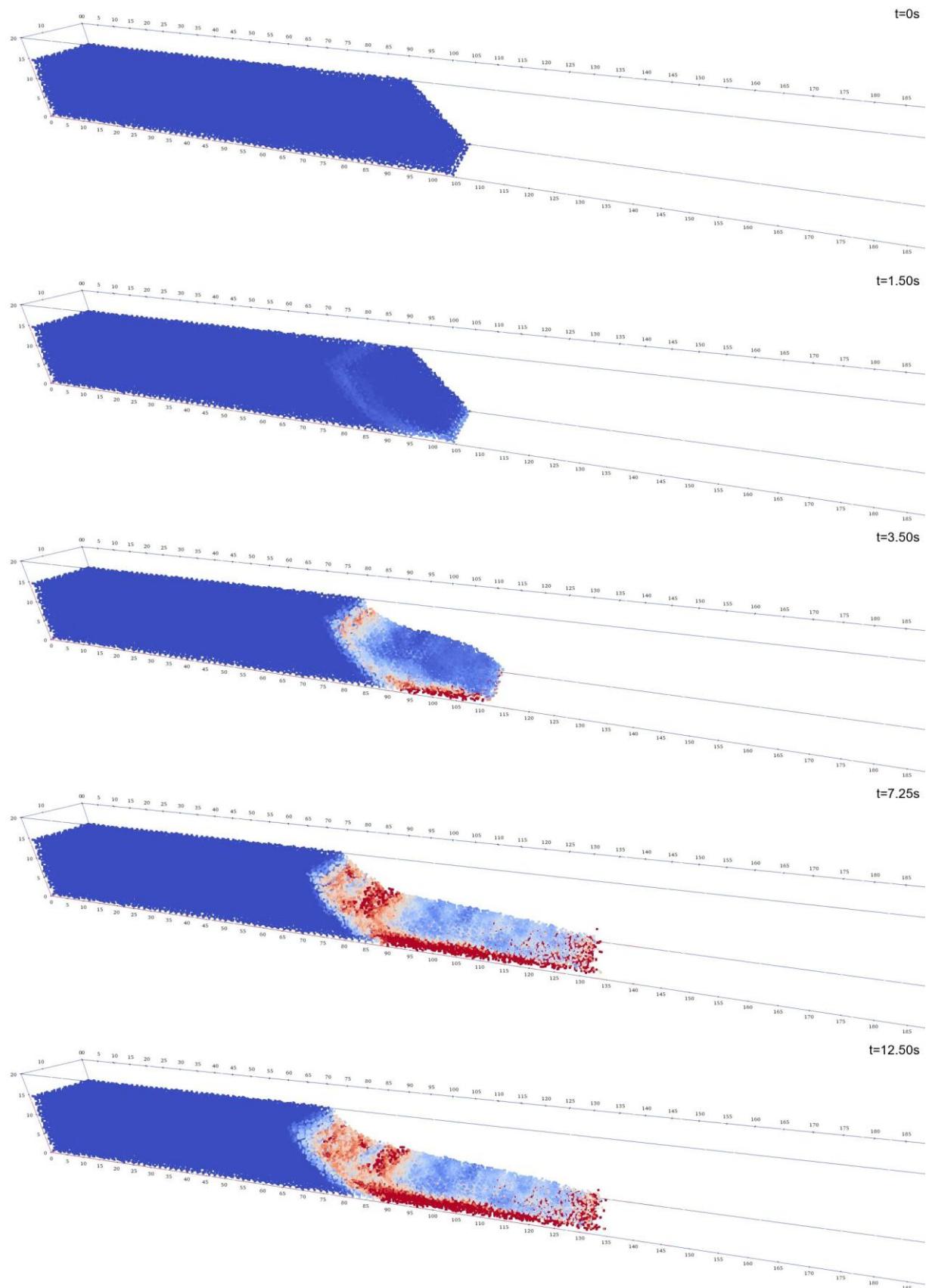


Figura 4.46. Resultado 3D na formulação seca

Neste caso, tanto a distância de retrogressão quanto a de corrida foram similares às observadas na versão bidimensional, embora tenha sido notado um maior abatimento vertical da massa de solo. O comportamento geral permaneceu estável e não foram observadas instabilidades numéricas relevantes.

Em todas as simulações deste trabalho um i7 11800H foi utilizado, a Tabela 4.9 apresenta os tempos de processamento durante a fase de estabilização de tensões (quase-estática), com duração de 0,5 segundo de tempo físico. Observa-se que, para as simulações bidimensionais, o tempo de cálculo permanece relativamente baixo, mesmo na formulação acoplada. Entretanto, na simulação tridimensional acoplada, o tempo de processamento aumentou significativamente.

Tabela 4.9. Tempo de processamento estabilização de tensões.

Malha	Tempo de (Monofásico)	Tempo (acoplado)
1	Menos de um minuto	1 minuto
2	Menos de um minuto	2 minutos
3	1 minuto	8 minutos
4	3 minutos	16 minutos
(3D)	14 minutos	26 horas

A Tabela 4.10 apresenta os tempos de processamento na fase dinâmica, considerando 100 incrementos de 0,25 segundos, totalizando 25 segundos de simulação física. Também são indicados os tempos normalizados por segundo de simulação. Verifica-se que, enquanto a formulação monofásica apresenta crescimento quase linear com o refino da malha, a formulação acoplada apresenta um aumento exponencial do custo computacional. Para o caso tridimensional acoplado, o tempo total foi estimado por extrapolação. A simulação foi executada continuamente durante 12 dias, alcançando apenas 3,5 segundos de tempo físico. A partir dessa taxa média, estimou-se que a simulação completa de 25 segundos exigiria aproximadamente **85 dias** de processamento.

Tabela 4.10. Tempos de processamento (Fase dinâmica)

Malha	Tempo total (Monofásico)	Tempo total (acoplado)	Tempo por segundo (Monofásico)	Tempo por segundo (acoplado)
1	6 min	14 minutos	14,4s	33,6s
2	12 min	38 minutos	28,8s	91,2s
3	24 minutos	1h e 47 minutos	57,6s	256,8
4	58 minutos	7h e 34 minutos	139,2	1089,6
(3D)	2h 47min	85 dias (estimado)	400,8s	296228s

4.1.5 TRANSIÇÃO DO MECÂNISMO PARA A FUNDAÇÃO

Nesta etapa, foi avaliado o efeito da resistência da fundação sobre a progressão da ruptura e o mecanismo de falha retrogressiva. O novo domínio, representado na Figura 4.47, segue o mesmo padrão geométrico das análises anteriores, com 250 metros de comprimento e 35 metros de altura, delimitado pelas coordenadas (0,0), (250,0), (250,35) e (0,35). O modelo é composto por duas camadas estratificadas:

- Fundação: limitada pelos pontos (0,0), (250,0), (250,15) e (0,15).
- Talude: definido pelos pontos (0,15), (105,15), (90,30) e (0,30).

A discretização foi realizada com elementos triangulares de 3 nós, com malha equivalente à Malha 1 da seção anterior, gerando 8.582 elementos, 4.482 nós e 15.156 pontos materiais (três pontos por elemento com material). A malha gerada é apresentada na Figura 4.48.



Figura 4.47. Domínio computacional.

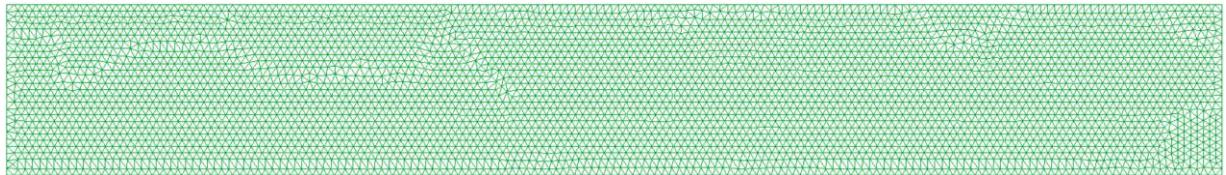


Figura 4.48. Malha gerada no GID.

As condições de contorno, as fases de simulação (quase-estática e dinâmica), o modelo constitutivo adotado (Mohr-Coulomb com strain softening) e os demais parâmetros numéricos seguem o padrão descrito na Seção 4.1. O principal objetivo desta análise foi observar como a variação na resistência da fundação, em relação ao talude, influencia a formação das superfícies de cisalhamento, o alcance da ruptura retrogressiva e a mobilidade da massa instável. Para isso, foram simulados cinco cenários com diferentes relações de resistência entre a fundação e o talude, como detalhado na Tabela 4.11. Nessa tabela, o termo **C2/C1** representa a razão entre a coesão do material da fundação (C2) e a coesão do solo que compõe o talude (C1), permitindo quantificar comparativamente a diferença de resistência entre essas duas regiões. As propriedades do talude foram mantidas constantes e correspondem à Curva D da Seção 4.1.1

Tabela 4.11 Propriedades do material da fundação

Material	Relação C2/C1	Coesão de Pico - (kPa)	Coesão Residual - (kPa)
A	-	400	-
B	2,0	120	20
C	1,8	108	18
D	1,5	90	15
E	1,2	72	12

As Figuras 4.49 a 4.55 apresentam os resultados das simulações realizadas com os cinco materiais definidos na Tabela 4.11. A Figura 4.49 refere-se ao Material A; a Figura 4.50, ao Material B; as Figuras 4.51 e 4.52, ao Material C; as Figuras 4.53 e 4.54, ao Material D; e a Figura 4.56, ao Material E.

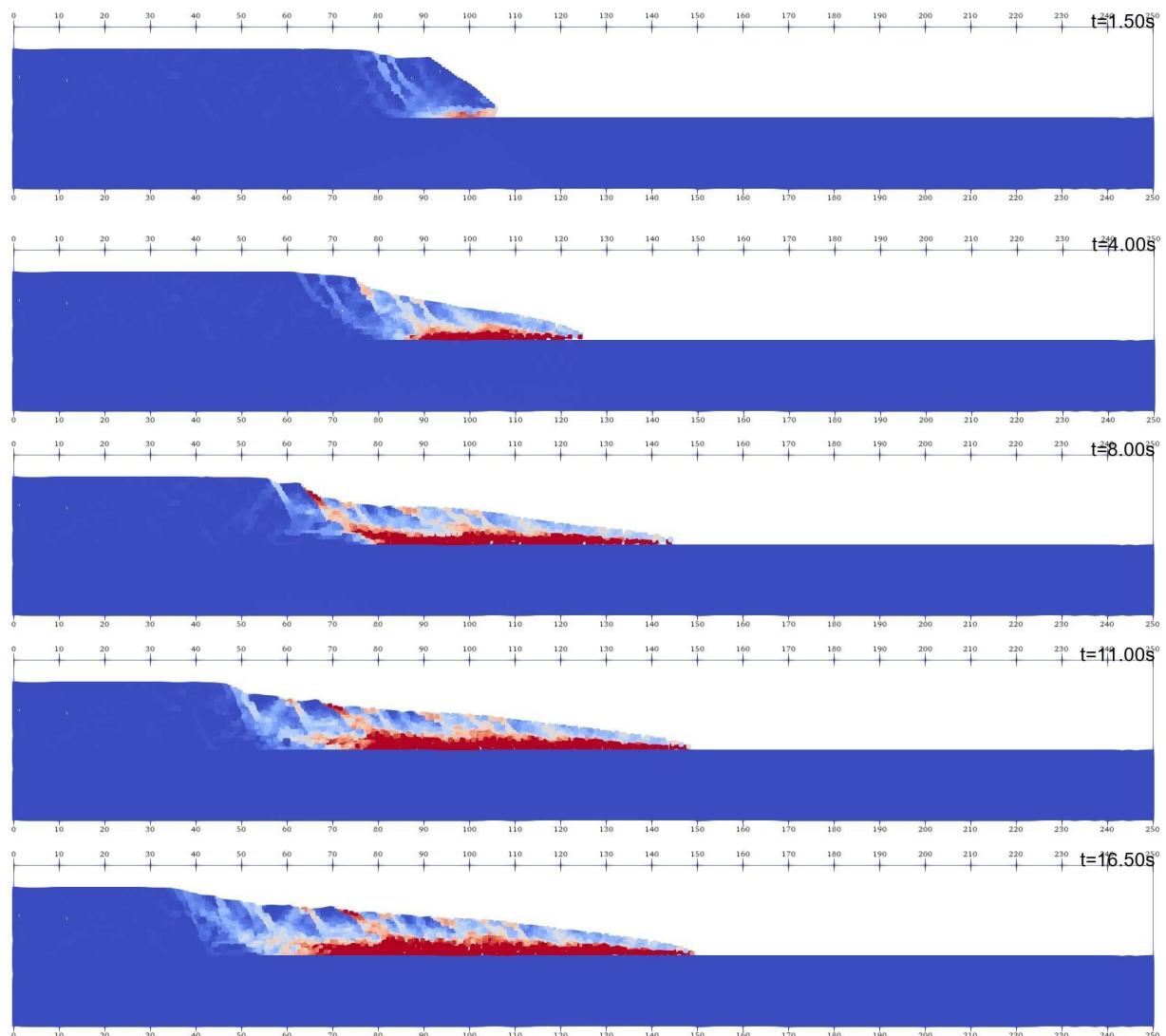


Figura 4.49. Resultado com material A.

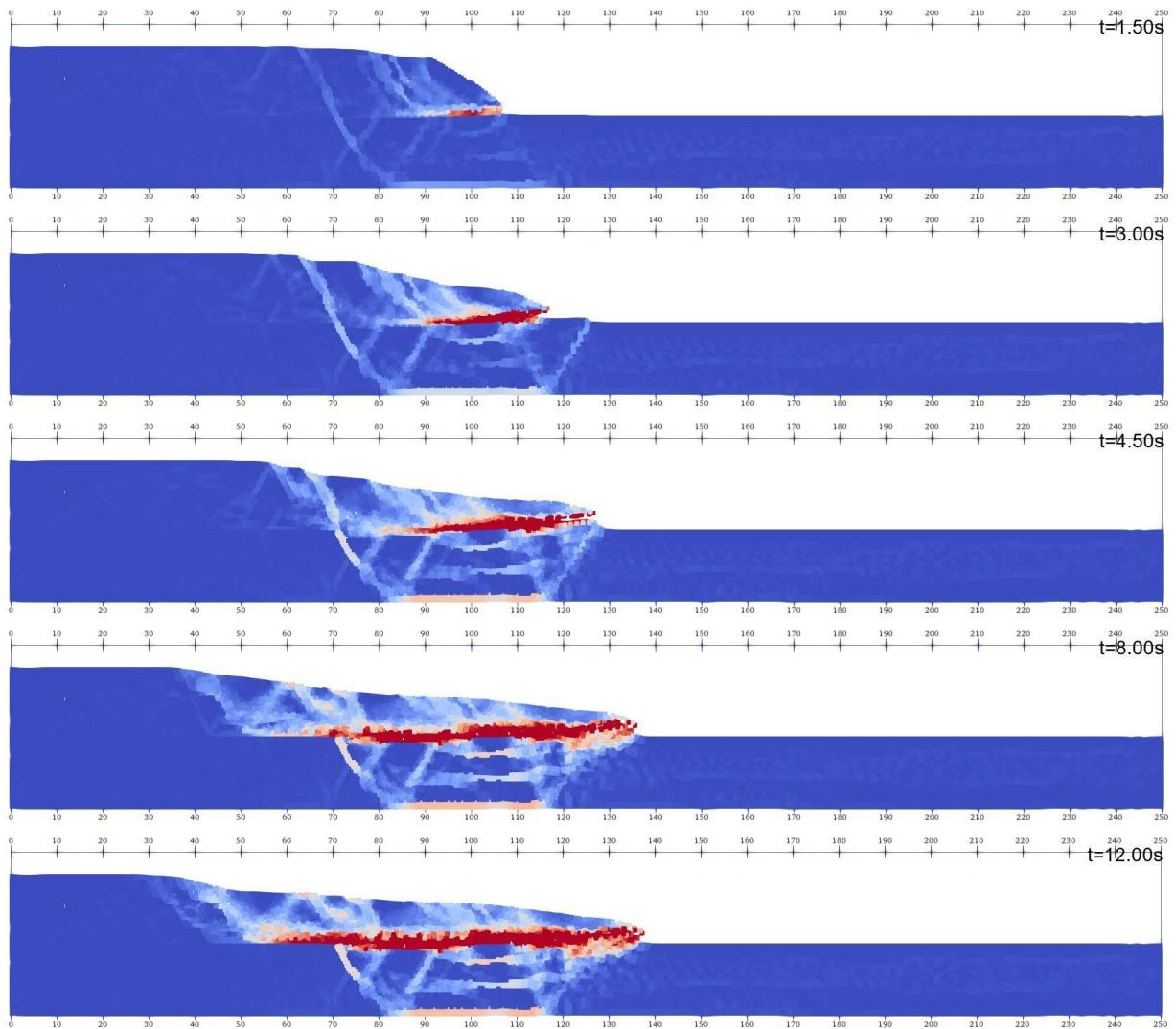


Figura 4.50. Resultado com o material B.

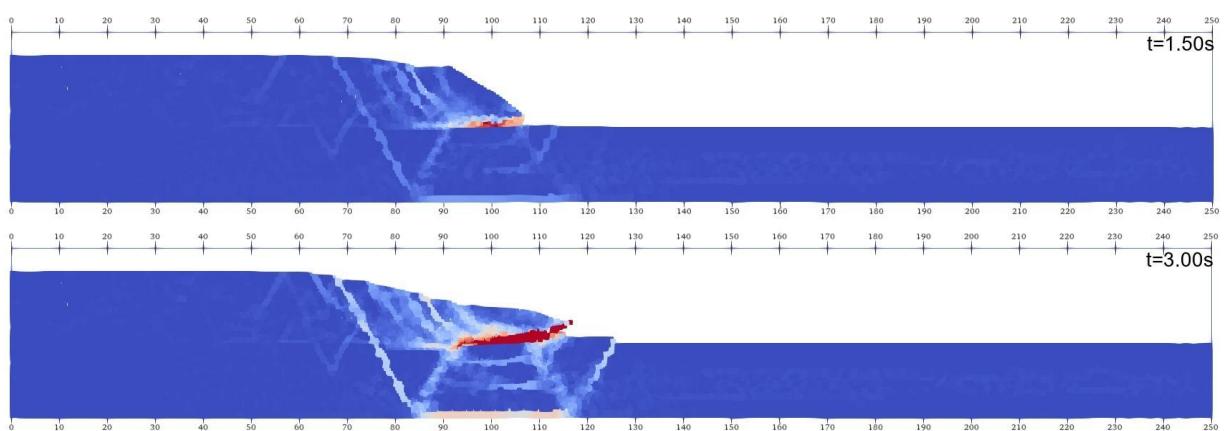


Figura 4.51. Tempos iniciais com o material C

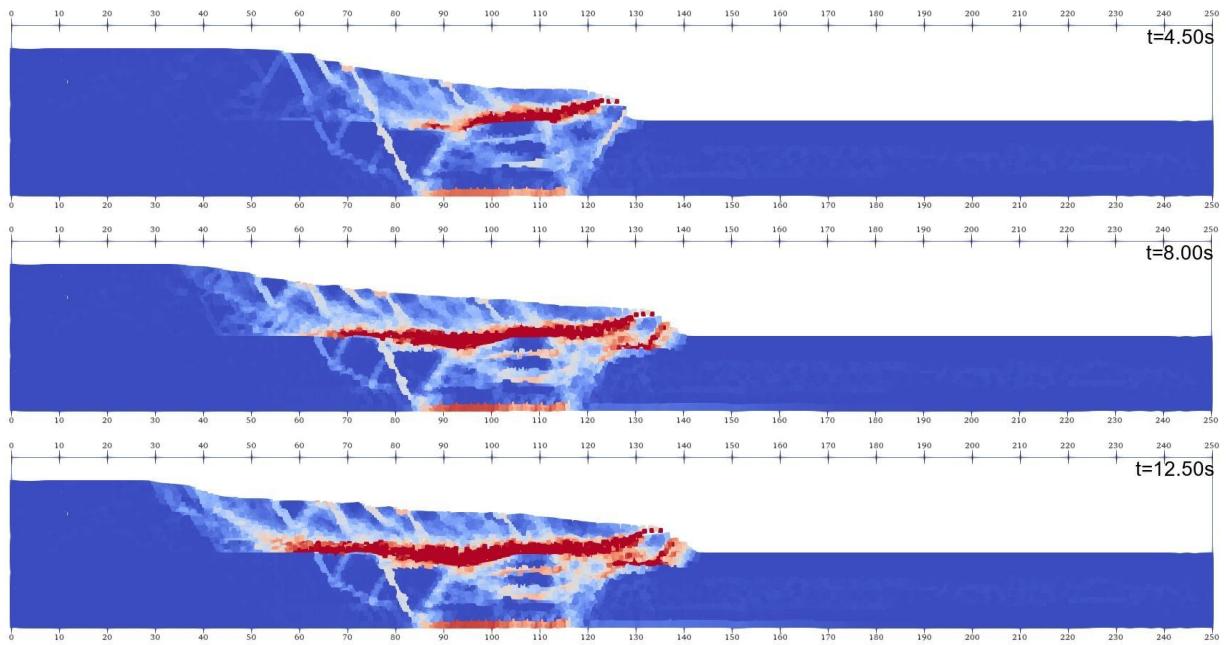


Figura 4.52. Tempos finais com o material C.

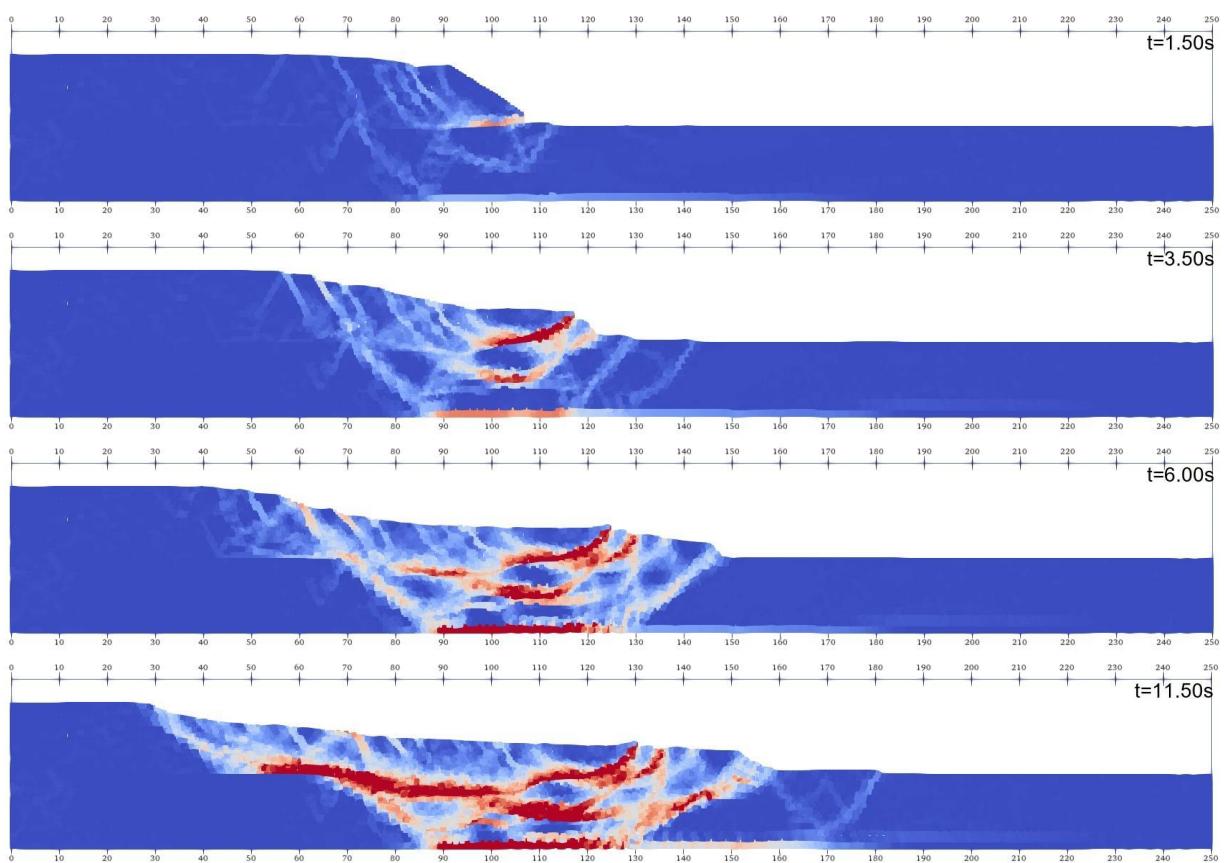


Figura 4.53. Tempos iniciais com o material D.

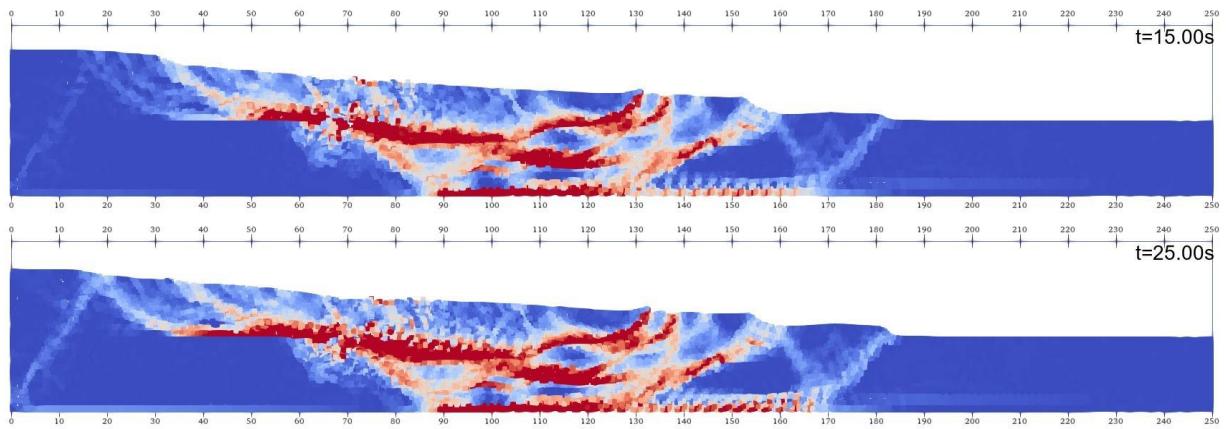


Figura 4.54. Tempos finais com o material D.

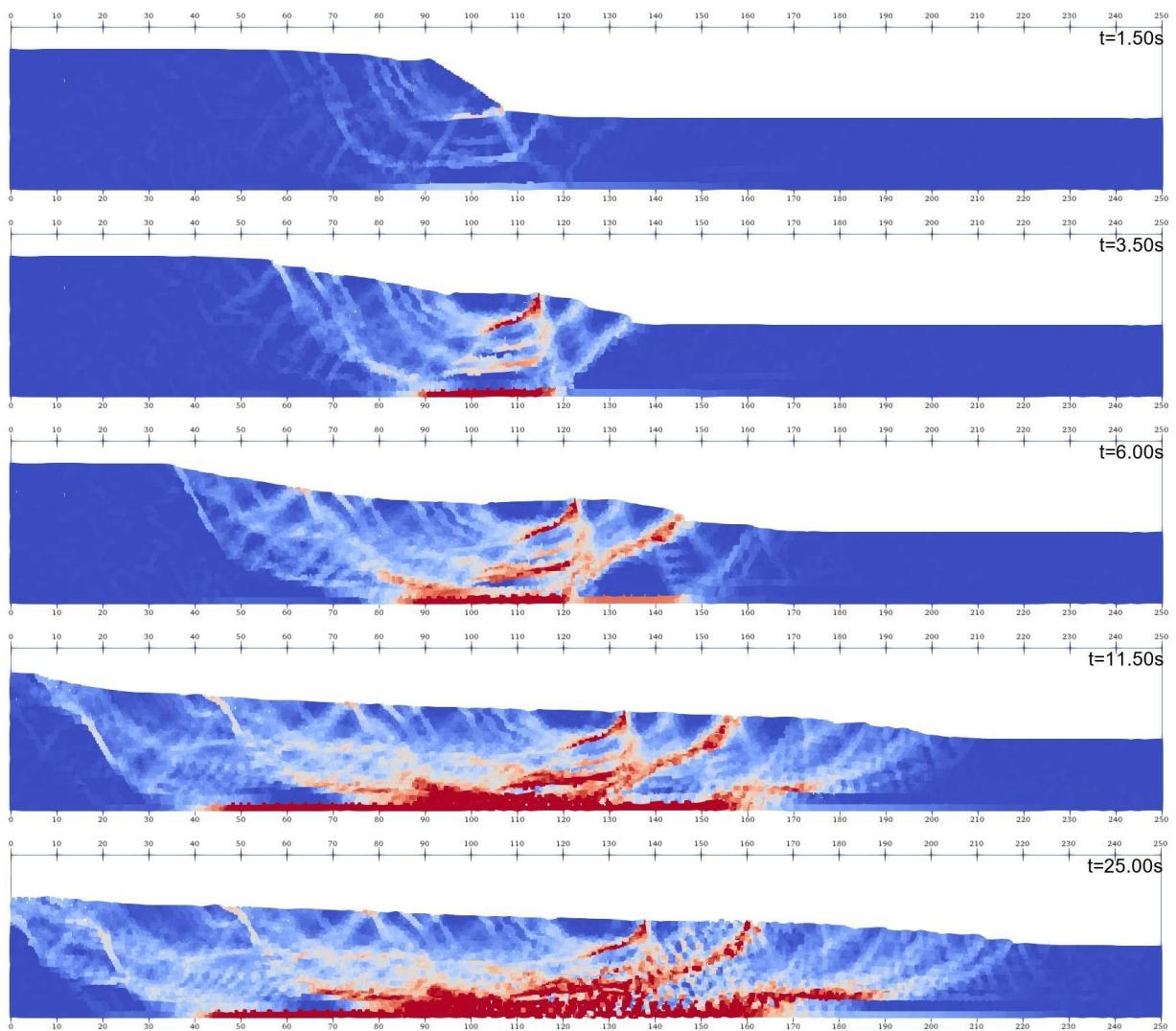


Figura 4.55. Resultados com o Material E.

A partir das simulações apresentadas nas Figuras 4.49 a 4.55, observa-se que a transição dos mecanismos de ruptura está diretamente relacionada à razão entre as resistências da fundação e do talude. Na Figura 4.49 (Material A), a elevada rigidez da fundação fez com que a movimentação do solo ocorresse exclusivamente na camada superior. Nas Figuras 4.50 a 4.52 (Materiais B e C), a redução da resistência da fundação promoveu sua mobilização parcial; parte da energia é transferida para a fundação, que rotaciona e atua como uma barreira física, reduzindo a distância de corrida do material da camada superior. Ainda assim, percebe-se a diferença de resistência entre as camadas.

Nas Figuras 4.53 e 4.54 (Material D), a ruptura evoluiu de forma mais expressiva: as distâncias de retrogressão e corrida já são maiores do que seriam se não houvesse fundação — apenas uma condição de contorno. Mesmo assim, ainda é possível observar uma interface definida pela diferença de resistência entre os materiais. Por fim, na Figura 4.55 (Material E), ambas as camadas se deslocaram em conjunto, configurando um colapso integrado, sem distinção clara entre talude e fundação.

Esses resultados confirmam que a diminuição relativa da resistência da fundação induz uma mudança no comportamento do sistema, passando de uma falha localizada e superficial para um mecanismo generalizado, que envolve toda a massa estratificada. Esse padrão é coerente com os estudos de Urmí et al. (2023) e Wang et al. (2021), que destacam o papel crítico da relação de resistência entre camadas na dinâmica de falhas progressivas.

Adicionalmente, conforme apontado por Wang et al. (2021), a presença de efeitos como *strain softening*, combinada a ações sísmicas, pode favorecer a ativação de múltiplas superfícies de cisalhamento e a ocorrência de falhas compostas, o que reforça a importância da análise de interações entre camadas em taludes naturais ou escavados. Cada simulação desta seção foi executada em aproximadamente 1 hora e 7 minutos, em média.

4.1.6 FALHAS PROGRESSIVAS EM DECLIVE E FALHAS RETROGRESSIVAS EM ASCENÇÃO “SPREAD”

Esta seção trata da modelagem de falhas progressivas em declive, com base na geometria apresentada por Wang e Hawlader (2017). A configuração geométrica utilizada está ilustrada na Figura 4.56, com dimensões e inclinação semelhantes às do estudo original.

Em cenários onshore carregamentos por aterros são comuns. Por outro lado, em ambientes submarinos as falhas progressivas em declive costumam ser desencadeadas principalmente por eventos sísmicos, ressaltando a importância de compreender diferentes mecanismos em contextos variados. Esses eventos geram rápida mobilização de esforços, induzindo falhas mesmo em taludes com baixa inclinação. Nesses casos, o uso de sobrecargas localizadas pode representar de forma simplificada o efeito inicial do carregamento. Outra abordagem complementar seria a aplicação do método Shear Strength Reduction (SSR), amplamente utilizado na avaliação da estabilidade de taludes.

As falhas progressivas em declive são especialmente relevantes em taludes submarinos, onde, ao contrário das escarpas e margens fluviais (onde predominam falhas retrogressivas e spreads), observa-se uma maior propensão à ruptura descendente contínua. Esse tipo de instabilidade é documentado em diversos eventos reais, como os deslizamentos ocorridos na Escandinávia e no Canadá (Bernander et al., 2016; Locat et al., 2011; Wang e Hawlader, 2017).

No presente trabalho, o modelo foi implementado nas formulações MPM nesta seção e CEL (na Seção 4.2.6). Na seção do CEL utilizou o modelo Drucker-Prager com amolecimento, isso difere da abordagem de Wang e Hawlader (2017), que implementaram uma sub-rotina no Abaqus onde o amolecimento ocorre em função do deslocamento relativo entre bandas de cisalhamento no modelo Mohr-Coulomb.

Duas configurações de malha foram utilizadas para avaliar a influência do refinamento espacial nos resultados. A primeira, com elementos de 2 metros de lado, totalizou 4.499 elementos, 2.387 nós e 8.001 pontos materiais (3 por elemento). A segunda malha, mais refinada, utilizou elementos de 1 metro, totalizando 18.434 elementos, 9.491 nós e 65.832 pontos materiais (6 por elemento). A Figura 4.56 mostra a geometria do modelo e a Tabela 4.12 apresenta as propriedades dos materiais adotados para o solo e o aterro.

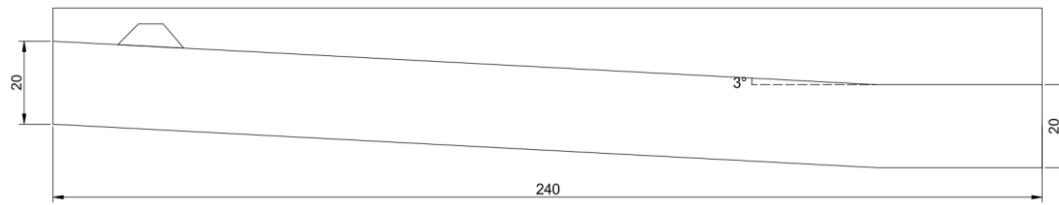


Figura 4.56. Geometria do modelo para análise de falhas progressivas em declive.

Tabela 4.12. Propriedades do material falha progressiva em declive

Propriedade	Solo	Aterro
Permeabilidade k (m/s)	5e-10	-
Densidade do sólido kg/m^3	2000	2100
Porosidade kPa	0.55	-
Modulo de Bulk do kPa fluído	35000	-
Viscosidade dinâmica do líquido (Pa·s)	1.002e-6	-
Coeficiente de Poisson	0.35	0.35
Modulo de Young	-	10000
Módulo de Cisalhamento G kPa	3500	-
Coesão de Pico cp kPa	35	-
Coesão Residual cr kPa	7,5	-
Ângulo de Atrito de Pico φp (°)	0	0
Ângulo de Atrito Residual φr (°)	0	0
Fator de amolecimento “Shape Factor” η	120	-

O objetivo da utilização de diferentes malhas foi verificar a sensibilidade dos resultados ao refinamento espacial e avaliar a geometria das falhas. As Figuras 4.57 e 4.58 apresentam os resultados com a primeira a segunda malha descrita.

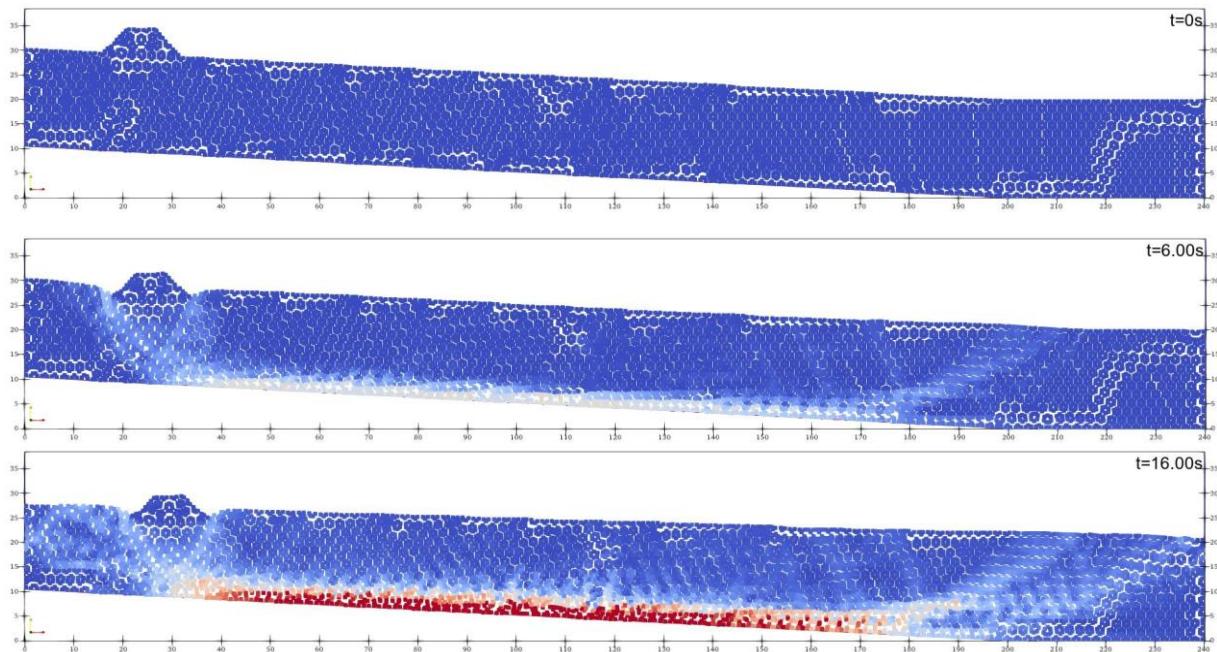


Figura 4.57. Evolução da falha progressiva em declive, primeira malha.

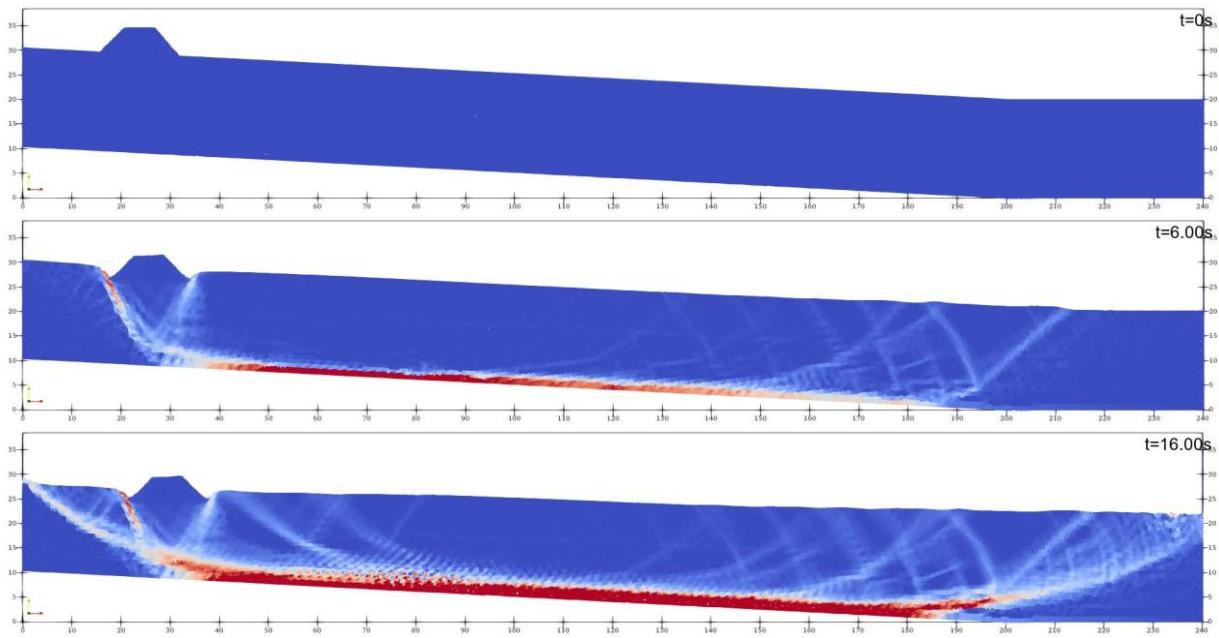


Figura 4.58. Evolução da falha progressiva em declive, segunda malha.

As falhas retrogressivas ascendentes, são caracterizadas pela formação de uma superfície de cisalhamento predominantemente horizontal, normalmente situada em uma camada basal frágil ou sensível. A partir dessa superfície, a ruptura se propaga para cima de forma progressiva, fragmentando a massa superior em blocos relativamente intactos, conhecidos como *Horsts* e *Grabens*. Esse tipo de comportamento foi documentado por diversos autores (Dey et al., 2015; Wang et al., 2017) e observado em casos reais como Daniel's Harbour, no Canadá (Karmaker et al., 2021; Locat et al., 2011).

A ocorrência dessas falhas está geralmente associada a solos argilosos sensíveis, especialmente em ambientes marinhos e lacustres, onde a camada inferior apresenta alto grau de “strain-softening” e a sobrejacente possui rigidez suficiente para se fragmentar em blocos coesos. A estabilidade e preservação dessas estruturas depende de diversos fatores, como a taxa de degradação da resistência, o comprimento do talude, a presença de crostas superficiais endurecidas e a resistência residual da fundação. Em especial, fundações altamente deformáveis ou liquefeitas favorecem grandes deslocamentos retrogressivos, mesmo com distâncias de corrida (run-out) reduzidas — como também observado por Wang et al. (2017).

Neste trabalho, foi simulado um caso representativo de “spread”, com uma geometria composta por três camadas: solo superficial, camada frágil intermediária e fundação rígida. A Figura 4.59 ilustra o domínio geométrico adotado, enquanto a Tabela 4.13 apresenta as propriedades de cada

camada. Foram utilizadas duas malhas com diferentes resoluções: uma com elementos de 1,5 metros e outra mais refinada, com elementos de 0,75 metros. A Figura 4.61 mostra o resultado obtido com a malha mais grosseira, onde já é possível identificar a formação de superfícies horizontais e deslocamentos ascendentes. A Figura 4.62, correspondente à malha refinada, evidencia com maior clareza os blocos típicos de “*Horsts & Grabens*”, com zonas de cisalhamento bem definidas.

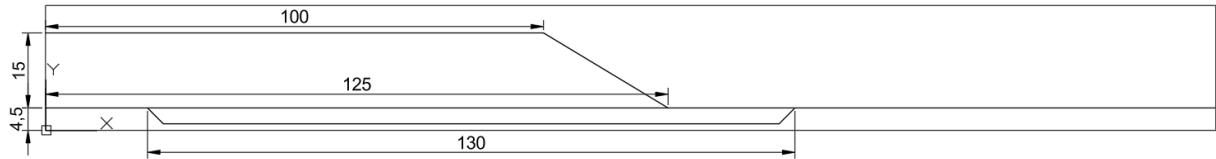


Figura 4.59. Geometria do modelo utilizado na simulação de falha tipo *spread*.

Tabela 4.13. Propriedades do material, falha retrogressiva ascendente

Propriedade	Solo	Camada fragil	Fundação
Permeabilidade k (m/s)	5e-10	5e-10	5e-10
Densidade do sólido kg/m ³	2050	1900	2250
Porosidade kPa	0.55	0,55	0,4
Modulo de Bulk do kPa fluído	35000	35000	35000
Viscosidade dinâmica do líquido (Pa·s)	1.002e-6	1.002e-6	1.002e-6
Coeficiente de Poisson	0.3	0.3	0.3
Modulo de Young	-	-	10000
Módulo de Cisalhamento G kPa	3500	3500	-
Coesão de Pico cp kPa	40,5	25	70
Coesão Residual cr kPa	30	7,5	-
Ângulo de Atrito de Pico φp (°)	0	0	0
Ângulo de Atrito Residual φr (°)	0	0	-
Fator de amolecimento “Shape Factor” η	100	100	-

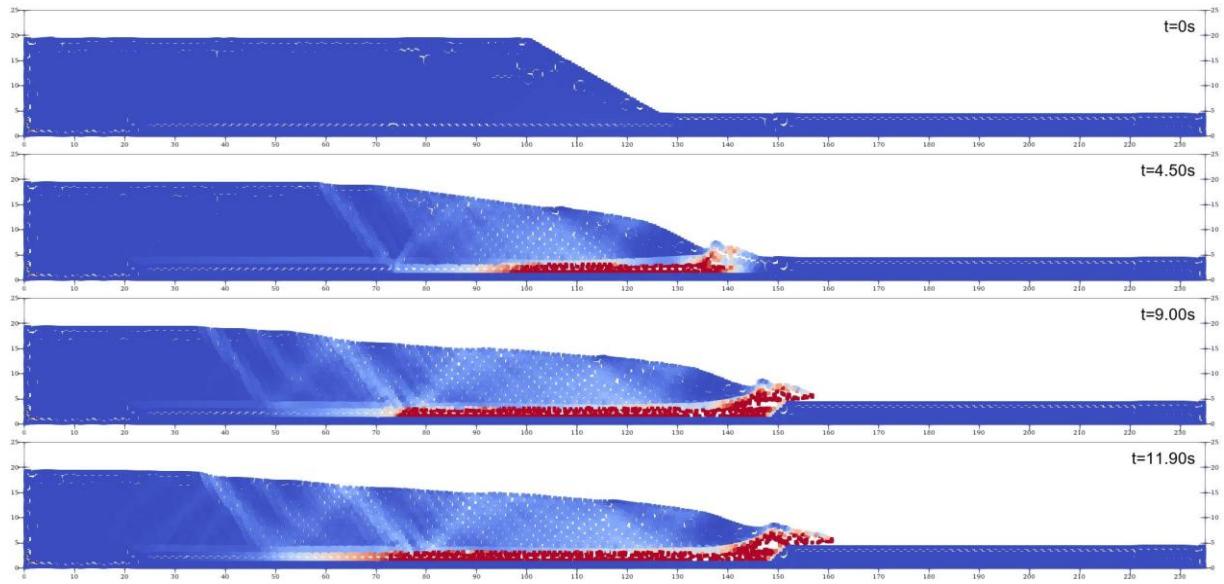


Figura 4.60. Resultado com a malha com elementos de 1,5 m.

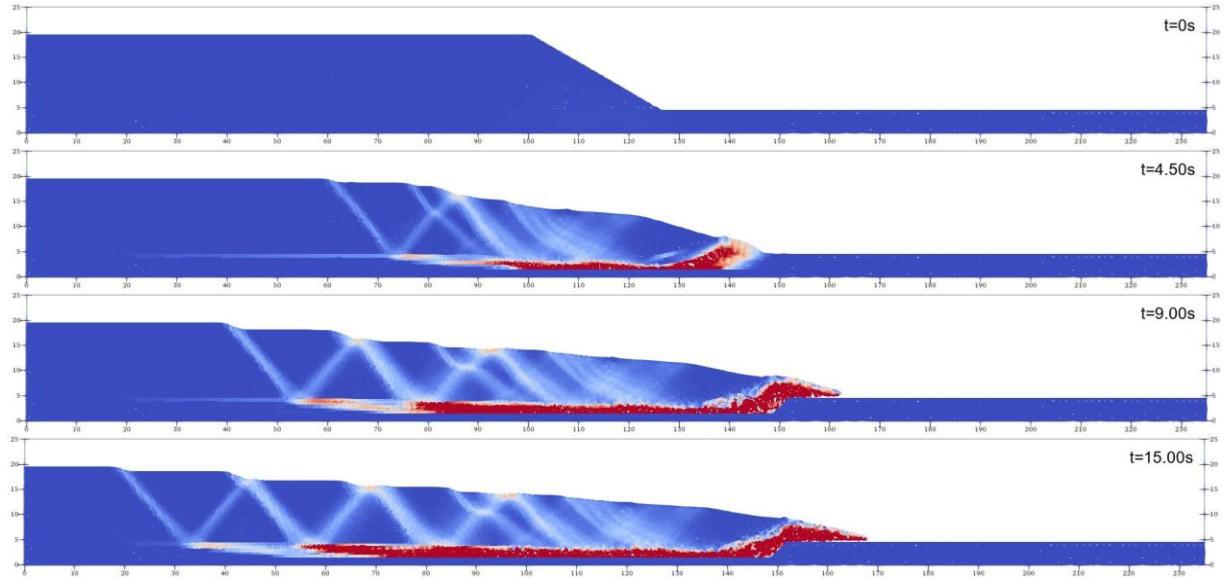


Figura 4.61. Resultado com a malha com elementos de 0,75 m.

As análises realizadas para os dois tipos de falha, progressiva em declive e retrogressiva em ascensão (*spread*), demonstram que os mecanismos de instabilidade dependem fortemente da geometria do talude e das propriedades geotécnicas das camadas envolvidas.

Nas Figuras 4.57 e 4.58, observa-se que, nas falhas progressivas em declive, a ruptura ocorre de forma gradual, seguindo a inclinação do terreno. Esse comportamento é impulsionado pela degradação da resistência devido ao *strain-softening*. A segunda malha, mais refinada (Figura 4.59), possibilitou uma melhor definição das superfícies triangulares de cisalhamento, ainda que o padrão geral da ruptura já fosse perceptível na primeira simulação.

Nas Figuras 4.60 e 4.61, os resultados das falhas retrogressivas em ascensão evidenciam a formação de blocos estruturais do tipo *Horsts* e *Grabens* e novamente a malha mais refinada demonstra melhor clareza na visualização (Figura 4.61). O contraste de resistência entre as camadas foi essencial para que a ruptura se propagasse no sentido oposto à inclinação, formando múltiplas fraturas ascendentes e mantendo a coesão entre os blocos superiores.

No caso da falha progressiva em declive, a primeira malha foi simulada em aproximadamente 39 minutos, enquanto a malha refinada exigiu cerca de 4 horas e 27 minutos para 25 segundos de tempo físico. Na falha retrogressiva em ascensão, o tempo de simulação foi de aproximadamente 13 minutos na malha mais grosseira e 2 horas e 52 minutos na malha refinada, considerando 20 segundos simulados.

O refinamento da malha não alterou significativamente as distâncias de deslocamento, mas foi essencial para definir com maior precisão as superfícies de ruptura e as estruturas internas da falha. Para análises focadas em mecanismos detalhados de cisalhamento, malhas refinadas são recomendáveis, enquanto malhas mais simples são suficientes para estimativas globais de deslocamento.

4.1.7 ANÁLISE DE IMPACTO E INTERAÇÃO COM ESTRUTURAS

Para analisar os efeitos de falhas sobre estruturas situadas no topo ou à jusante do talude, foram realizadas simulações simplificadas no ANURA3D. O objetivo foi compreender a interação entre a massa de solo em movimento e obstáculos rígidos. A geometria do modelo é apresentada na Figura 4.62. Dois blocos rígidos ($3\text{ m} \times 3\text{ m}$) foram inseridos: um sobre o talude, com densidade de 500 kg/m^3 , e outro à jusante, com densidade de 2000 kg/m^3 . Ambos foram modelados com comportamento linear elástico ($E = 20.000\text{ kPa}$, $v = 0,33$). Os parâmetros do solo seguem os utilizados na Seção 4.1.1, com $cp = 30\text{ kPa}$, $cr = 8\text{ kPa}$ e $\eta = 50$, a escala de velocidades usada nas simulações é apresentada na Figura 4.64.

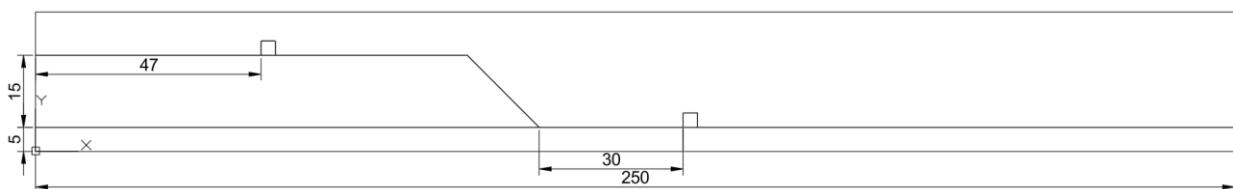


Figura 4.62. Geometria do modelo

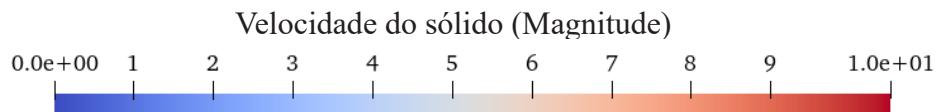


Figura 4.63. Escala de velocidade utilizada

A Figura 4.64 mostra a distribuição de velocidades para o caso com o bloco a jusante, e a Figura 4.64 sem o bloco.

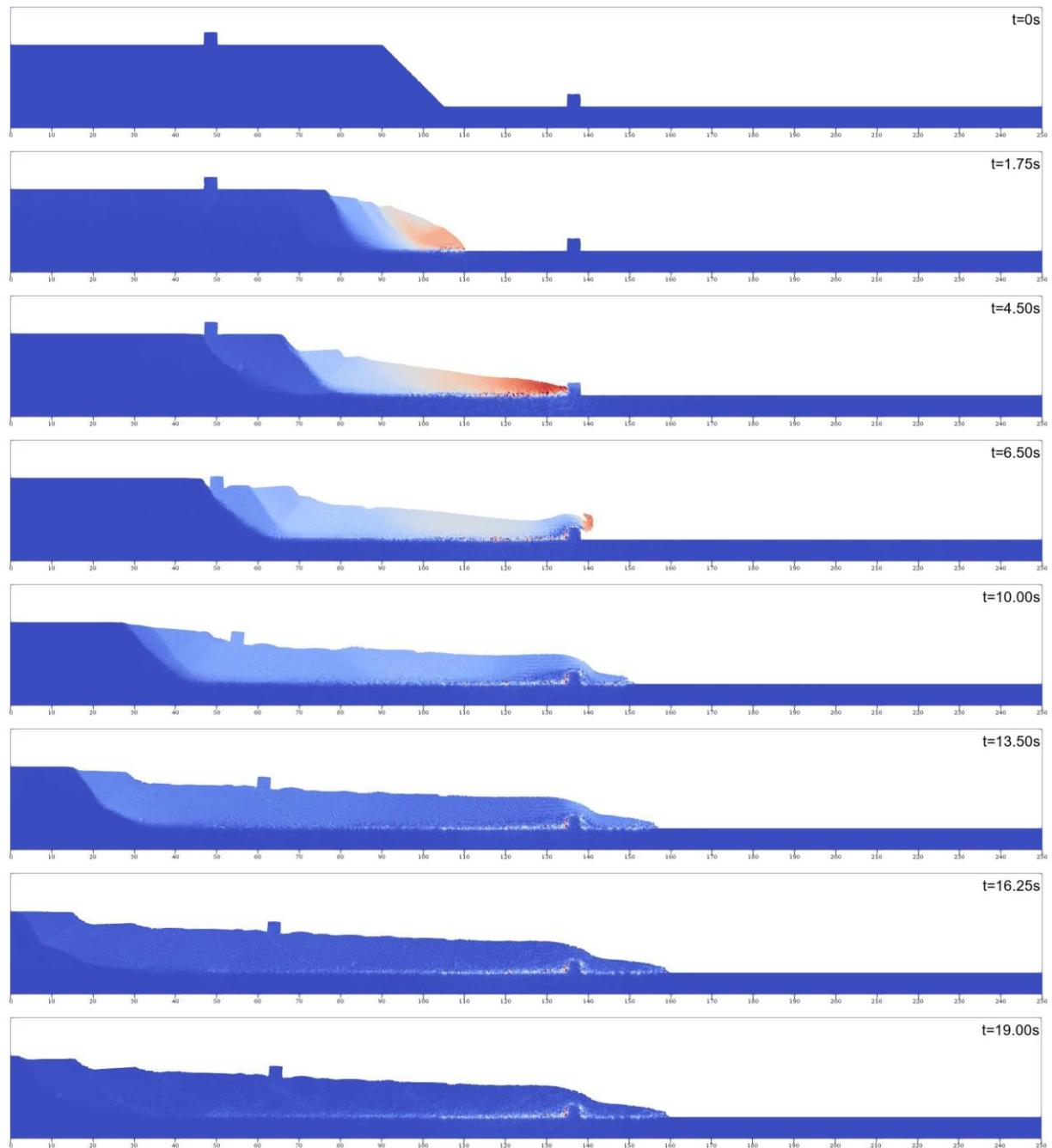


Figura 4.64. Distribuição de velocidades com a presença do bloco

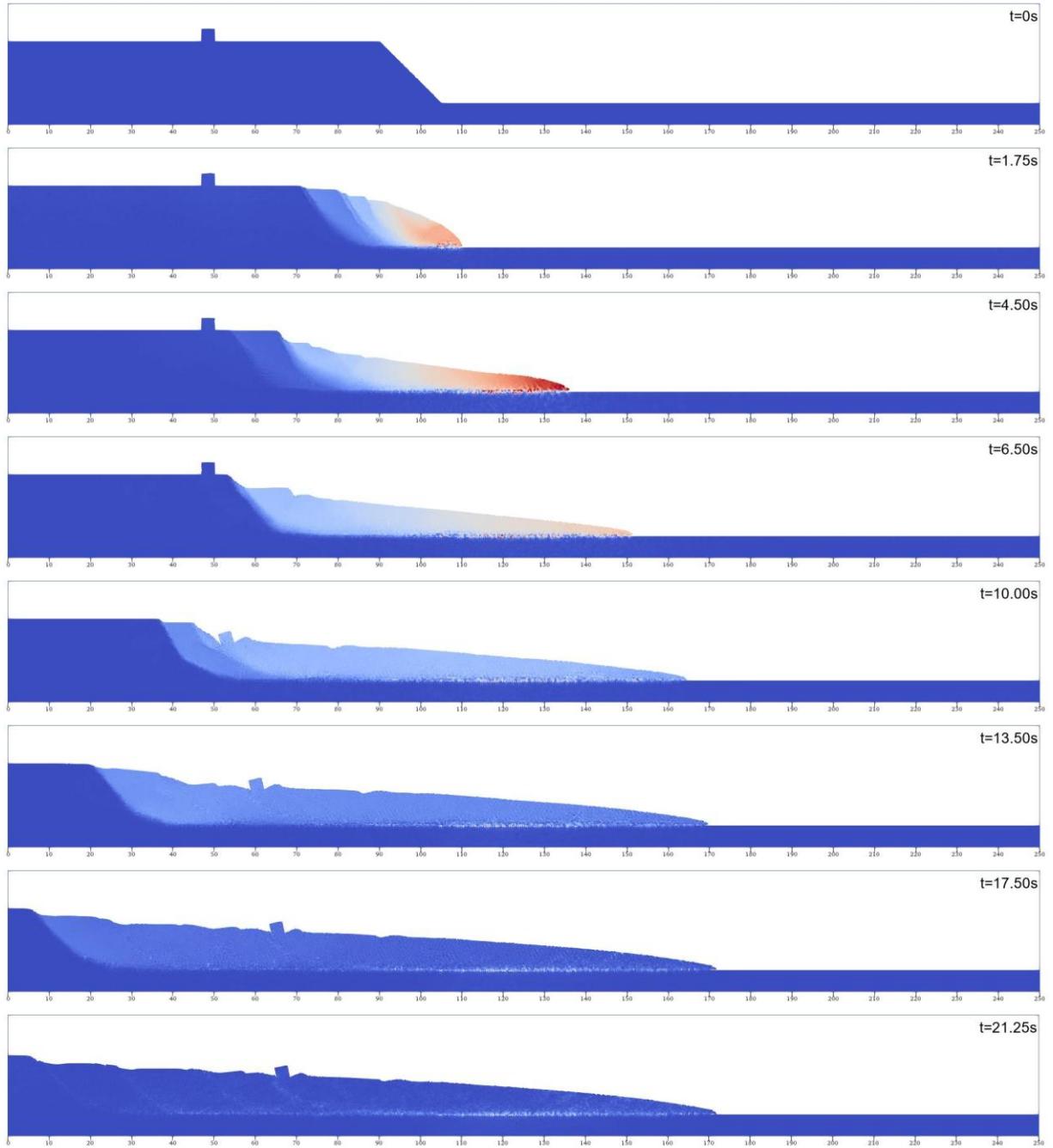


Figura 4.65. Distribuição de velocidades sem o bloco a jusante

A partir dos resultados apresentados nas Figura 4.64, e 4.65, forma analisados os resultados, primeiramente foi plotada a energia cinética total do sistema nas duas configurações. Os resultados demonstraram que a presença do bloco a jusante atuou como uma barreira, reduzindo a mobilidade geral da massa e dissipando parte da energia do sistema, como apresentado nas Figuras 4.66 e 4.67 e a diferença entre os resultados é apresentada na Figura 4.68.

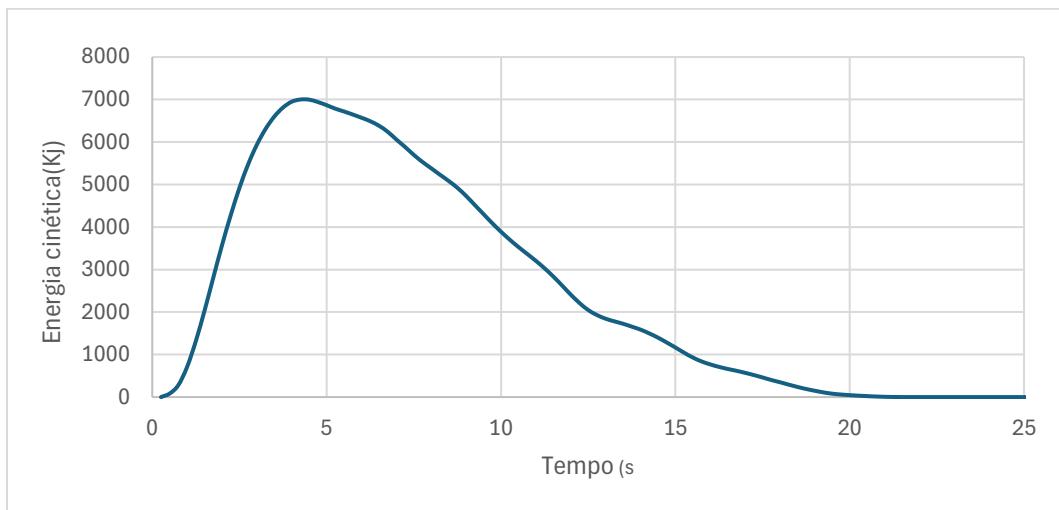


Figura 4.67. Energia Cinética do sistema, simulação sem o bloco

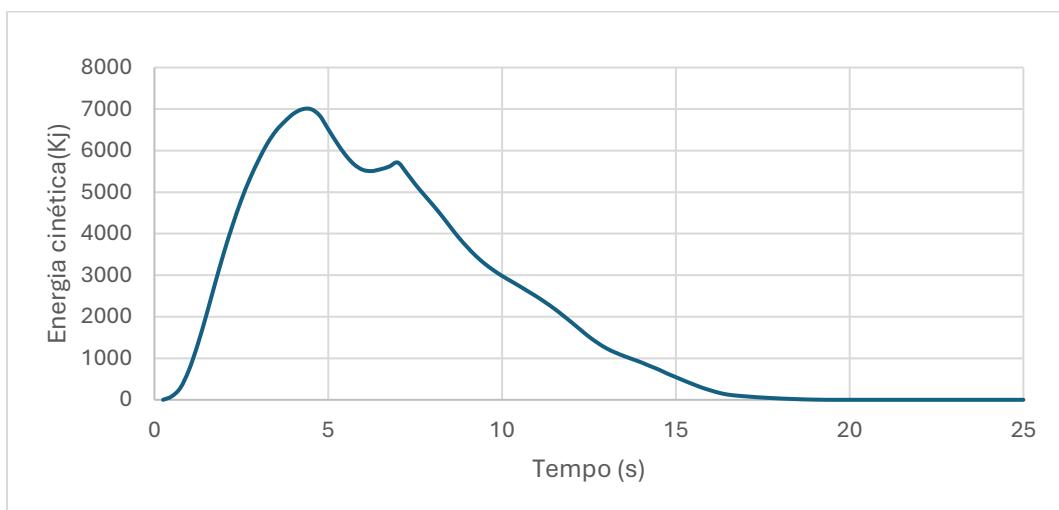


Figura 4.68. Energia Cinética do sistema, simulação com o bloco

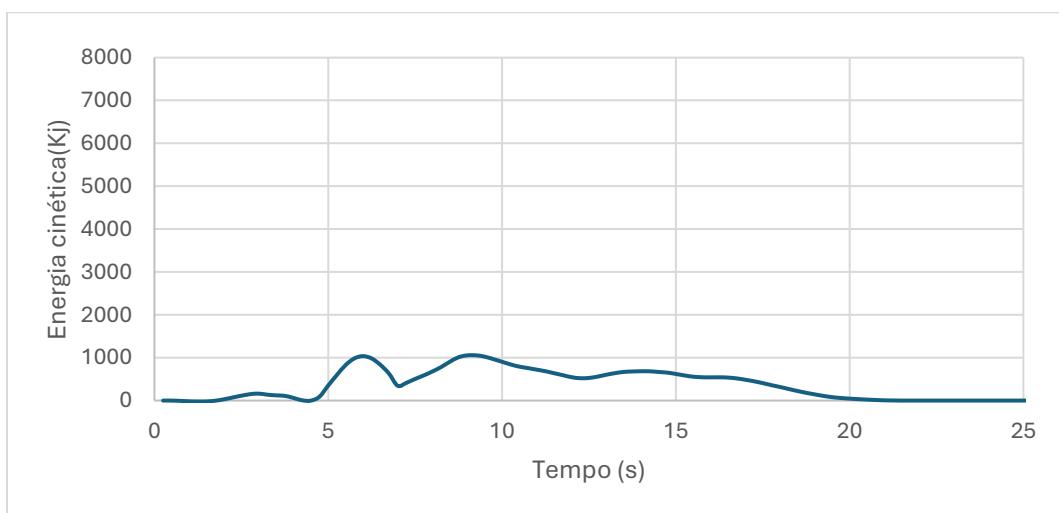


Figura 4.69. Diferença entre os gráficos anteriores

A energia cinética total revela uma dissipação quando o bloco está presente demonstrando uma diferença no pico justamente no momento de colisão com o bloco a jusante. No entanto, essa análise global não permite concluir se essa diferença foi mobilizada na estrutura, a redução do deslocamento do solo não implica, necessariamente, absorver toda a energia. Uma estrutura posicionada distante da zona de ruptura inicial pode atuar como barreira de contenção e parte da energia pode ter sido dissipada no própria interação solo-solo.

Outra possibilidade é a extração de dados de pontos materiais específicos que permite extrair as velocidades e energias cinéticas individualmente, além disso é possível observar o comportamento do ponto material selecionado. Nas figuras 4.70 e 4.71 observa-se que alguns pontos cessaram o movimento ao colidir, enquanto outros ultrapassaram o bloco.

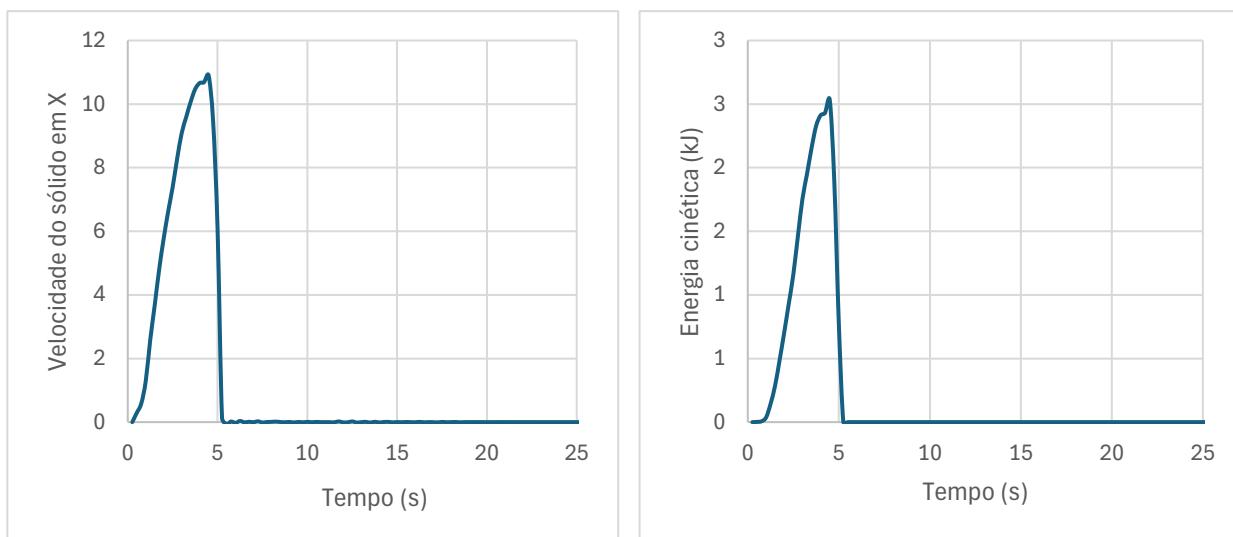


Figura 4.70. Energia e velocidade de pontos materiais que não ultrapassam o bloco

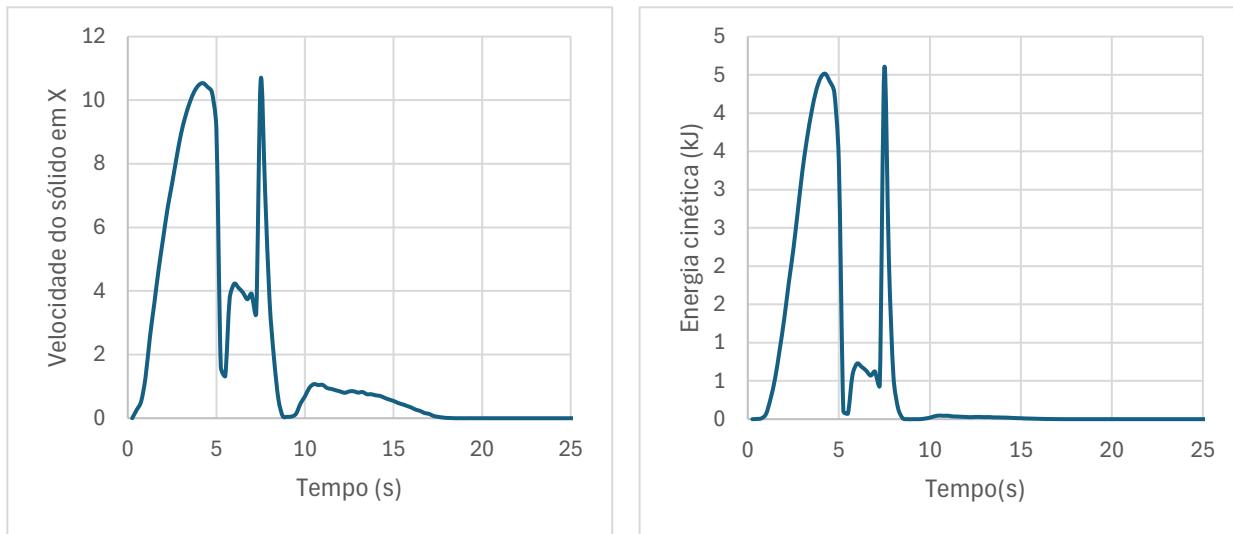


Figura 4.71. Energia e velocidade de pontos materiais que ultrapassam o bloco

Para avaliar o somatório de uma quantidade representativa 13 pontos materiais próximos ao bloco no momento inicial de contato foram selecionados, a Figura 4.72 abaixo representa o somatório da energia cinética dos pontos materiais selecionados

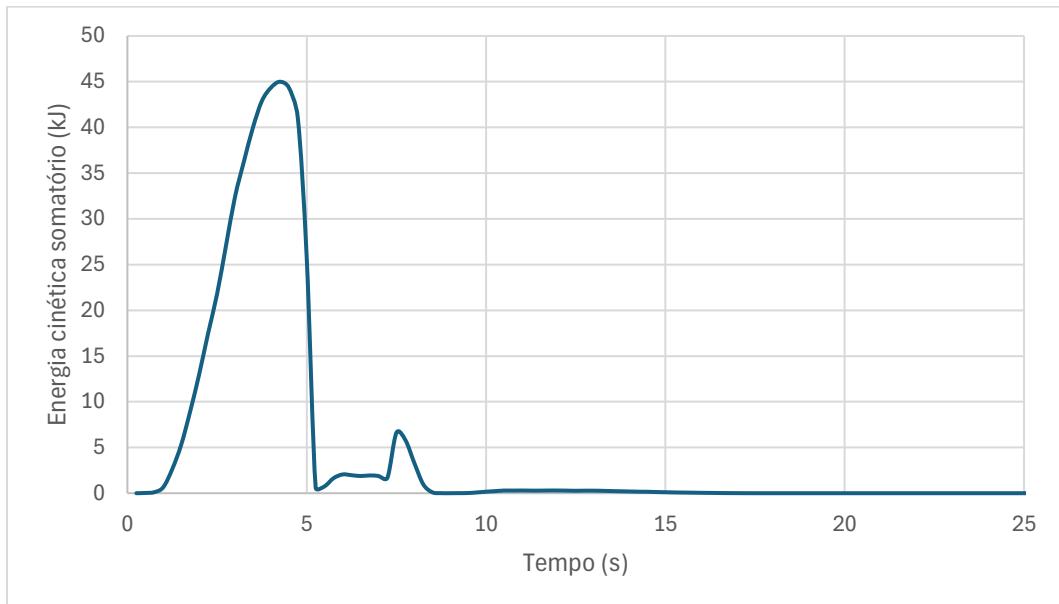


Figura 4.72. Energia cinética somada de 13 pontos materiais

Apesar de fornecer uma boa resolução local, essa abordagem é limitada pela representatividade, visto que o modelo contém mais de 70 mil pontos, torna-se inviável identificar com precisão todos os que efetivamente transferiram energia à estrutura.

Como alternativa, foi explorado o recurso de definição de uma "reaction surface" (ou linha de reação, no caso 2D) no ANURA3D, a linha selecionada é a linha vertical a esquerda do bloco a jusante do talude. Esse procedimento permitiu registrar as forças de contato nessa linha, com saída de dados ao longo do tempo. Os valores de força horizontal (F_x) e vertical (F_y) para cada material envolvido no contato com a linha de reação são escritos em um arquivo de texto, que foi utilizado para gerar os gráficos de reação, plotados na Figura 4.73 e Figura 4.74 que apresentam as forças de reação horizontal e vertical respectivamente. A linha de reação está fixa no espaço de Euler, vinculada aos elementos ou nós da malha, então seus valores não se atualizariam a superfície do bloco caso ele se movimentasse.

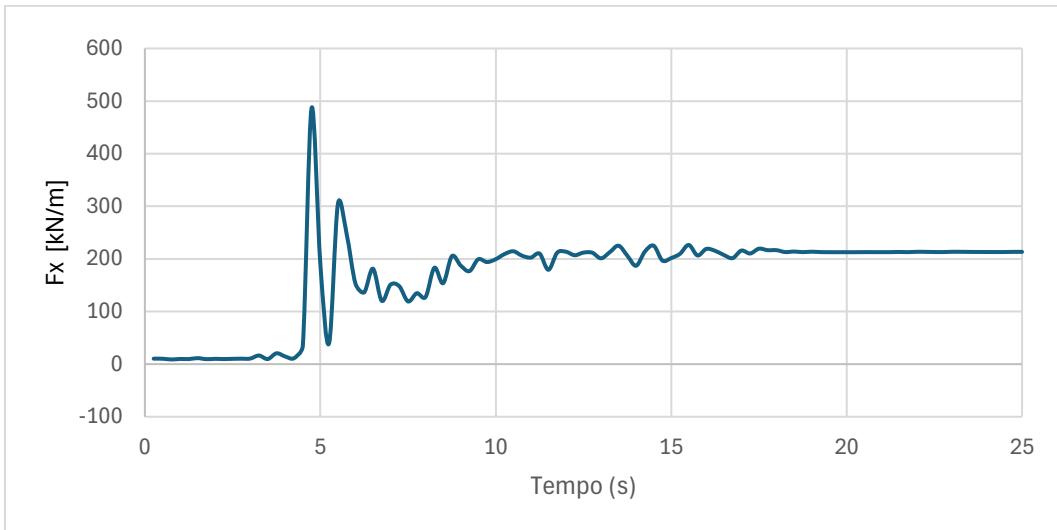


Figura 4.73. Força horizontal (F_x) na linha de reação, Bloco 2.

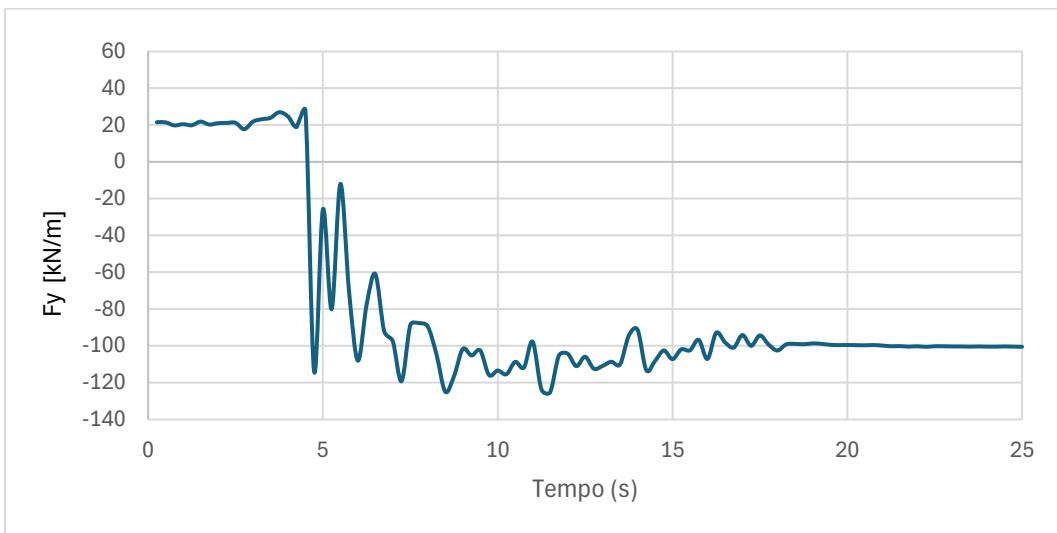


Figura 4.74. Força vertical (F_y) na linha de reação, Bloco 2

Cada abordagem (energia global, pontos materiais e linha de reação) fornece uma perspectiva distinta e complementar. Enquanto a análise global evidencia o impacto sistêmico, a individual permite rastrear colisões específicas e a linha de reação quantifica a transferência de força. A combinação desses métodos traz um entendimento mais claro do fenômeno, ainda que não se consiga mensurar completamente a energia absorvida. Contudo, há limitações: a energia global não distingue contato direto, a análise de pontos é amostral e a reação é retirada em linhas vinculadas a malha portanto não acompanha o corpo, portanto para definir trabalho realizado o deslocamento deveria ser medido. Ainda assim são recursos uteis disponíveis no Software e conjuntamente podem trazer uma estimativa da consequência da ruptura.

4.2 DESCRIÇÃO DAS SIMULAÇÕES NO ABAQUS (CEL)

Esta seção apresenta os resultados obtidos por meio da técnica Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL), implementada no software ABAQUS/CAE. Embora essa abordagem não permita acoplamento hidromecânico direto, sua formulação com malha fixa é especialmente adequada para representar a cinemática do escoamento, deslocamentos pós-falha e propagação da ruptura, evitando os problemas de distorção de malha que limitam outros métodos. A geometria e as condições de contorno adotadas nas simulações com CEL seguem a mesma lógica empregada nas análises com o MPM (Seção 4.1). O domínio e o material foram definidos com as mesmas dimensões e coordenadas usadas no MPM. As velocidades foram restringidas nos limites do domínio na direção normal às faces e em todos os sentidos na base. Para discretização, foram utilizados elementos hexaédricos do tipo EC3D8R, próprios da malha euleriana do ABAQUS.

Dois métodos distintos de preenchimento do domínio com material foram empregados:

- **Partição geométrica:** malha moldada diretamente à geometria;
- **Frações volumétricas:** mantém a regularidade da malha, permitindo elementos parcialmente preenchidos.

As leis constitutivas aplicadas foram:

- **Mohr-Coulomb com strain-softening**, nas análises bidimensionais e de sensibilidade paramétrica;
- **Drucker-Prager com strain-softening**, para casos tridimensionais e malhas refinadas, devido à maior robustez numérica.

Essa escolha visou avaliar a estabilidade e os limites do CEL sob diferentes modelos constitutivos. O modelo Drucker-Prager demonstrou desempenho superior, especialmente em malhas refinadas, enquanto o Mohr-Coulomb apresentou instabilidades quando utilizados múltiplos elementos na profundidade. As subseções seguintes são estruturadas de forma semelhante aos blocos da seção 4.1, permitindo comparações diretas entre os métodos:

- **4.2.1:** Influência da coesão residual;
- **4.2.2:** Representação do parâmetro shape factor;
- **4.2.3:** Combinações entre cp , cr e η ;
- **4.2.4:** Viabilidade computacional em malhas e análises 3D;
- **4.2.5:** Transição do mecanismo de ruptura para a fundação;
- **4.2.6:** Simulação de falhas progressivas em declive e spreads;
- **4.2.7:** Análise de impacto.

4.2.1 INFLUÊNCIA DA COESÃO RESIDUAL

A modelagem com CEL foi realizada por meio do solver “Dynamic Explicit”, o que impede a definição direta do estado inicial de tensões. Para contornar essa limitação, aplicou-se a gravidade em uma etapa inicial com resistência artificialmente elevada, impedindo a plastificação. Na etapa seguinte, os parâmetros reais foram ativados para permitir o desenvolvimento da ruptura.

Os materiais foram modelados com módulo de Young de 7500 kPa e coeficiente de Poisson de 0,30. O ângulo de atrito foi mantido igual a zero, reproduzindo as condições da maioria dos testes com MPM, e o valor do ângulo de dilatância $\psi = 0,1$, valor mínimo reconhecido automaticamente pelo software para o modelo Mohr-Coulomb e 0 para o modelo Drucker-Prager. A densidade adotada foi determinada a partir da fórmula de massa no MPM equação 3.6: $m = V[(1 - n)\rho_s + n\rho_l]$ onde:

- $\rho_s = 2000 \text{ kg/m}^3$ (sólido),
- $\rho_l = 981 \text{ kg/m}^3$ (líquido),
- $n = 0,55$ (porosidade).

Com isso, a densidade média utilizada nas simulações com CEL foi $\rho = 2000 \times 0,45 + 981 \times 0,55 \approx 1440 \text{ kg/m}^3$. Essa aproximação teve como objetivo aproximar os resultados, em seções posteriores, será demonstrado como pequenas variações na densidade afetam significativamente a extensão da ruptura, reforçando a importância desse parâmetro, que é mais impactante nesse caso em que não há porosidade.

As duas estratégias foram utilizadas para preenchimento do domínio Euleriano. No modelo Mohr- Coulomb, aplicou-se a partição geométrica, enquanto no Drucker-Prager, empregou-se o preenchimento por fração volumétrica. Essa escolha baseou-se em testes de malha com diferentes resoluções (1,00 m, 0,75 m, 0,50 m e 0,25 m), descritos na Seção 4.2.4. O modelo Mohr-Coulomb apresentou instabilidades em malhas refinadas ou com múltiplas camadas, e só convergiu com elementos de 1,00 m ou maiores, nas duas abordagens de preenchimento. Já o Drucker-Prager demonstrou estabilidade mesmo com discretizações mais densas. Foi verificado que a partição geométrica produz menor difusão de plastificação em malhas grosseiras, ao evitar elementos parcialmente preenchidos. Em malhas refinadas, a diferença entre os métodos se

tornou irrelevante. Portanto a abordagem de partição foi utilizada com os testes Mohr-Coulomb e a abordagem de fração volumétrica utilizada com o Drucker-Prager. A Figura 4.74 apresenta a malha de 1 m utilizando partição geométrica, enquanto a Figura 4.75 mostra o modelo com material preenchido por frações volumétricas.

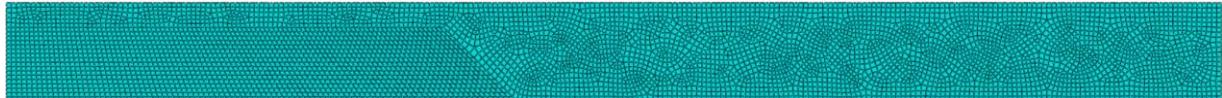


Figura 4.75. Malha com elementos de 1m utilizando partição



Figura 4.76. Malha com elementos de 1m utilizando fração volumétrica

Antes da aplicação do modelo com strain-softening, foi realizado um teste com Shear Strength Reduction (SSR) para estimar o limite crítico de resistência para ruptura entre os modelos. A Figura 4.77 o SSR ao longo do tempo aplicado com o modelo Mohr-Coulomb, enquanto a Figura 4.78 mostra o mesmo processo utilizando o modelo Drucker-Prager. A evolução da plastificação ao longo do tempo está ilustrada nas Figuras 4.79 e 4.80, respectivamente.

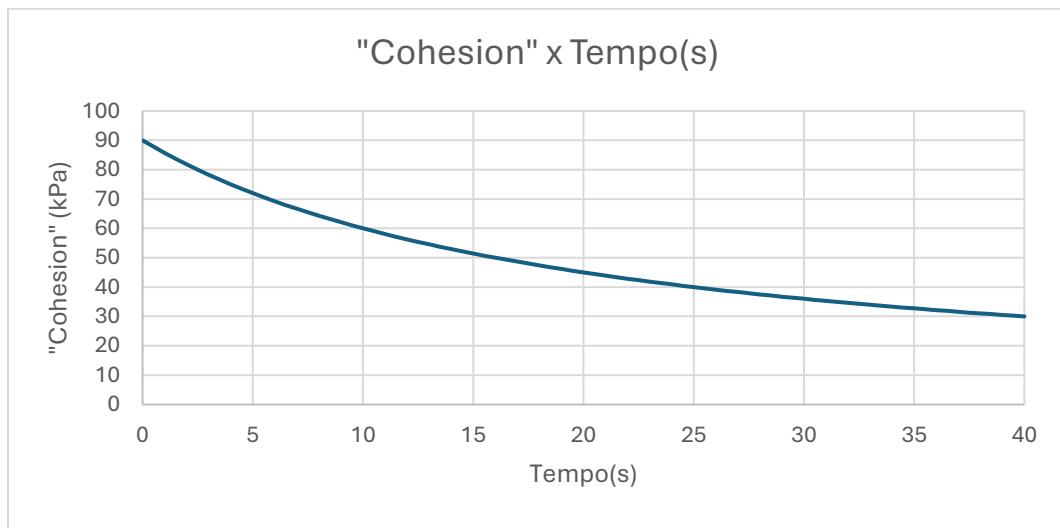


Figura 4.77. Evolução temporal da Coesão do material ao longo do Tempo

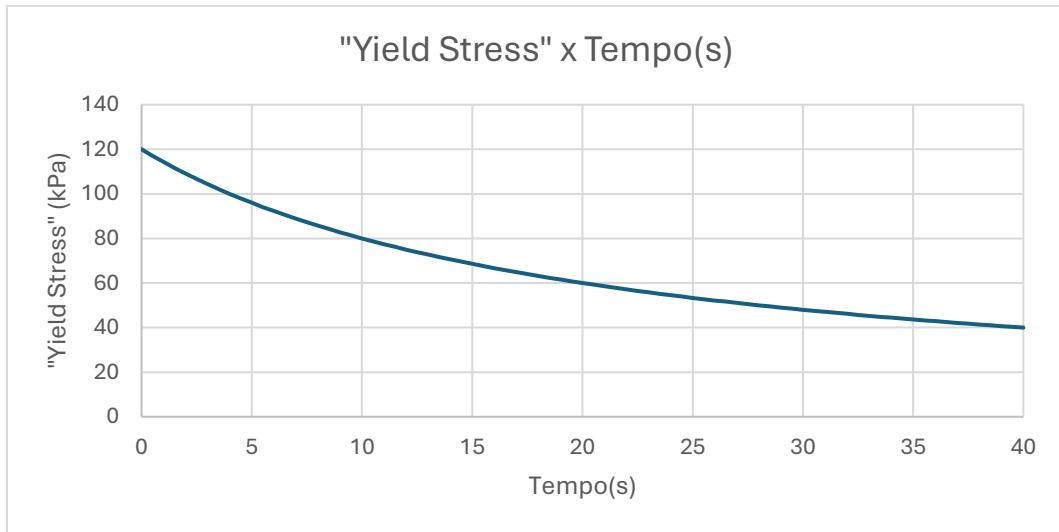


Figura 4.78. Evolução temporal “Yield Stress” do material ao longo do Tempo

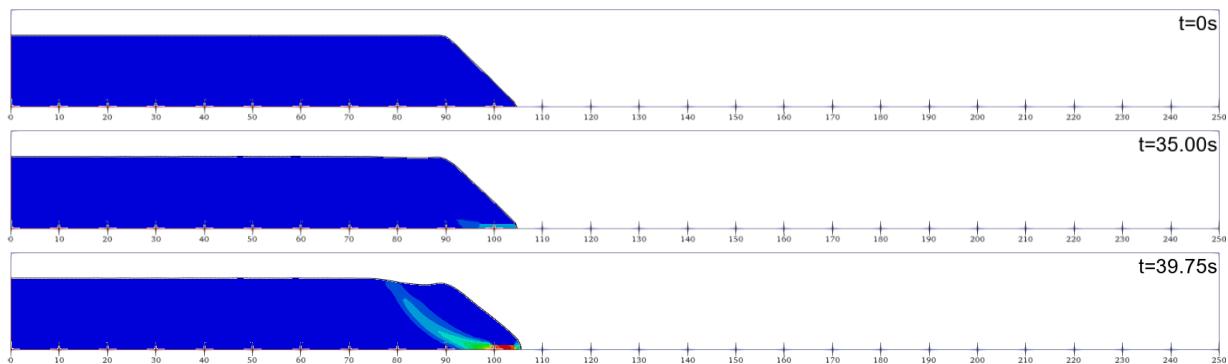


Figura 4.79. Início da simulação, início da plastificação e estado final Mohr Couloumb

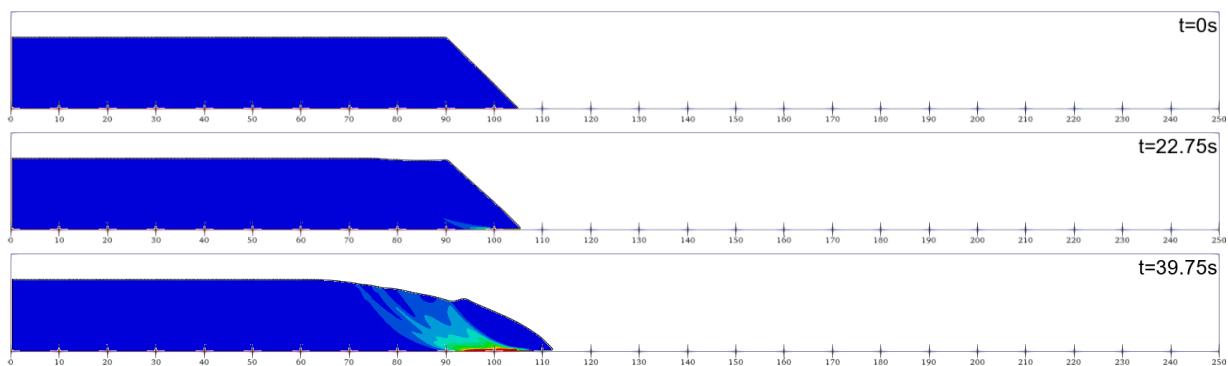


Figura 4.80. Início da simulação, início da plastificação e estado final Drucker-Prager.

Para análise quantitativa, foi monitorado o campo de deformação plástica equivalente (PEEQ) em um nó da base do talude. A evolução temporal da PEEQ é apresentada na Figura 4.81 para o modelo Mohr-Coulomb e na Figura 4.82 para o Drucker-Prager.

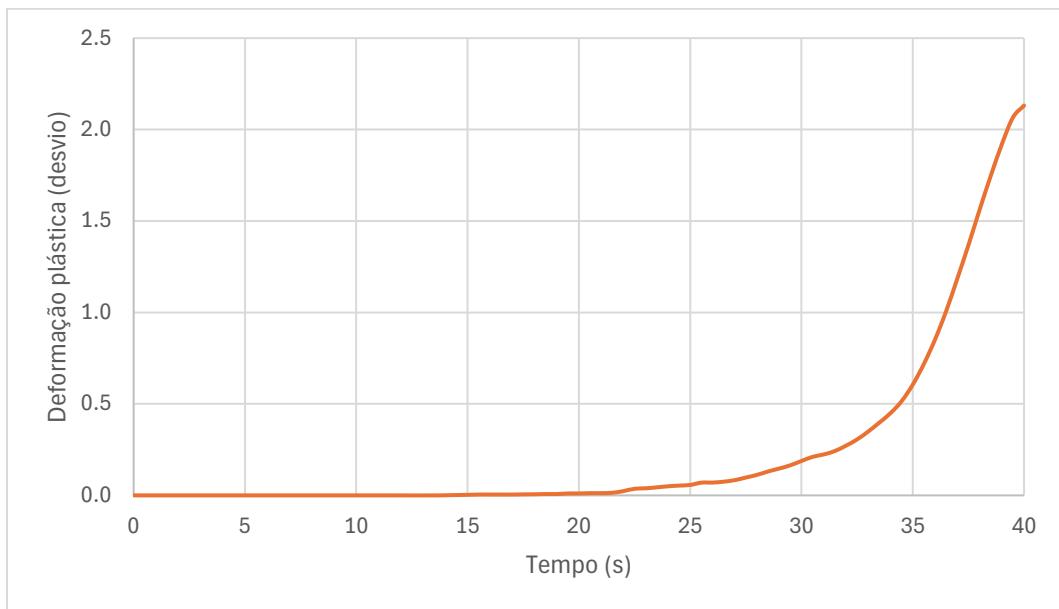


Figura 4.81. Deformação plástica x Tempo (Mohr-Couloumb)

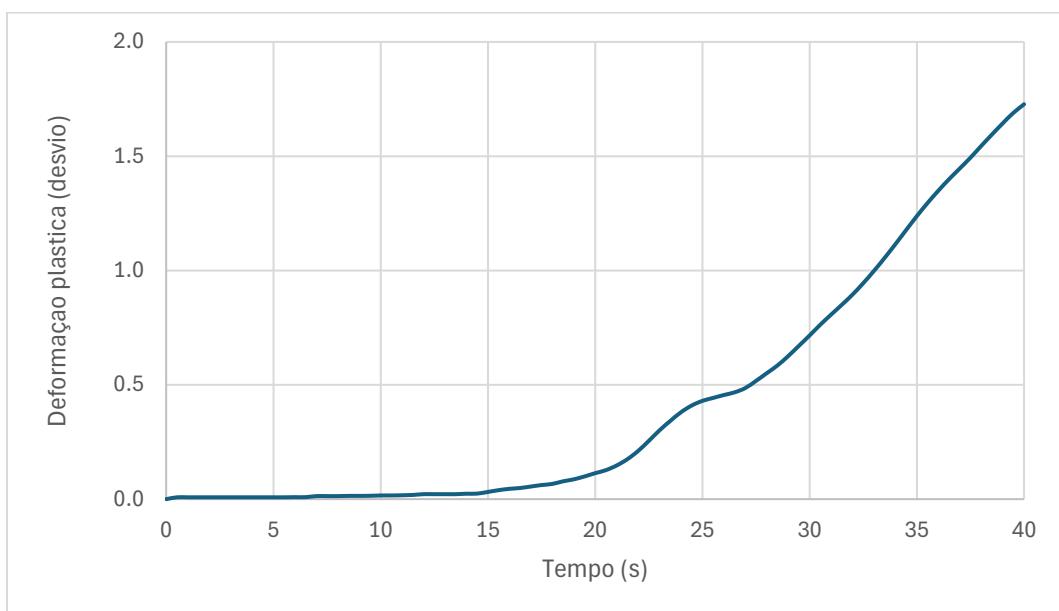


Figura 4.82. Deformação plástica x Tempo (Drucker Prager)

A plastificação se iniciou mais rapidamente no modelo Drucker-Prager, mesmo com valores de resistência mais elevados. Como pode ser observado nas Figuras 4.81 e 4.82, a mobilização da massa foi mais intensa nesse modelo, esse comportamento justifica a adoção de diferentes valores nos testes subsequentes com “strain-softening”, essa tendência observada no SSR foi confirmada nos testes dinâmicos posteriores. Os valores de resistência utilizados no modelo Drucker-Prager têm o objetivo de explorar desde a ausência de retrogressão até o desenvolvimento de falhas globais. Para o modelo Mohr-Coulomb, procurou-se manter curvas de resistência equivalentes às utilizadas com MPM (Seção 4.1.1).

Como o ABAQUS não permite a inserção direta de curvas exponenciais para degradação de resistência, os valores foram tabulados ponto a ponto e interpolados linearmente. A Figura 4.83 mostra o amolecimento utilizado no modelo Mohr-Coulomb para representar a curva de degradação.

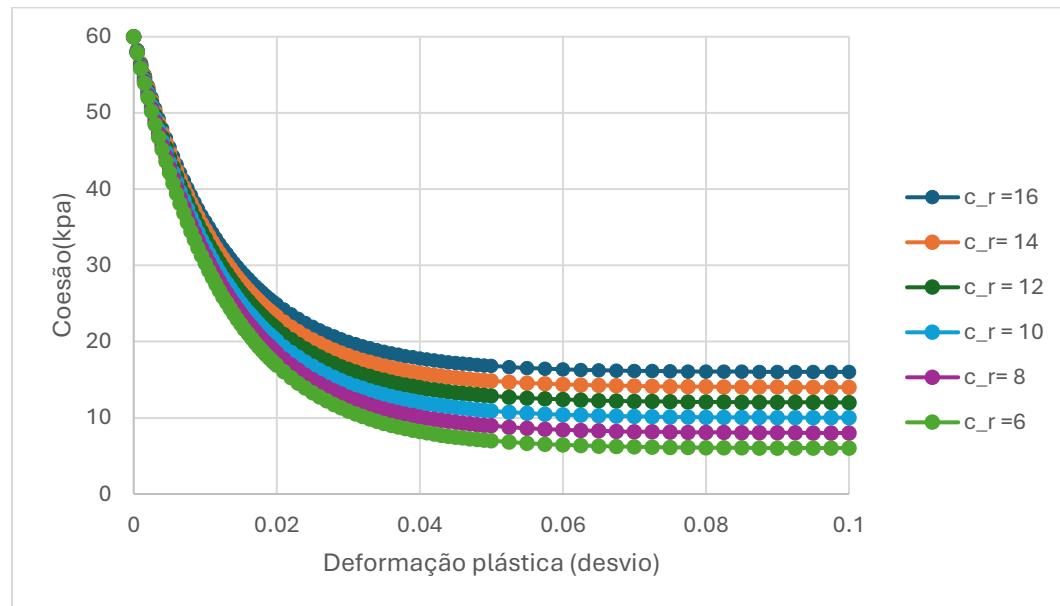


Figura 4.83. Amolecimento utilizado no modelo Mohr-Coulomb ABAQUS

A escala adotada foi mantida a mesma para todos os resultados, conforme ilustrado na Figura 4.84, mantendo os limites da escala de deformação plástica acumulada utilizadas no MPM.

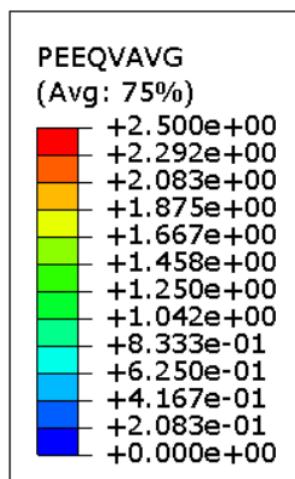


Figura 4.84. Escala utilizada para deformação plástica.

As Figuras 4.85 a 4.90 apresentam os campos finais de deformação plástica (PEEQ) obtidos para os materiais A a F, respectivamente, utilizando o modelo Mohr-Coulomb com amolecimento implementado conforme Figura 4.83.

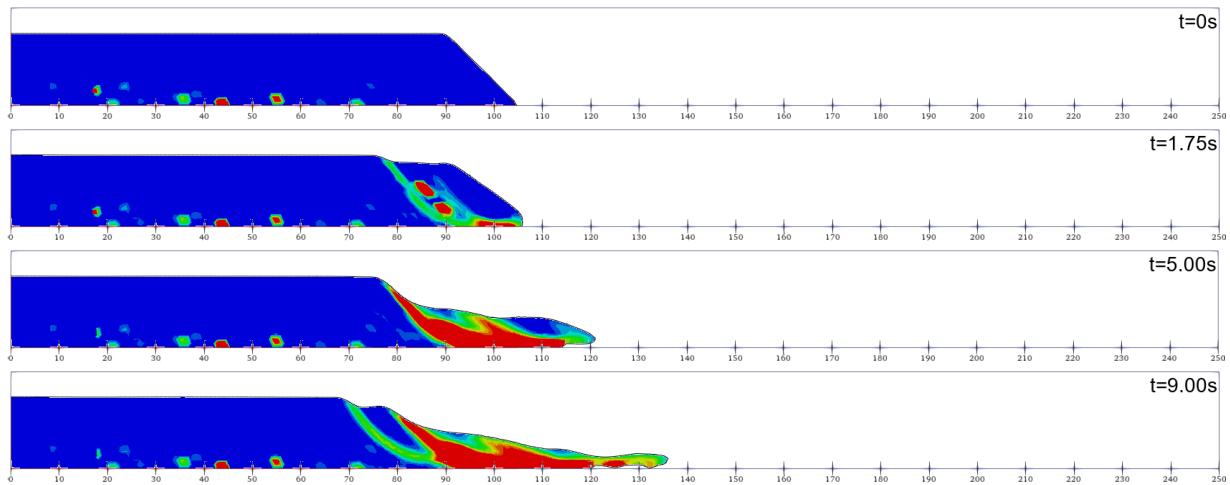


Figura 4.85. Deformação plástica (PEEQ). Material A.

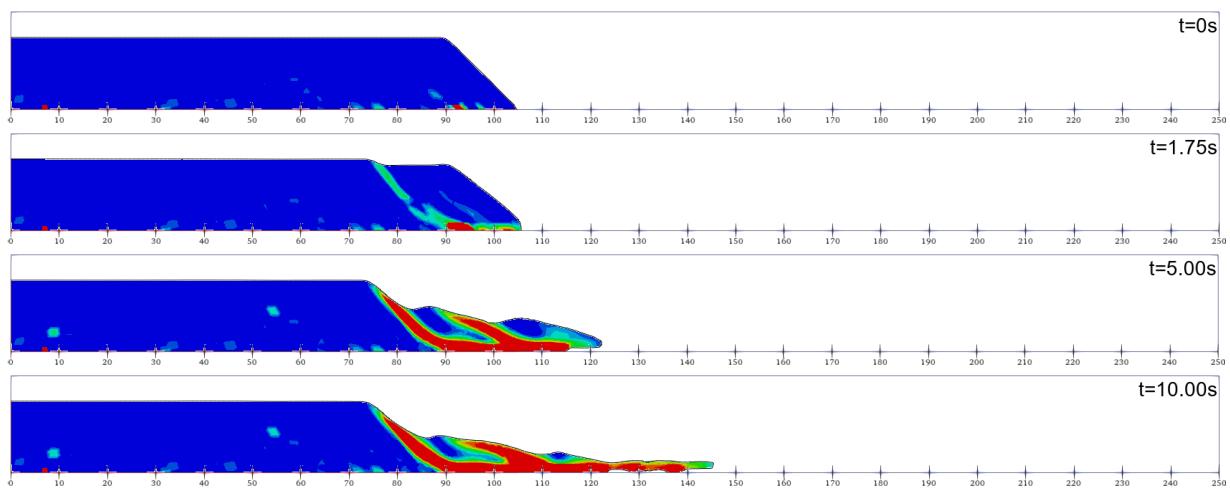


Figura 4.86. Deformação plástica (PEEQ) Material B.

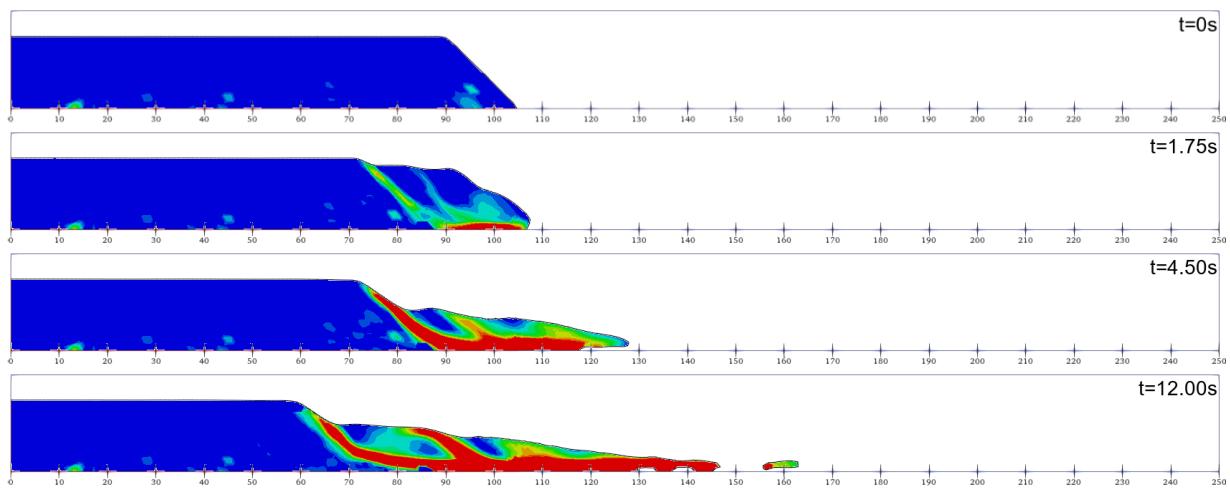


Figura 4.87. Deformação plástica (PEEQ). Material C.

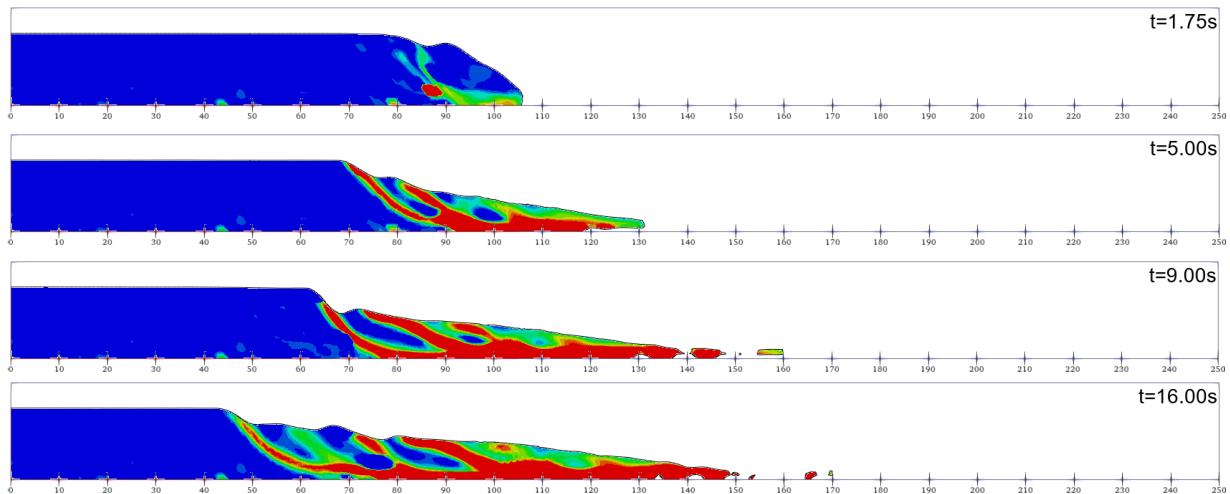


Figura 4.88. Deformação plástica (PEEQ). Material D.

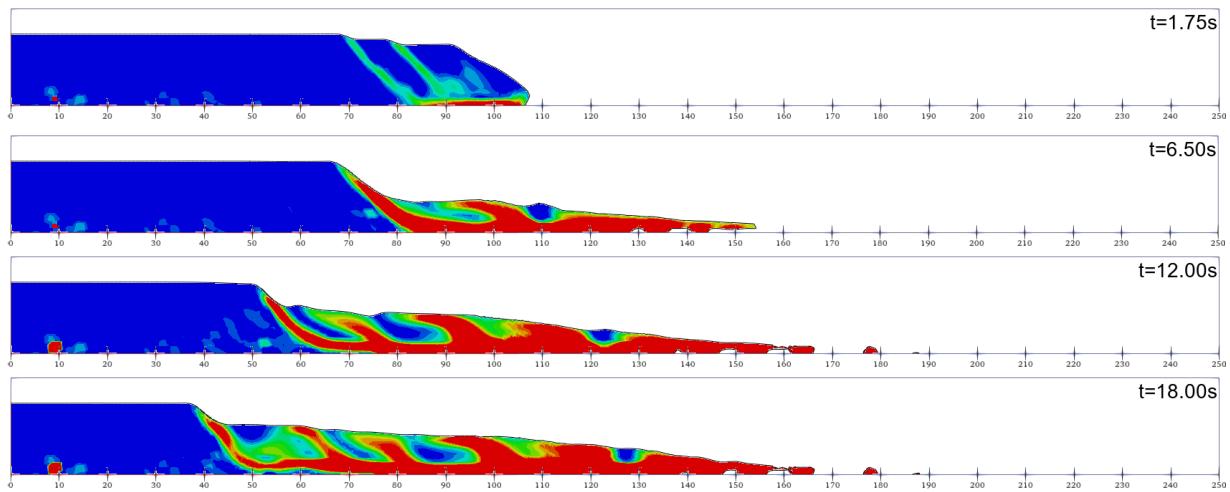


Figura 4.89. Deformação plástica (PEEQ). Material E.

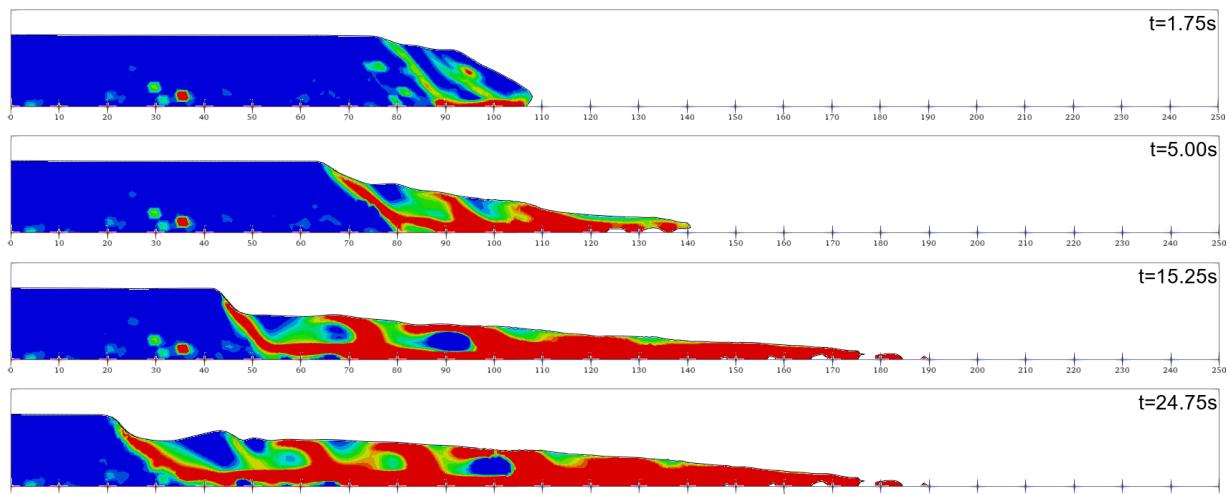


Figura 4.90. Deformação plástica (PEEQ). Material F.

Os resultados obtidos com a formulação CEL reforçam a tendência já identificada com o método MPM: a coesão residual exerce controle direto sobre o padrão de ruptura e os deslocamentos pós-falha. No entanto, observou-se que, no modelo Mohr-Coulomb com CEL, valores muito baixos de resistência residual resultaram em deslocamentos ligeiramente inferiores aos obtidos com o MPM, o que pode ser atribuído à discretização espacial mais grosseira e às limitações do modelo constitutivo utilizado.

Conforme identificado nos testes com o método SSR (Figuras 4.79 a 4.82), uma coesão de pico de 60 kPa não foi suficiente para mobilizar a ruptura com o modelo Mohr-Coulomb. Entretanto, nas simulações com curvas de amolecimento abrupto (alta η), o rápido alcance da resistência residual permitiu a progressão da falha mesmo com altos valores de coesão inicial, comportamento coerente com o observado no MPM.

Além disso, constatou-se que o modelo Mohr-Coulomb apresentou zonas com grande plastificação acumulada (PEEQ) sem, necessariamente, mobilizar grandes deslocamentos, o que motivou a adoção da variável PE (Plastic Strain Average) como forma alternativa de avaliar a extensão da falha (Figura 4.91). Isso possibilitou representar melhor as superfícies de ruptura nos seis materiais simulados (A a F), cada um com um valor distinto de coesão residual.

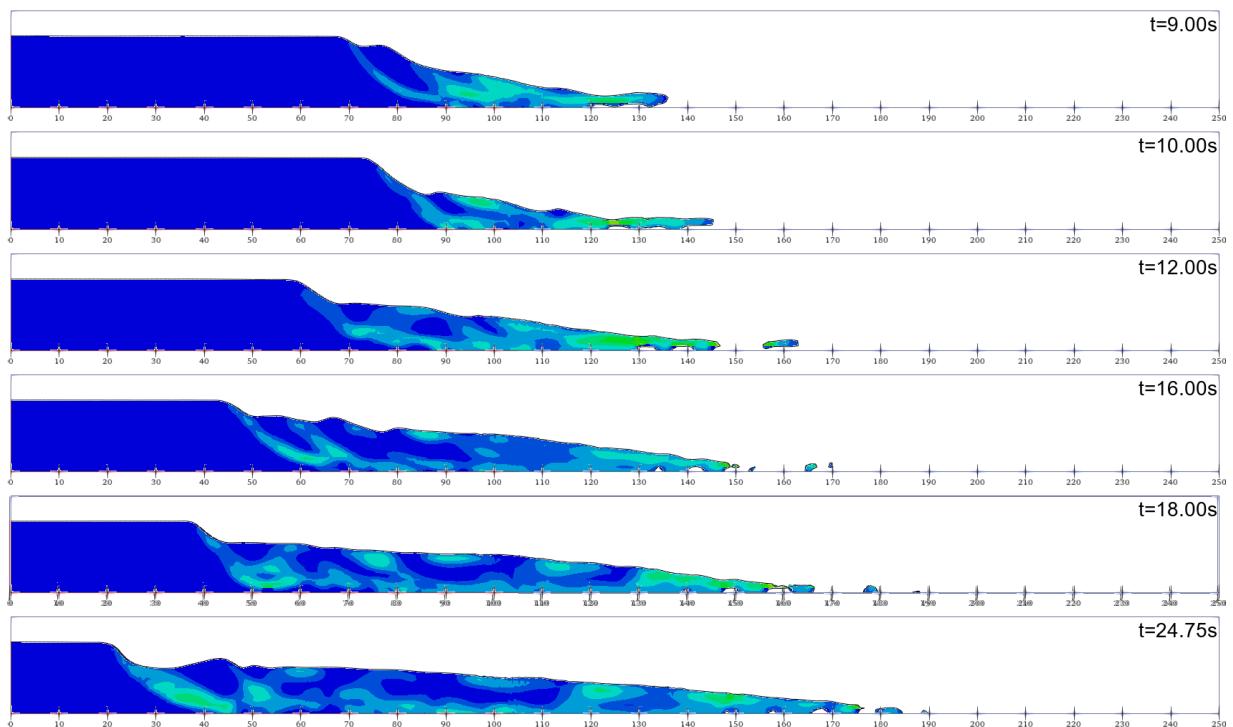


Figura 4.91. Deformação (PE) dos materiais A até F respectivamente.

Para os testes com o modelo Drucker-Prager, o amolecimento foi definido conforme Figura 4.92. As simulações com os materiais A a E, utilizando esse modelo, estão apresentadas nas Figuras 4.93 a 4.97, respectivamente, evidenciando a influência da coesão residual sobre a extensão da falha e o padrão de deformação plástica no método CEL.

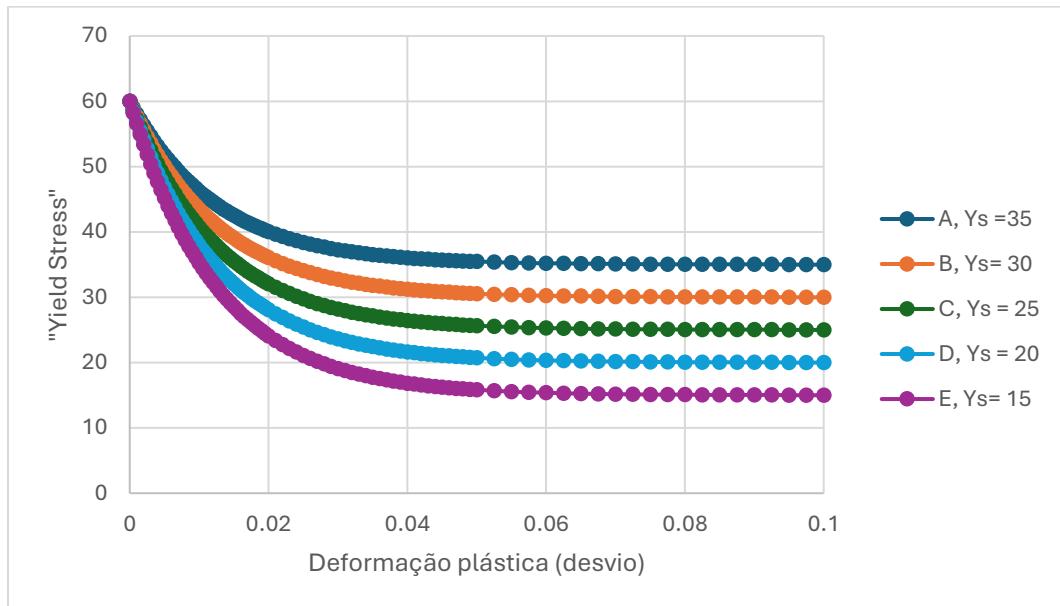


Figura 4.92. Pontos planilhados utilizados para o modelo Drucker-Prager no ABAQUS.

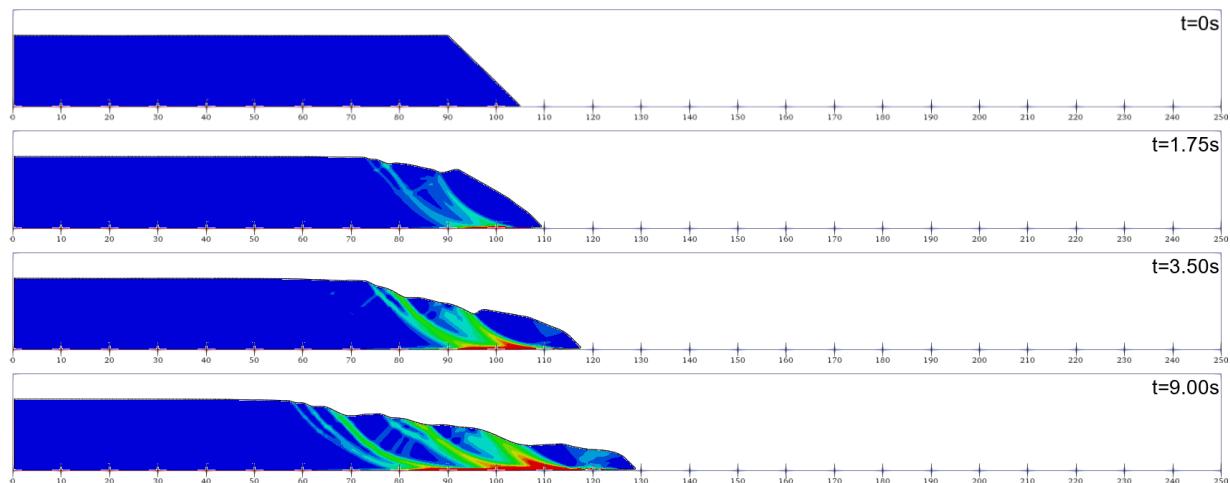


Figura 4.93. Deformação plástica (PEEQ) Material A.

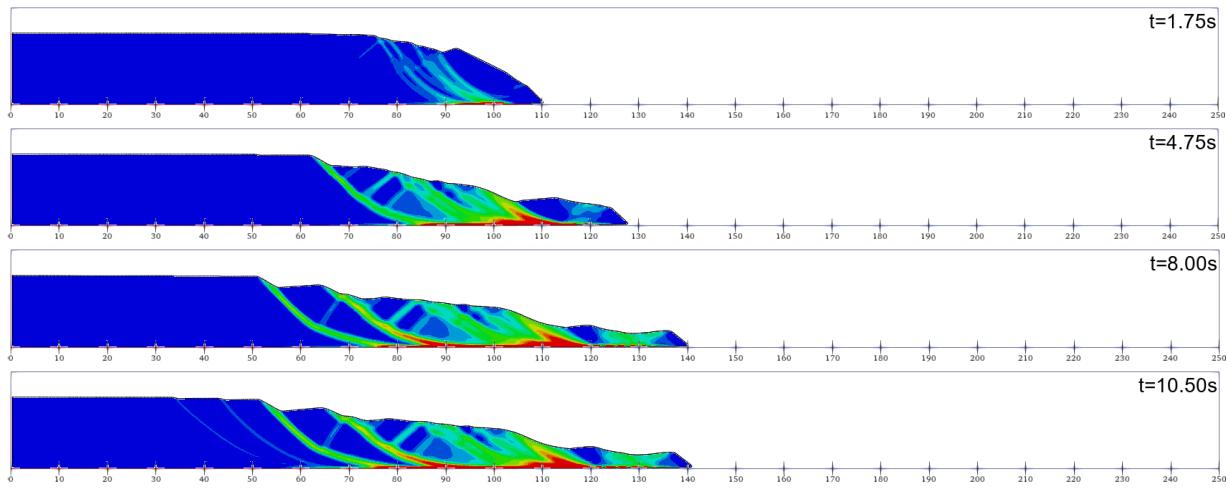


Figura 4.94. Deformação plástica (PEEQ) Material B.

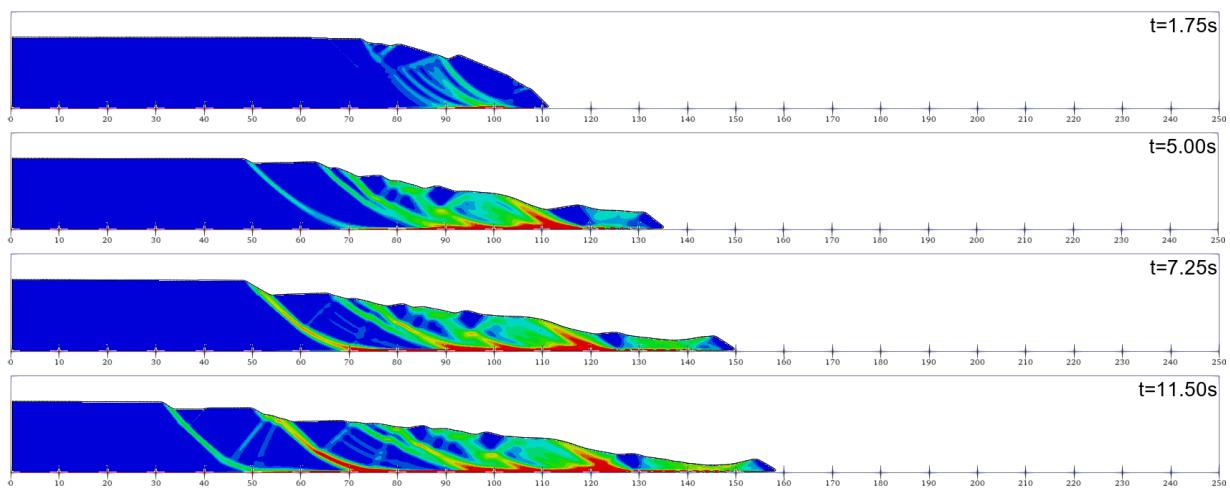


Figura 4.95. Deformação plástica (PEEQ) Material C.

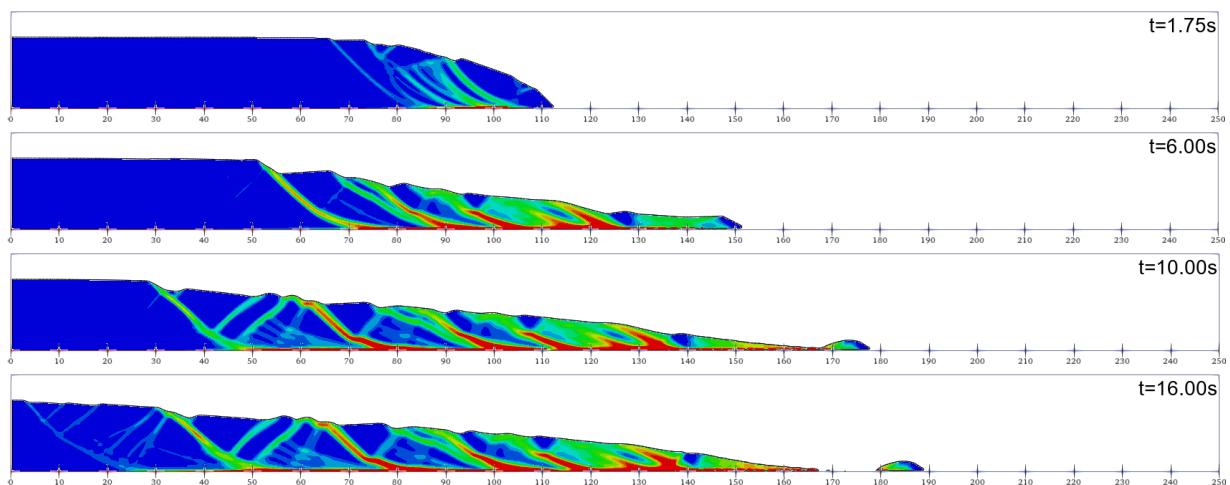


Figura 4.96. Deformação plástica (PEEQ) Material D.

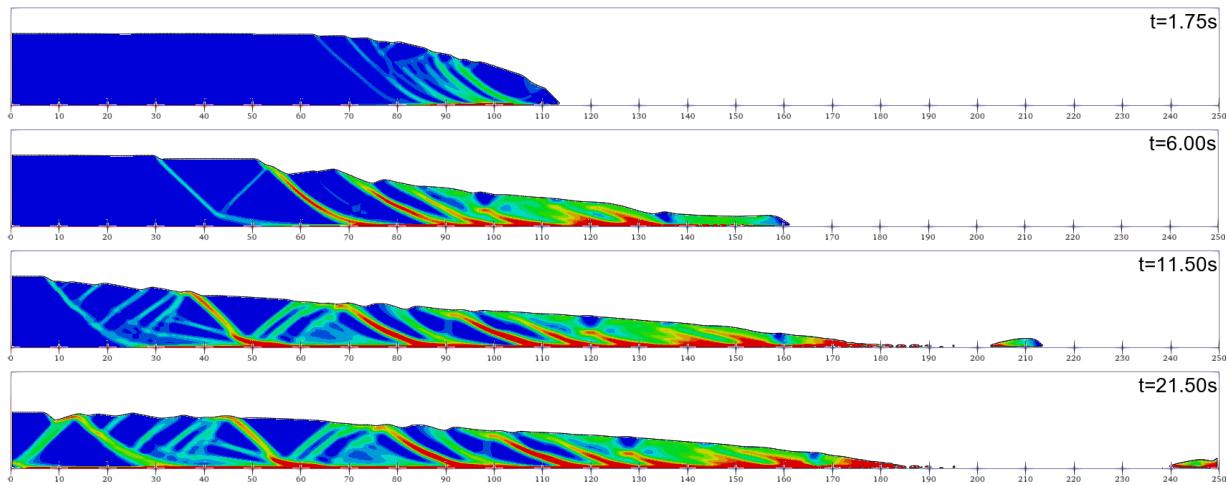


Figura 4.97. Deformação plástica (PEEQ) Material E.

Nos cinco materiais simulados com o modelo Drucker-Prager e malha refinada (0,25 m), confirmou-se a tendência observada nas demais abordagens: a redução da coesão residual aumenta as distâncias de retrogressão e de corrida. A consistência entre os métodos (MPM e CEL) e os modelos constitutivos (Mohr-Coulomb e Drucker-Prager) reforça a robustez do efeito desse parâmetro sobre o comportamento pós-ruptura. A malha refinada permitiu observar com clareza as superfícies de cisalhamento e a formação de estruturas do tipo “Horsts and Grabens”. Diferentemente dos casos com malhas mais grosseiras ou com o modelo Mohr-Coulomb, não foram identificadas zonas de plastificação sem deslocamento, indicando maior coerência física com o modelo Drucker-Prager. Para o material D, foram plotados os campos de tensão vertical (YY) e tensão de von Mises. As escalas utilizadas são apresentadas na Figura 4.98; a Figura 4.99 mostra a distribuição da tensão vertical e a Figura 4.100, o campo de von Mises, que evidencia com maior nitidez as zonas cisalhadas e o desconfinamento nas superfícies de ruptura.

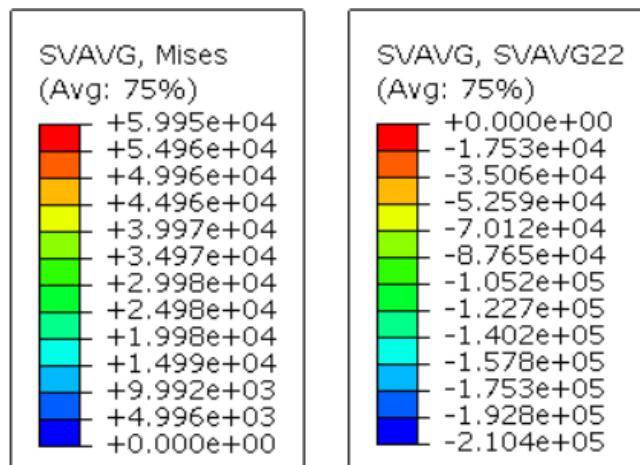


Figura 4.98. Escalas utilizadas para tensão vertical e Mises em Pascal.

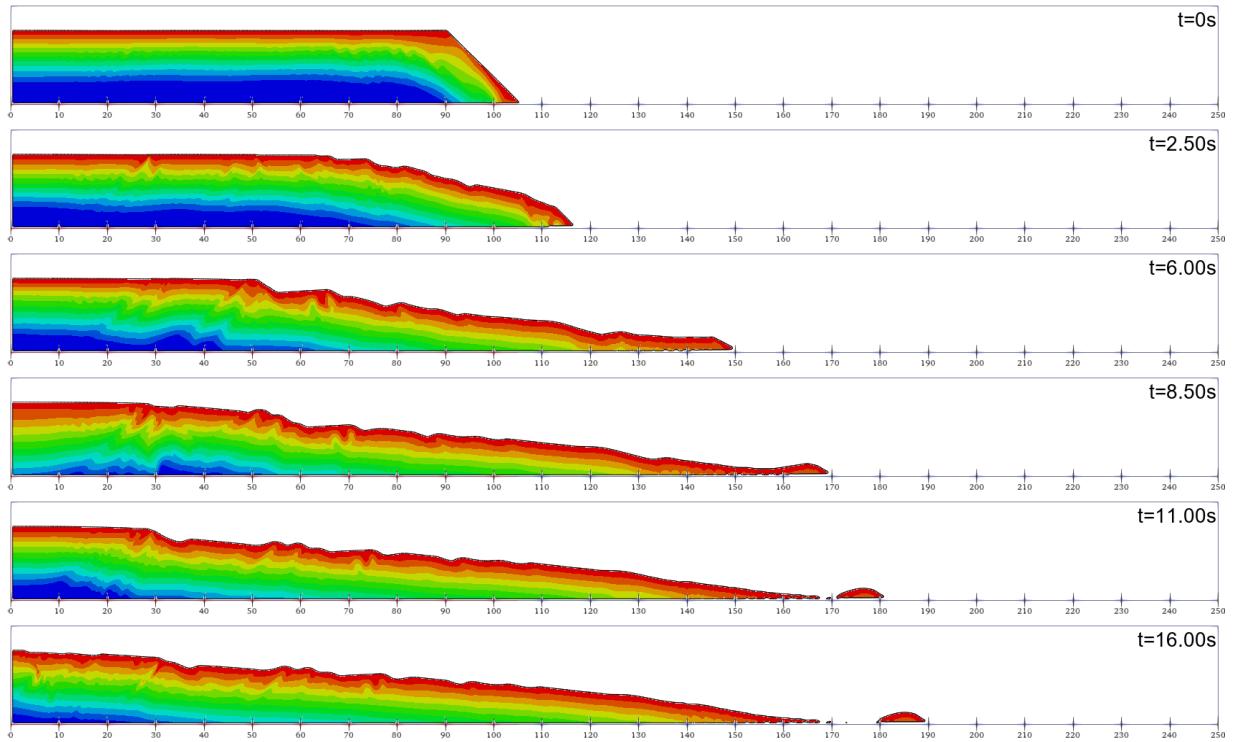


Figura 4.99. Tensão vertical (YY). Curva D.

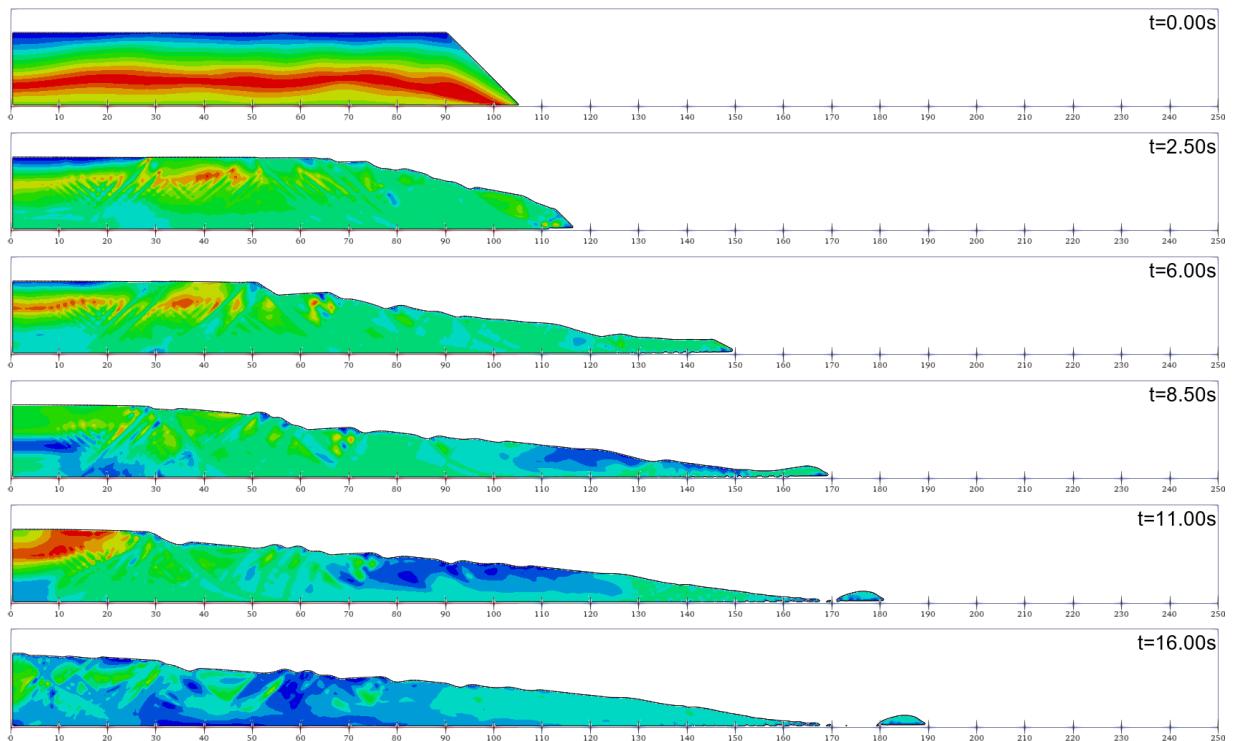


Figura 4.100. Tensão Mises. Curva D.

Enquanto a variável "Stress Magnitude" utilizada no MPM corresponde à norma do tensor de tensões $\|\sigma\| = \sqrt{\sigma_{xx}^2 + \sigma_{yy}^2 + \sigma_{zz}^2 + 2(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}$, agregando todas as componentes

normais e cisalhantes, e portanto se comportando de maneira semelhante à tensão vertical, a tensão de von Mises é uma medida que reflete a intensidade do cisalhamento atuante no material,

expressa por $\sigma_{vM} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)]}$.

Essa última métrica é mais eficaz para identificar zonas de plastificação ativa, por capturar diretamente a intensidade do cisalhamento. Esse contraste será ainda mais evidente nas seções seguintes, que exploram materiais com menor resistência residual e taxas de degradação mais suaves.

4.2.2 INFLUÊNCIA DO “SHAPE FACTOR”

Nesta etapa, buscou-se avaliar o impacto da taxa de degradação da resistência ao cisalhamento no modelo Mohr-Coulomb, utilizando a planilha de pontos baseada na mesma equação empregada no ANURA3D. Os valores simulados estão apresentados na Figura 4.101.

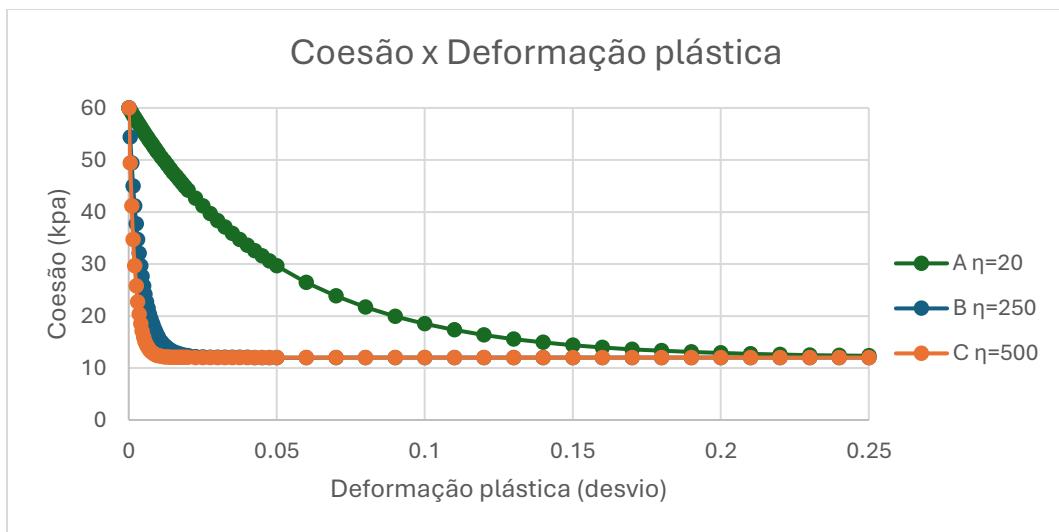


Figura 4.101. Amolecimento utilizado no ABAQUS para o Modelo Mohr-Couloumb.

A Figura 4.102 mostra o resultado do Material A ($\eta = 20$), no qual se observa a formação de uma única superfície retrogressiva. Já os Materiais B e C, representados nas Figuras 4.103 e 4.104, com $\eta = 250$ e $\eta = 500$ respectivamente, demonstram um comportamento com amplas regiões de plastificação, mesmo em regiões sem deslocamento da massa. Esse efeito decorre da degradação extremamente rápida da resistência, que leva o material a atingir valores próximos da coesão residual com pequenas deformações, agravado pela malha com elementos grandes (1 m) e pela sensibilidade da sub-rotina Mohr-Coulomb no ABAQUS a essas condições.

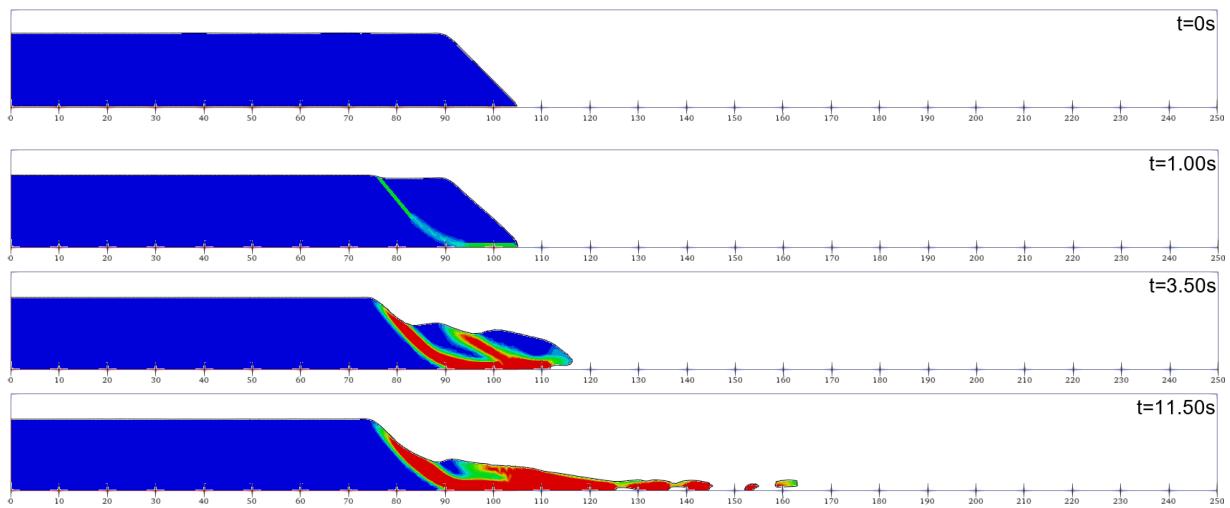


Figura 4.102. Deformação plástica (PEEQ.) Material A

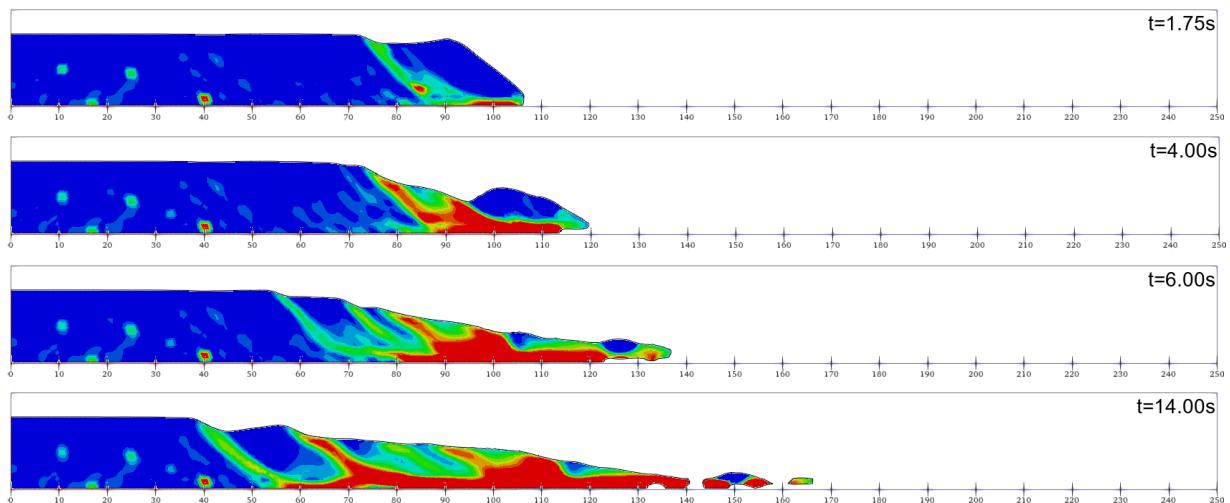


Figura 4.103. Deformação plástica (PEEQ.) Material B

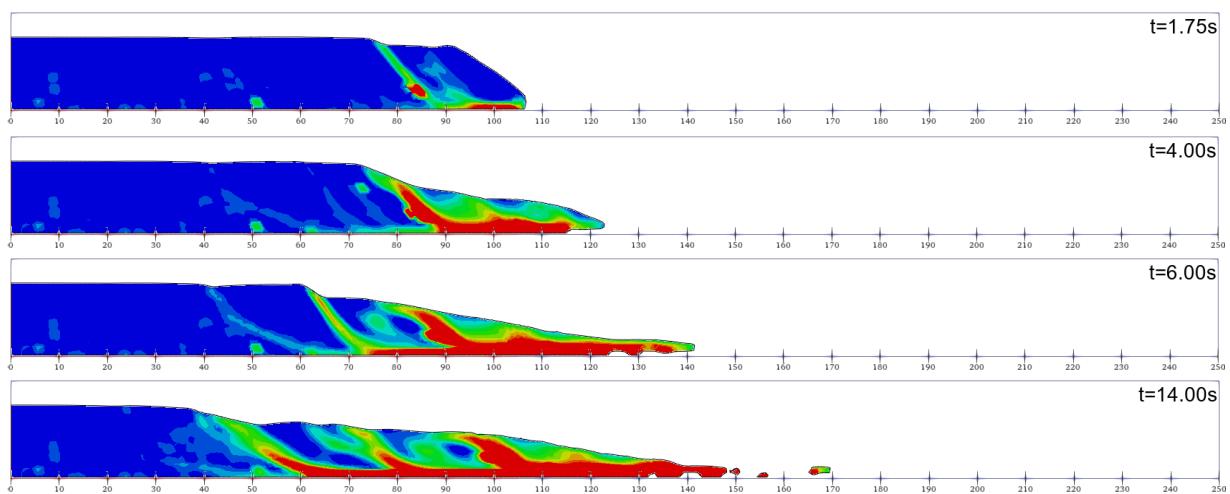


Figura 4.104. Deformação plástica (PEEQ.) Material C

Esses resultados indicam que valores de η acima de 80 produzem degradação muito rápida da resistência, gerando regiões extensas de plastificação mesmo em áreas sem deslocamento significativo. Isso reduz a sensibilidade do modelo ao shape factor, diferentemente do que foi observado no MPM, onde a transição entre mecanismos ocorreu de forma mais progressiva. Ainda assim, conclui-se que o shape factor influencia mais diretamente a distância de retrogressão do que a de corrida, com impacto limitado sobre o ângulo final do talude. A Figura 4.105 apresenta o amolecimento do material definido no modelo Drucker-Prager. As Figuras 4.106 a 4.109 mostram os campos de deformação plástica acumulada (PEEQ) para os Materiais A, B, C e D, respectivamente. Os testes com esse critério e com malha mais refinada apresentaram resposta física mais coerente, sem regiões de plastificação incompatíveis com os deslocamentos observados.

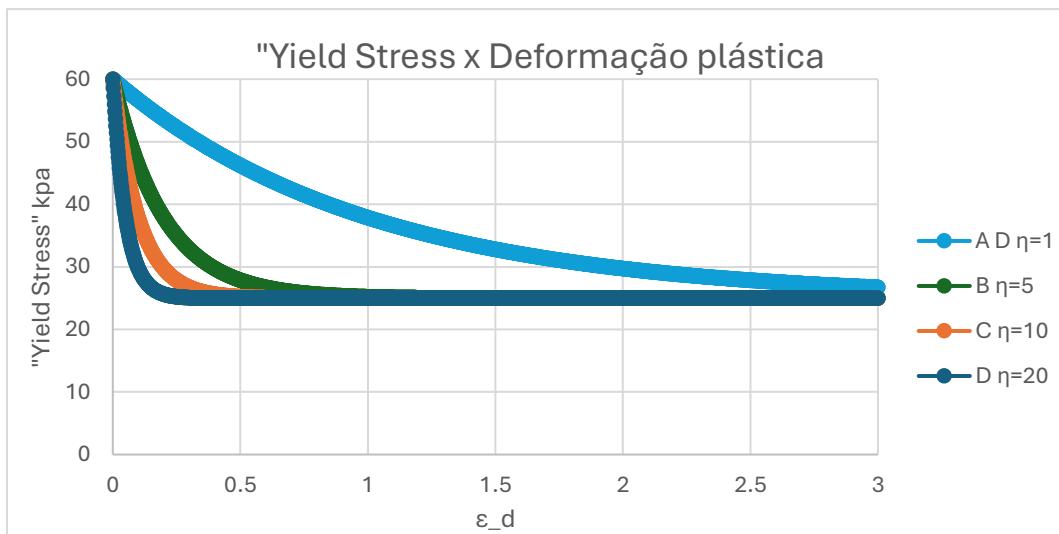


Figura 4.105. Amolecimento utilizado para o modelo Drucker-Prager nesta seção.

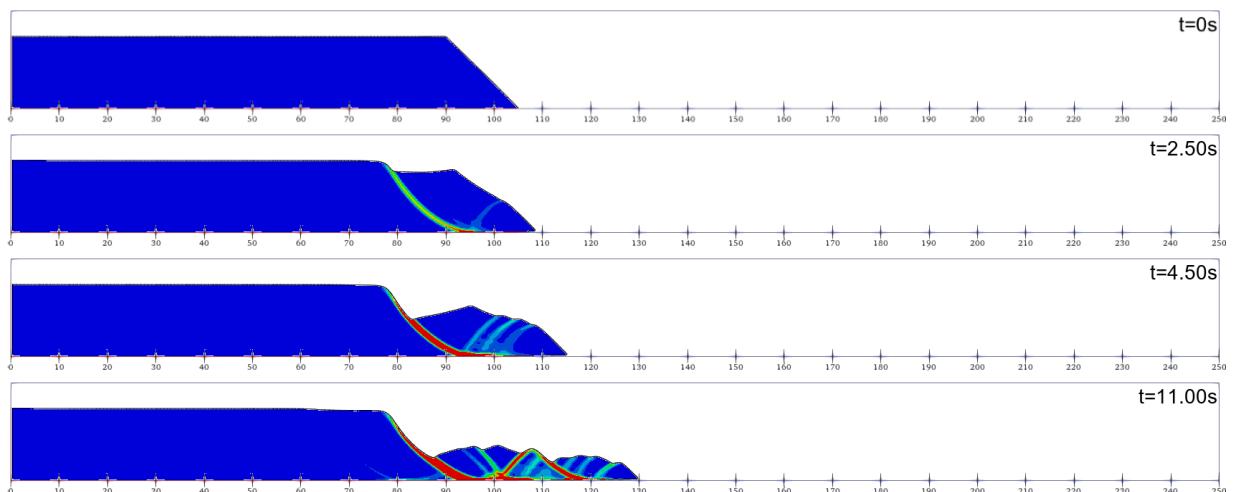


Figura 4.106. Deformação plástica (PEEQ). Material A.

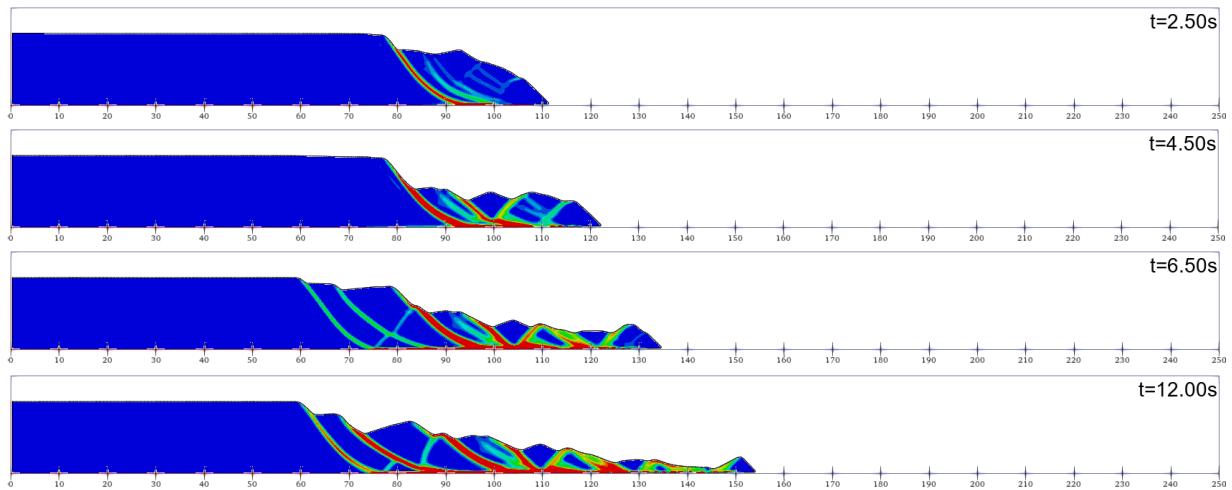


Figura 4.107. Deformação plástica (PEEQ). Material B.

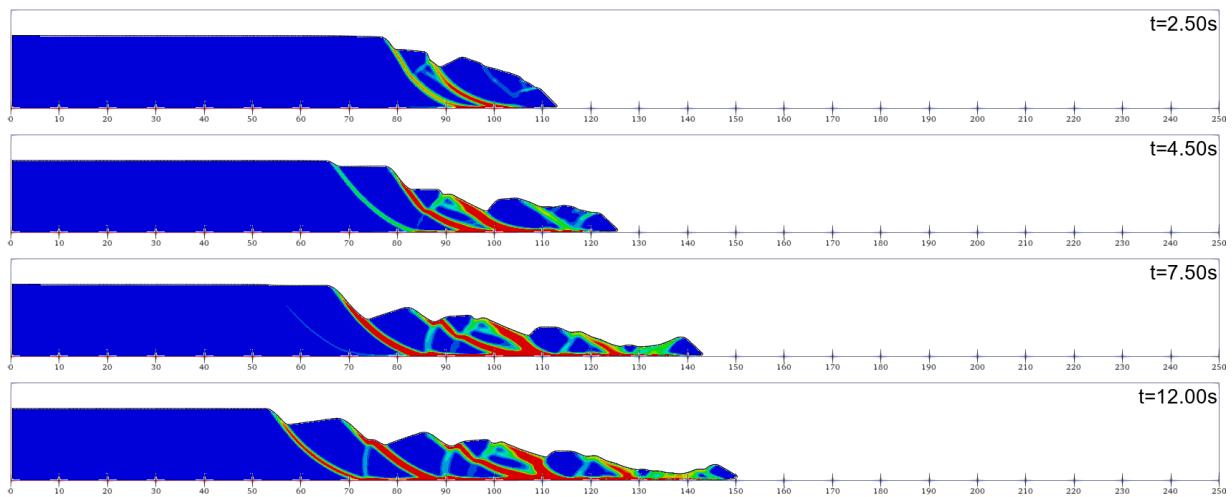


Figura 4.108. Deformação plástica (PEEQ). Material C.

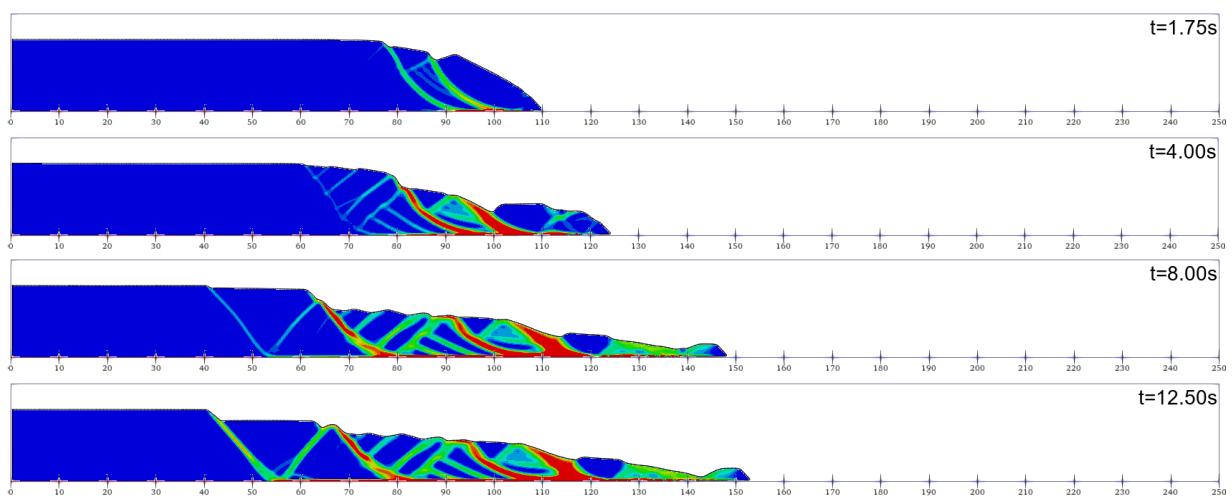


Figura 4.109. Deformação plástica (PEEQ). Material D.

4.2.3 ANÁLISE COMBINADA

Nesta subseção, foi realizada uma análise combinada variando os parâmetros de coesão de pico (c_p), coesão residual (c_r) e shape factor (η), conforme testes anteriores com o MPM. No entanto, no método CEL, observou-se maior sensibilidade à coesão de pico, especialmente com o modelo Mohr-Coulomb.

A Figura 4.110 apresenta o campo de deformação plástica (PEEQ) para os três valores de coesão de pico testados (60, 40 e 20 kPa). Verifica-se uma diferença significativa entre os valores de 60 e 40 kPa, e menor variação entre 40 e 20 kPa, nesse caso o valor de pico apresentou maior sensibilidade no CEL. E para verificar a sensibilidade do modelo no critério Mohr-Coulomb os mesmos parâmetros testados no MPM são reproduzir aqui, conforme demonstrado na Figura 4.111.

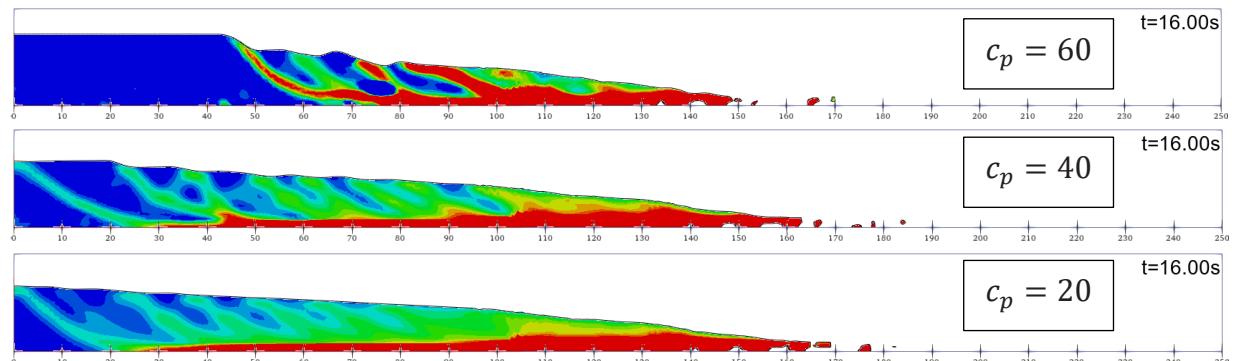


Figura 4.110. Deformação plástica (PEEQ).

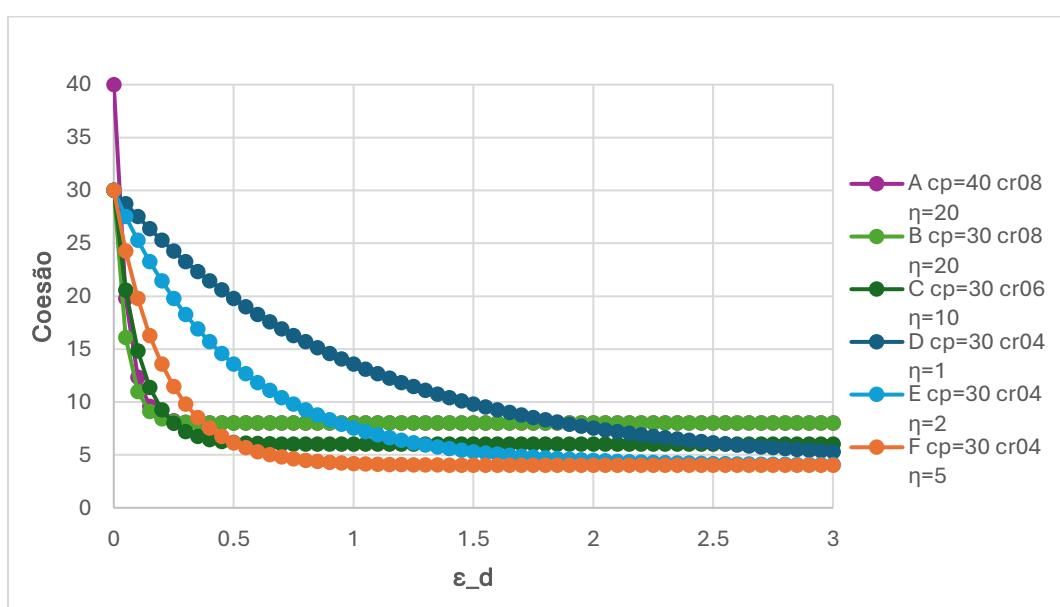


Figura 4.111. Amolecimento aplicado no Mohr-Coulomb

As Figuras 4.112 a 4.117 mostram os resultados de deformação plástica para os Materiais A a F.

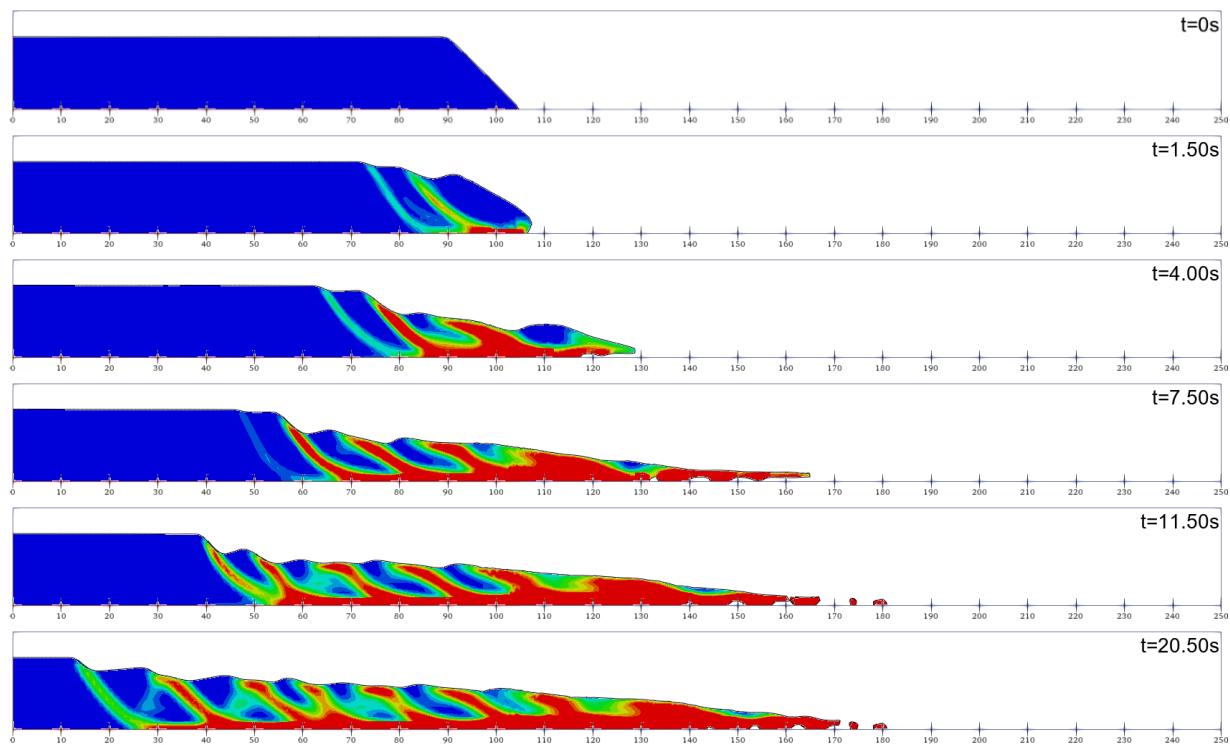


Figura 4.112. Deformação plástica (PEEQ) Material A.

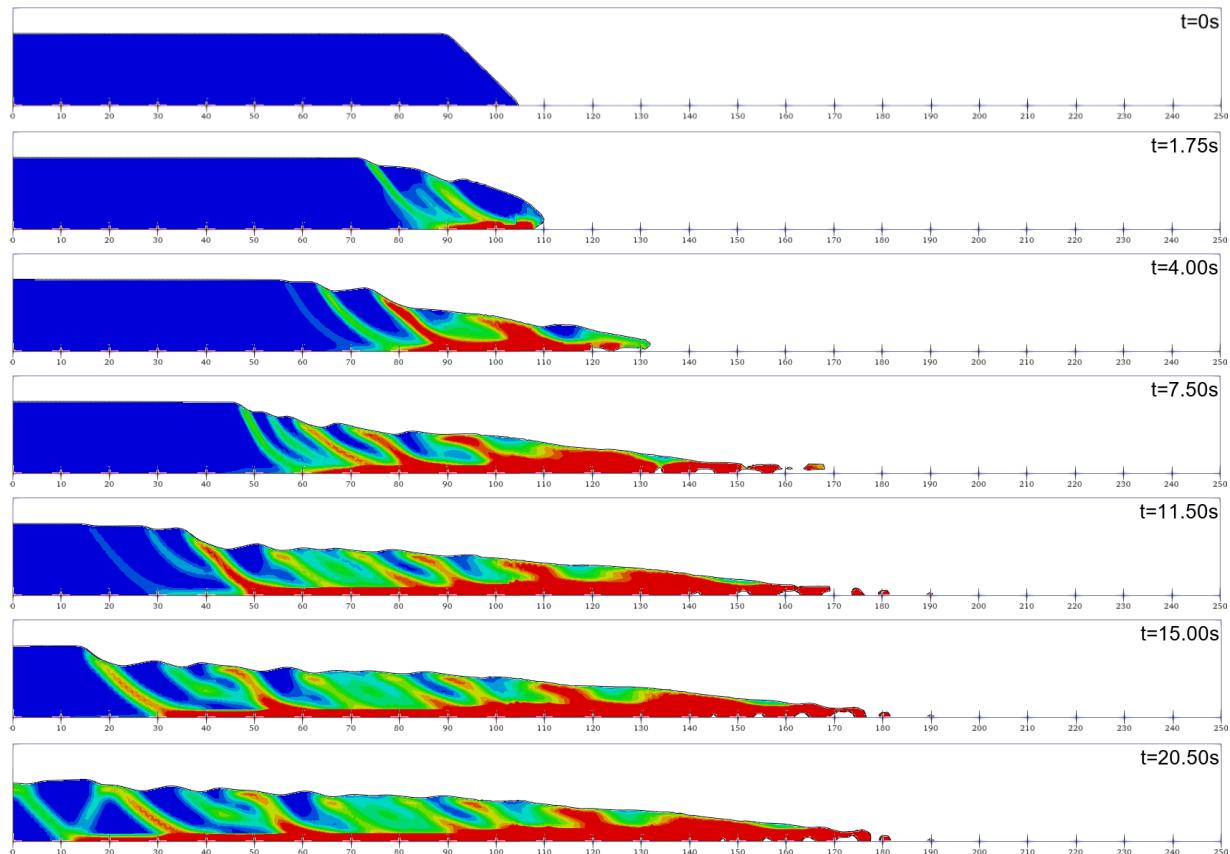


Figura 4.113. Deformação plástica (PEEQ) Material B.

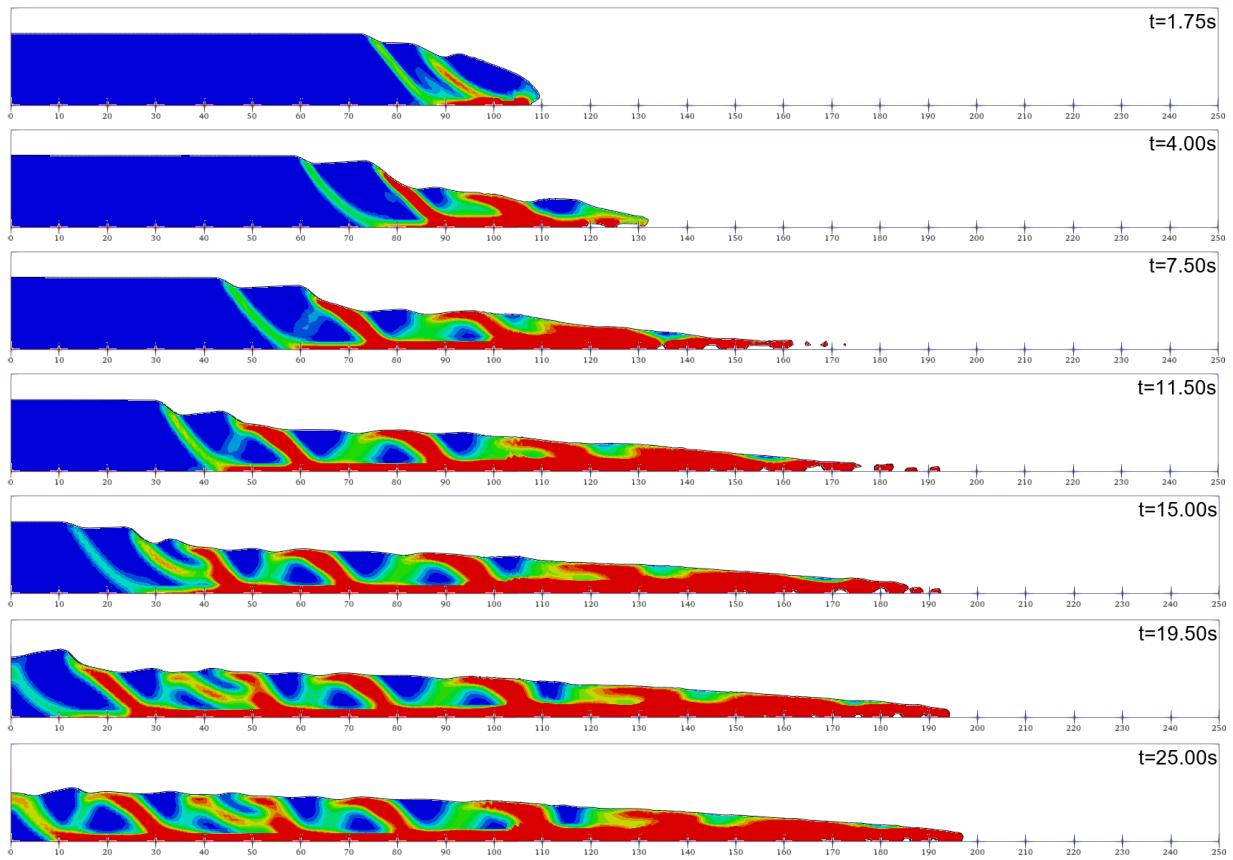


Figura 4.114. Deformação plástica (PEEQ) Material C.

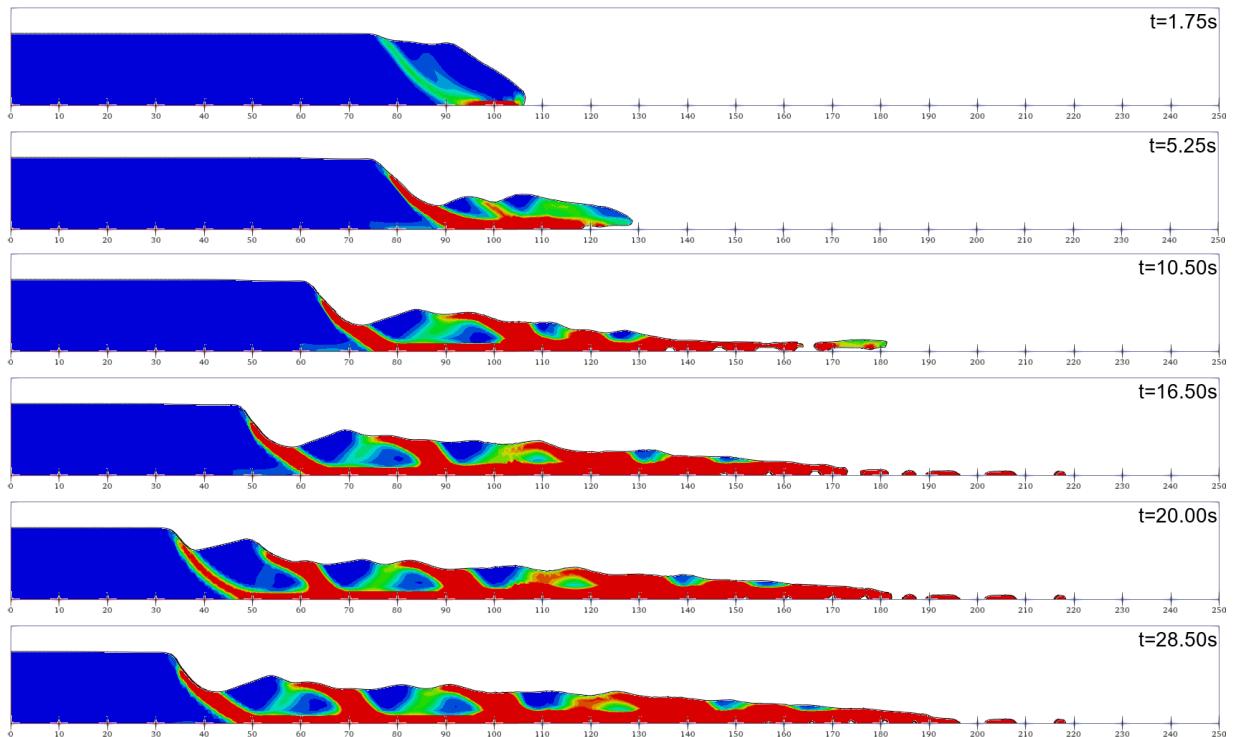


Figura 4.115. Deformação plástica (PEEQ). Material D.

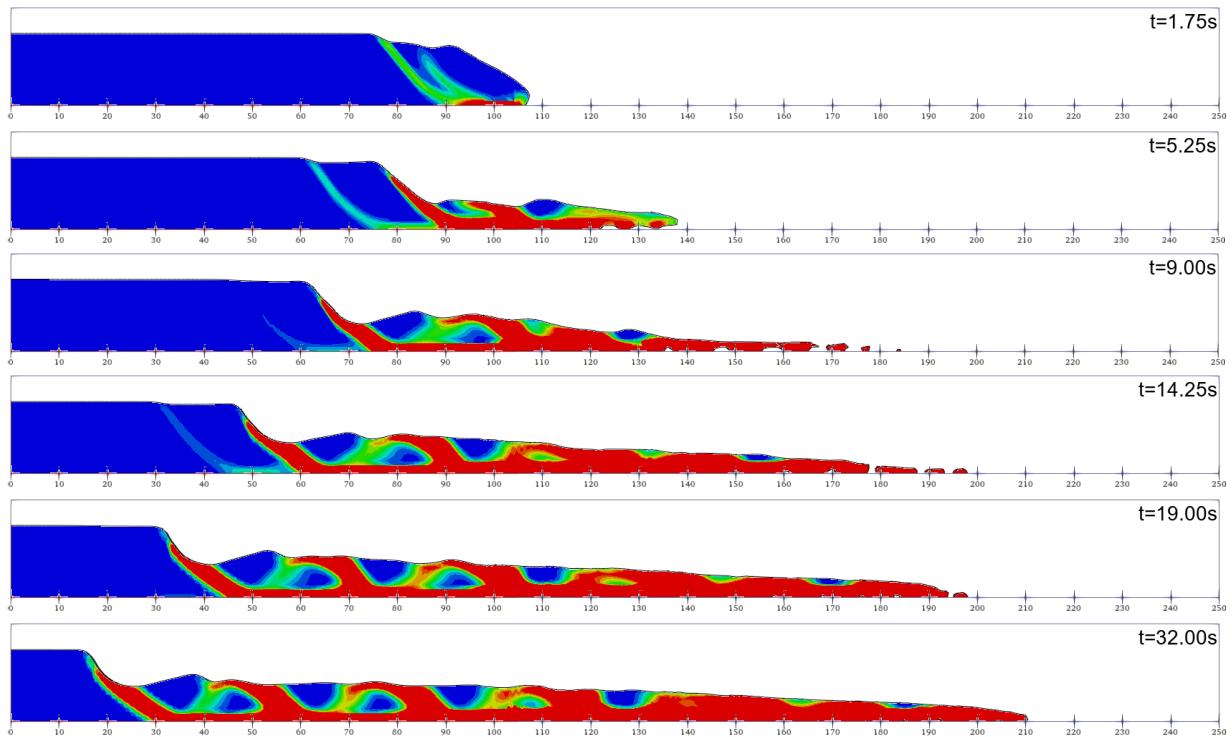


Figura 4.116. Deformação plástica (PEEQ). Material E.

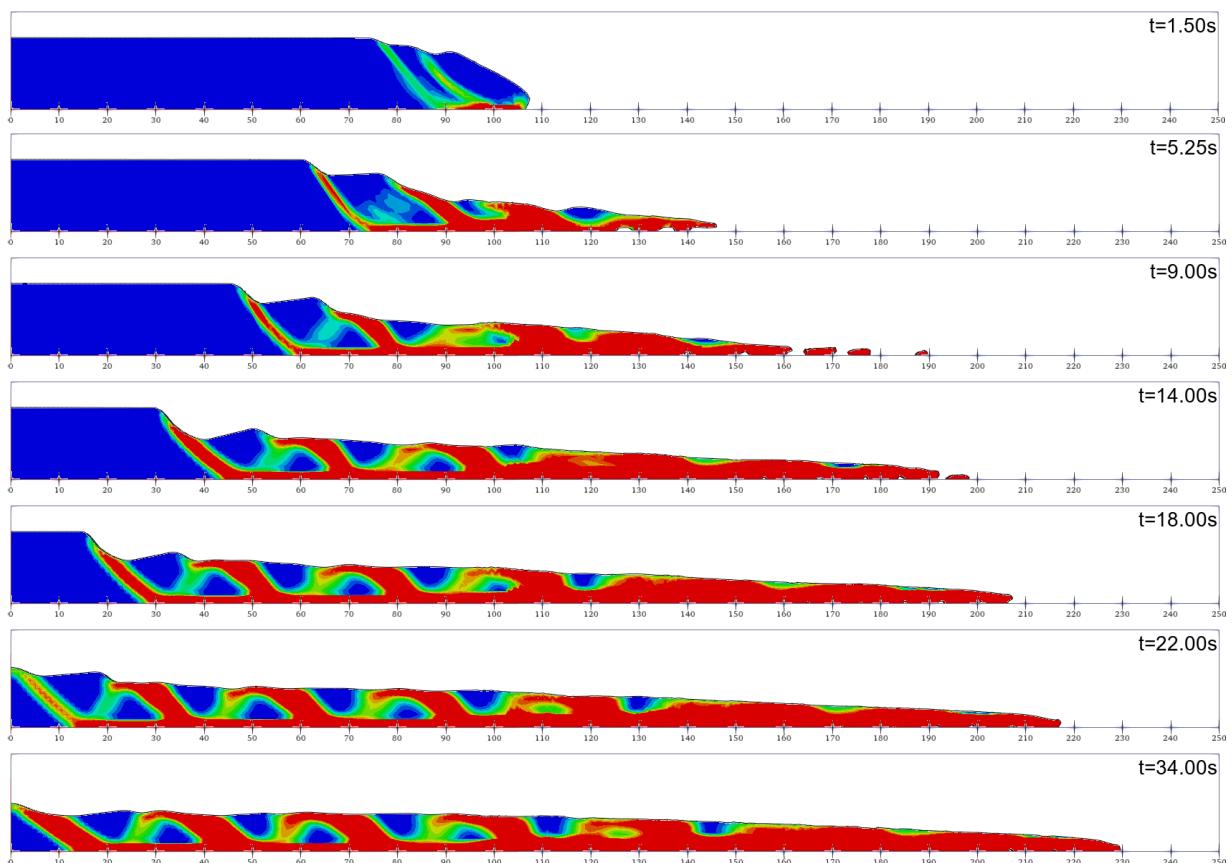


Figura 4.117. Deformação plástica (PEEQ). Material F.

A Figura 4.118 o amolecimento utilizado no modelo Drucker-Prager, Os resultados de deformação plástica para os Materiais A a E com Drucker-Prager são apresentados nas Figuras 4.119 a 4.123.

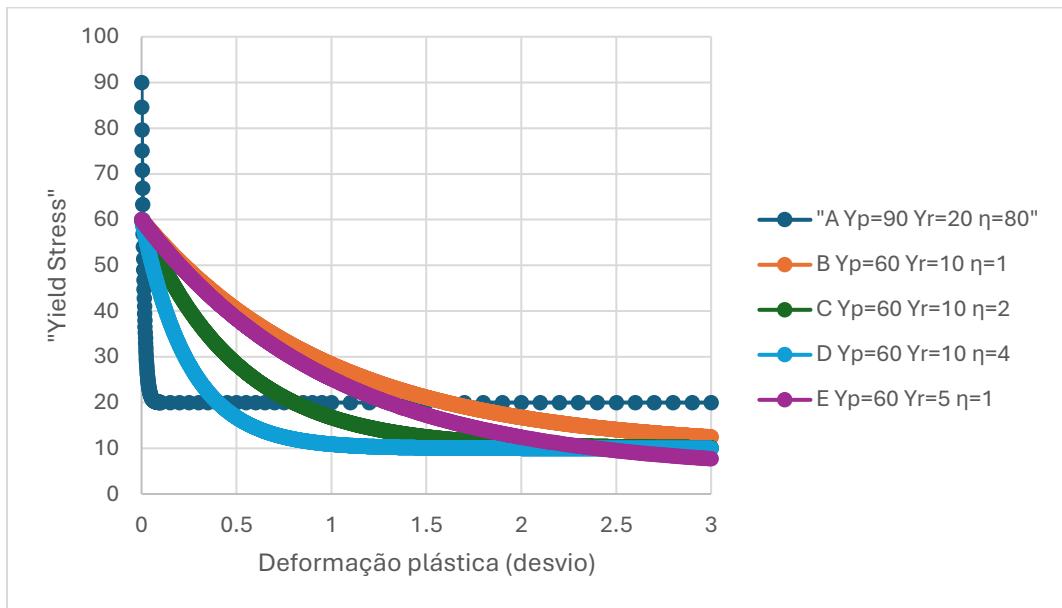


Figura 4.118. Amolecimento utilizado para o modelo Drucker-Prager no nesta seção.

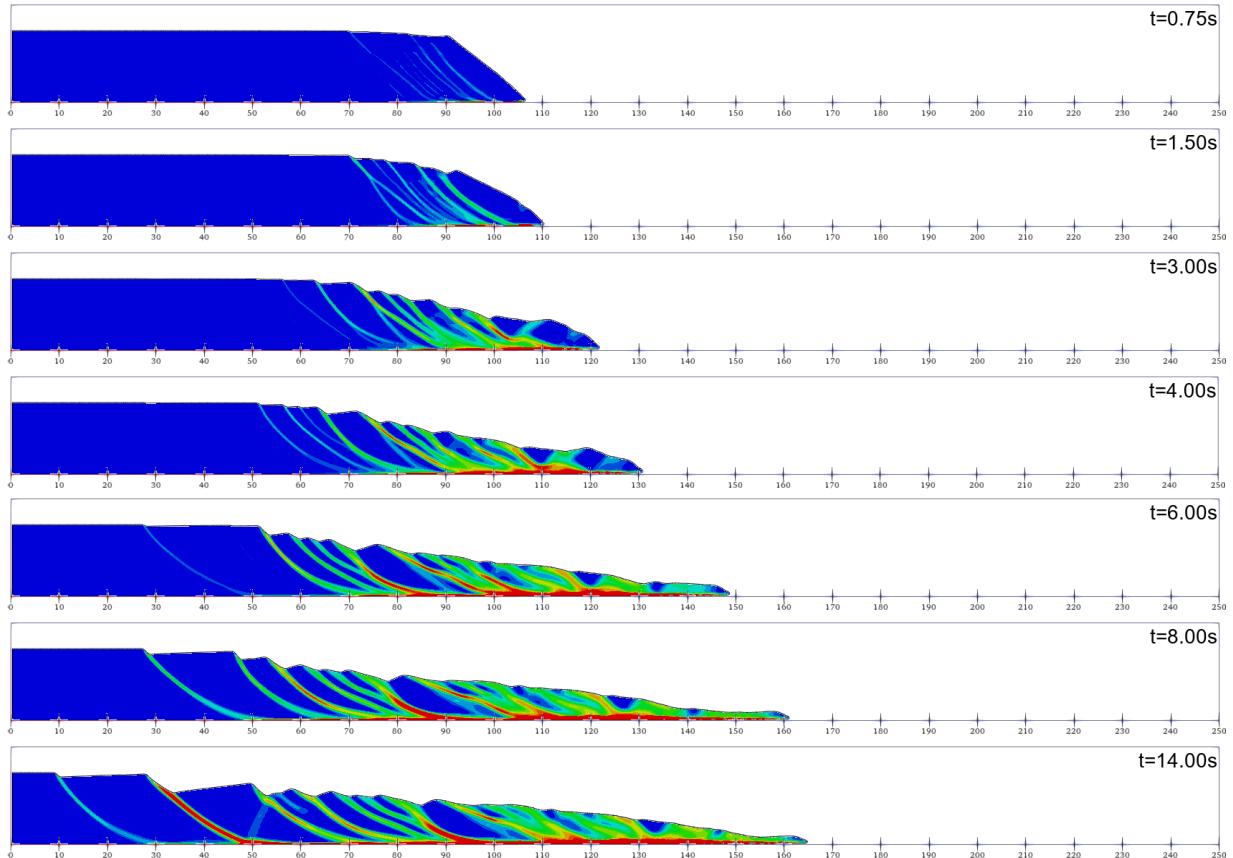


Figura 4.119. Deformação plástica (PEEQ). Material A.

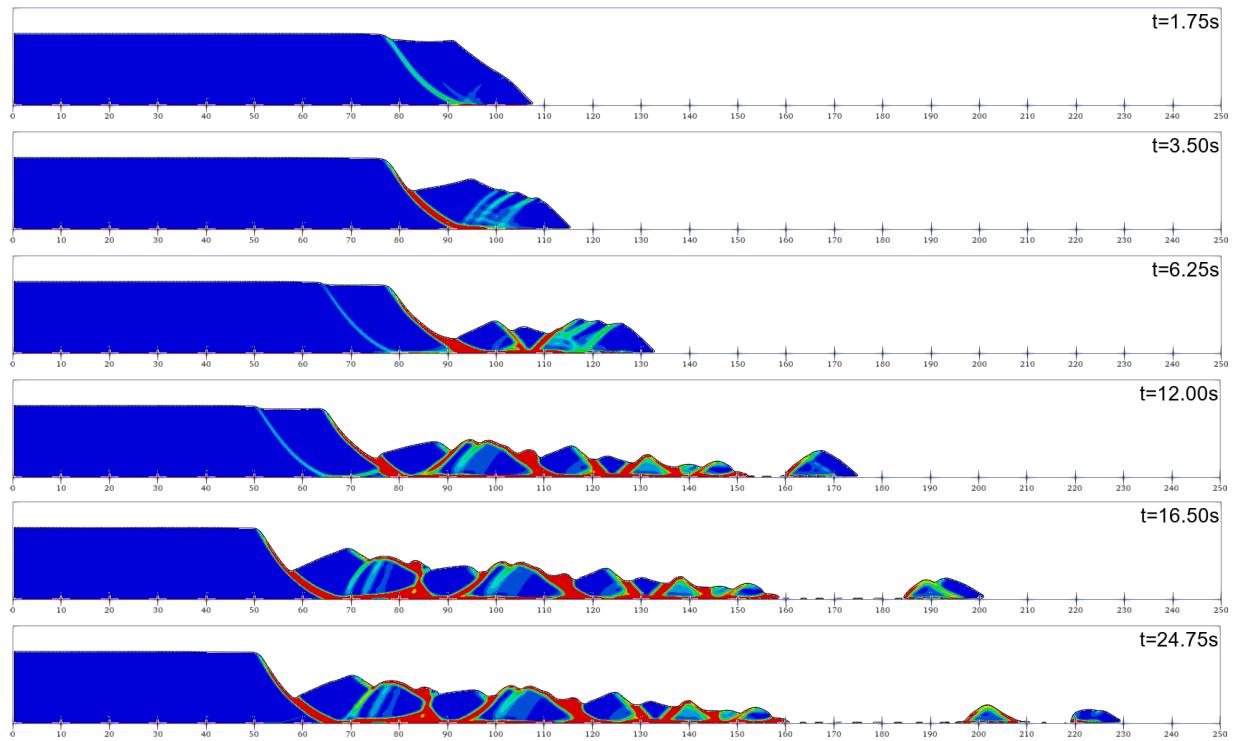


Figura 4.120. Deformação plástica (PEEQ). Material B.

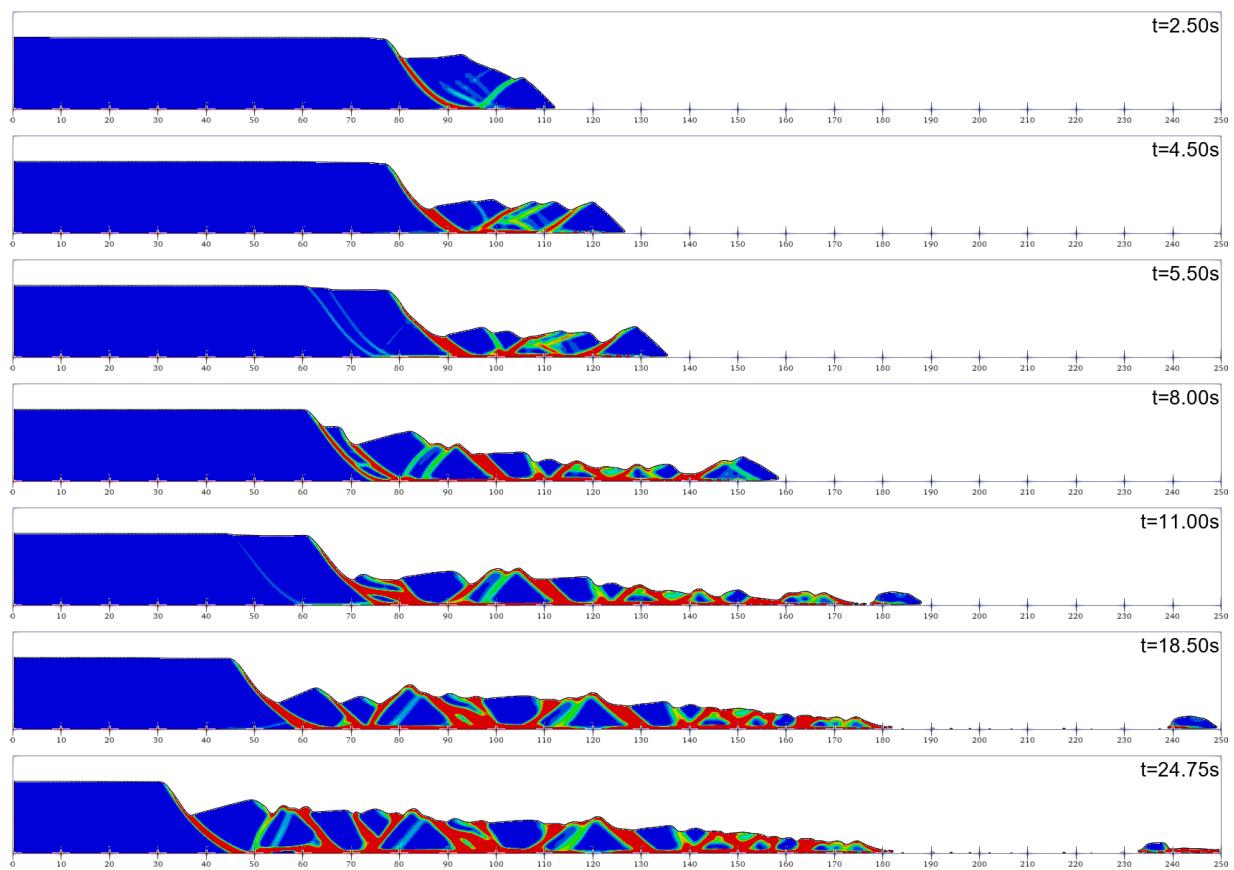


Figura 4.121. Deformação plástica (PEEQ). Material C.

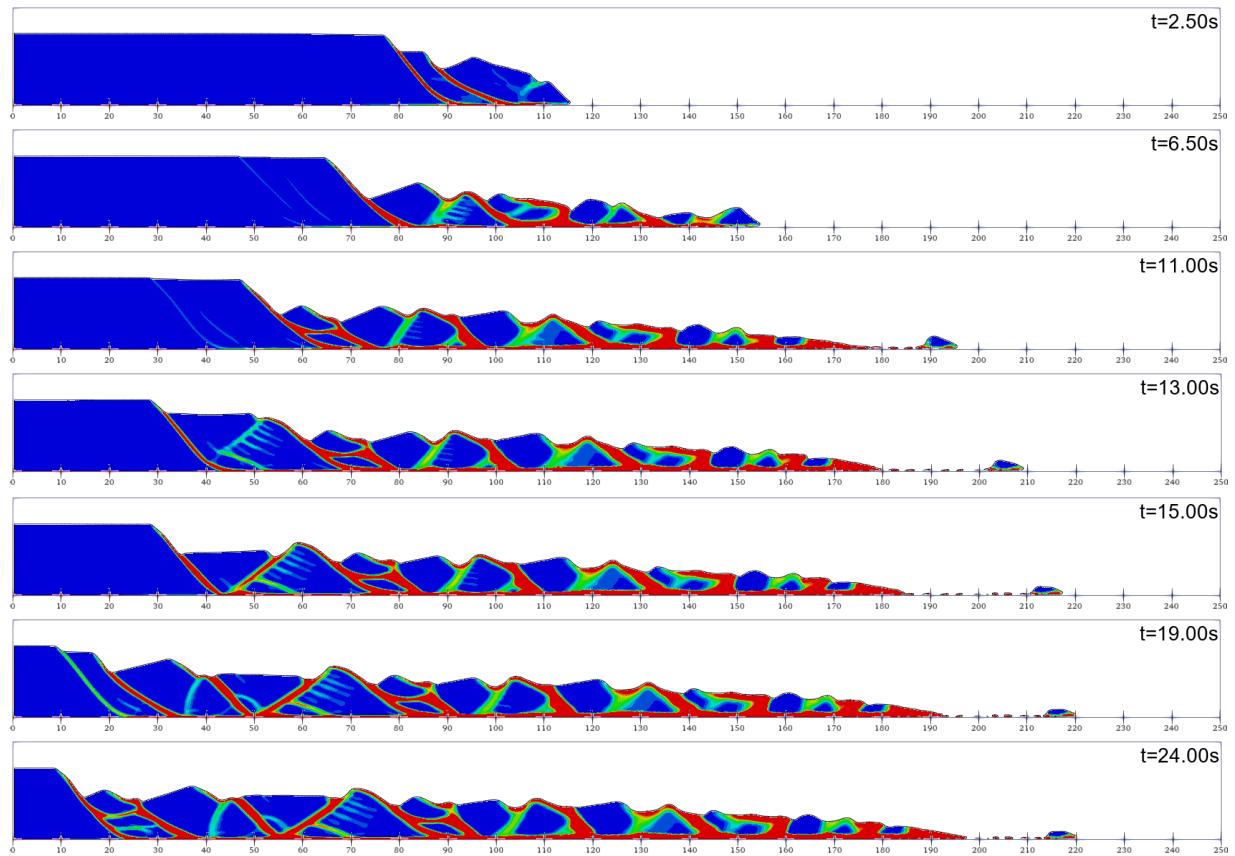


Figura 4.122. Deformação plástica (PEEQ). Material D.

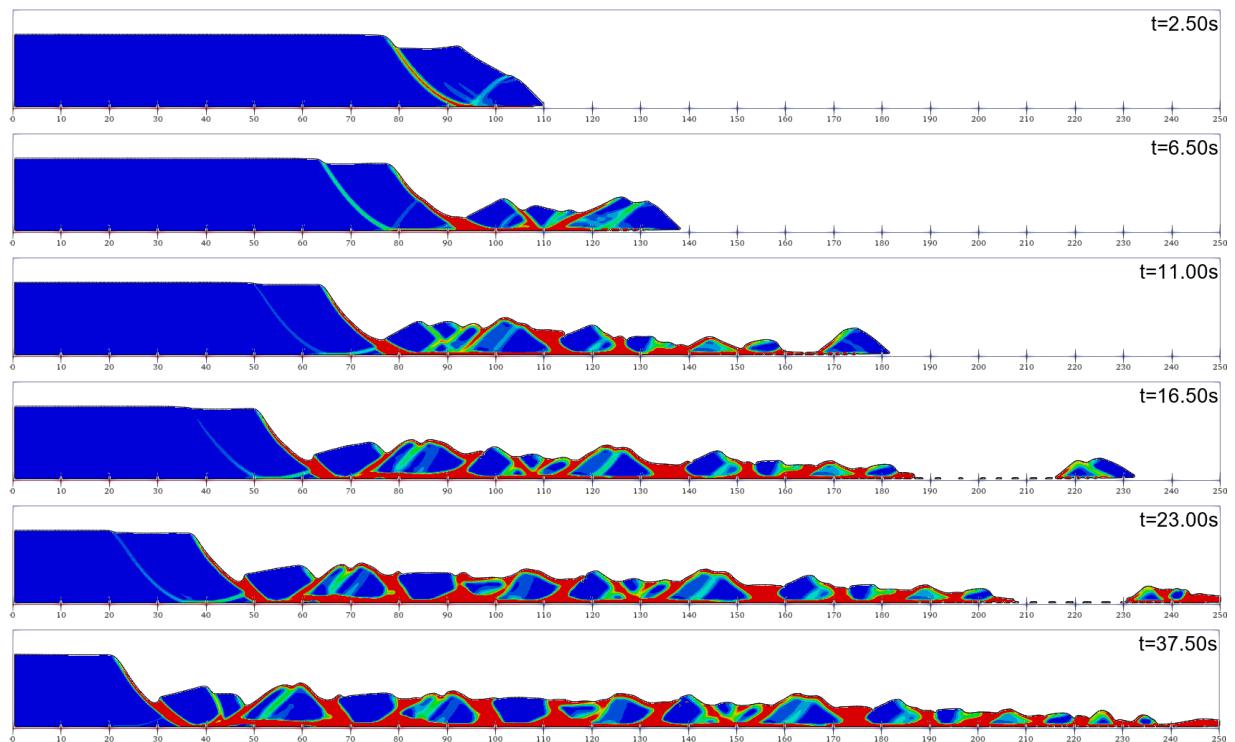


Figura 4.123. Deformação plástica (PEEQ). Material E.

Para complementar a análise, foram plotados os campos de tensão de von Mises para os Materiais D e E (Drucker-Prager), utilizando a escala apresentada na Figura 4.124. As distribuições de tensão são mostradas nas Figuras 4.125 e 4.126.

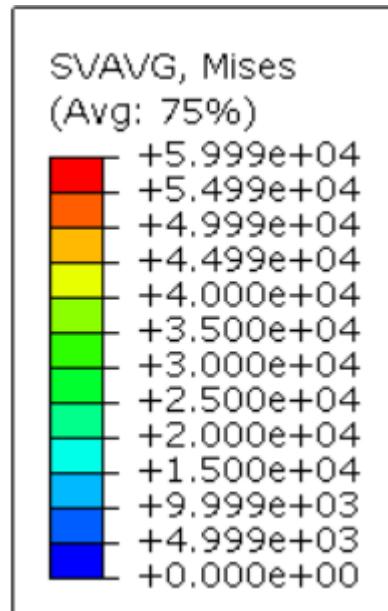


Figura 4.124. Escala de von Mises utilizada.

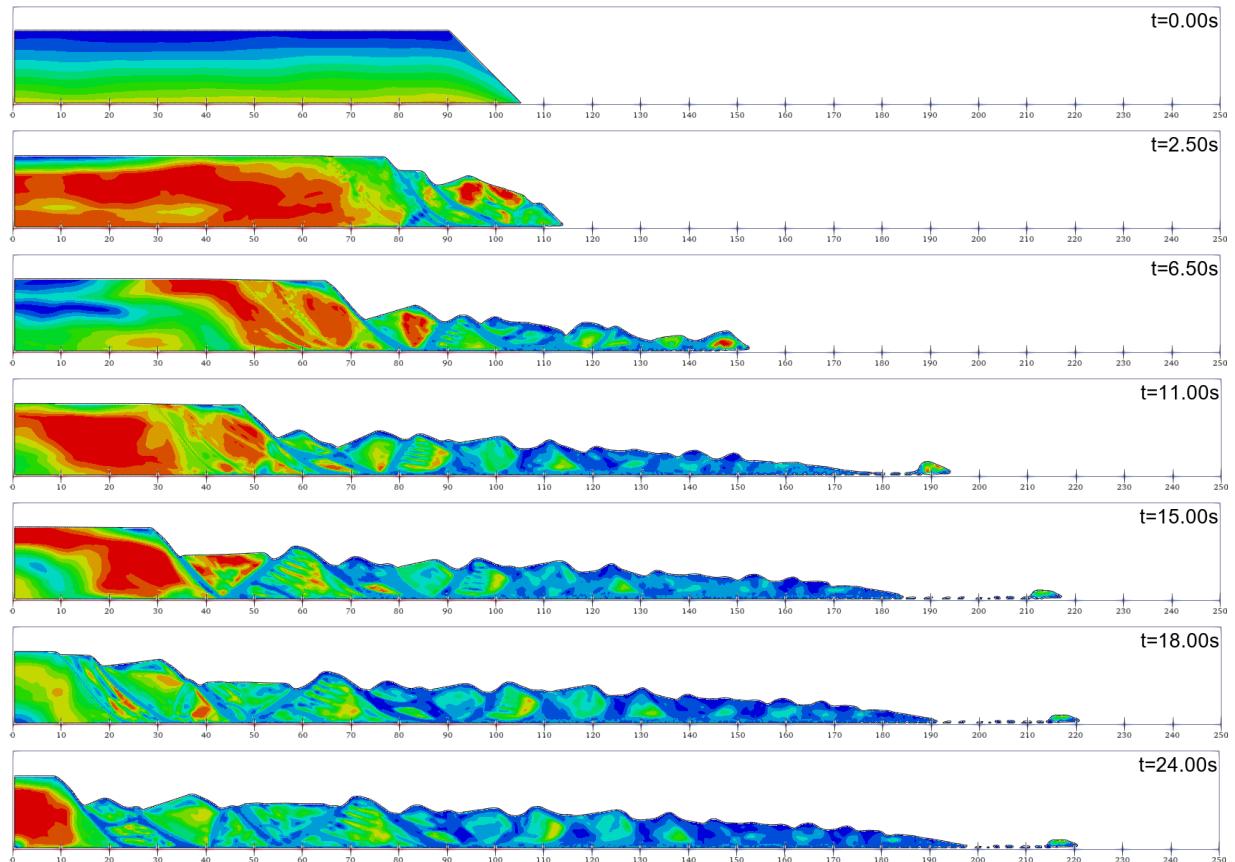


Figura 4.125. von Mises. Material D.

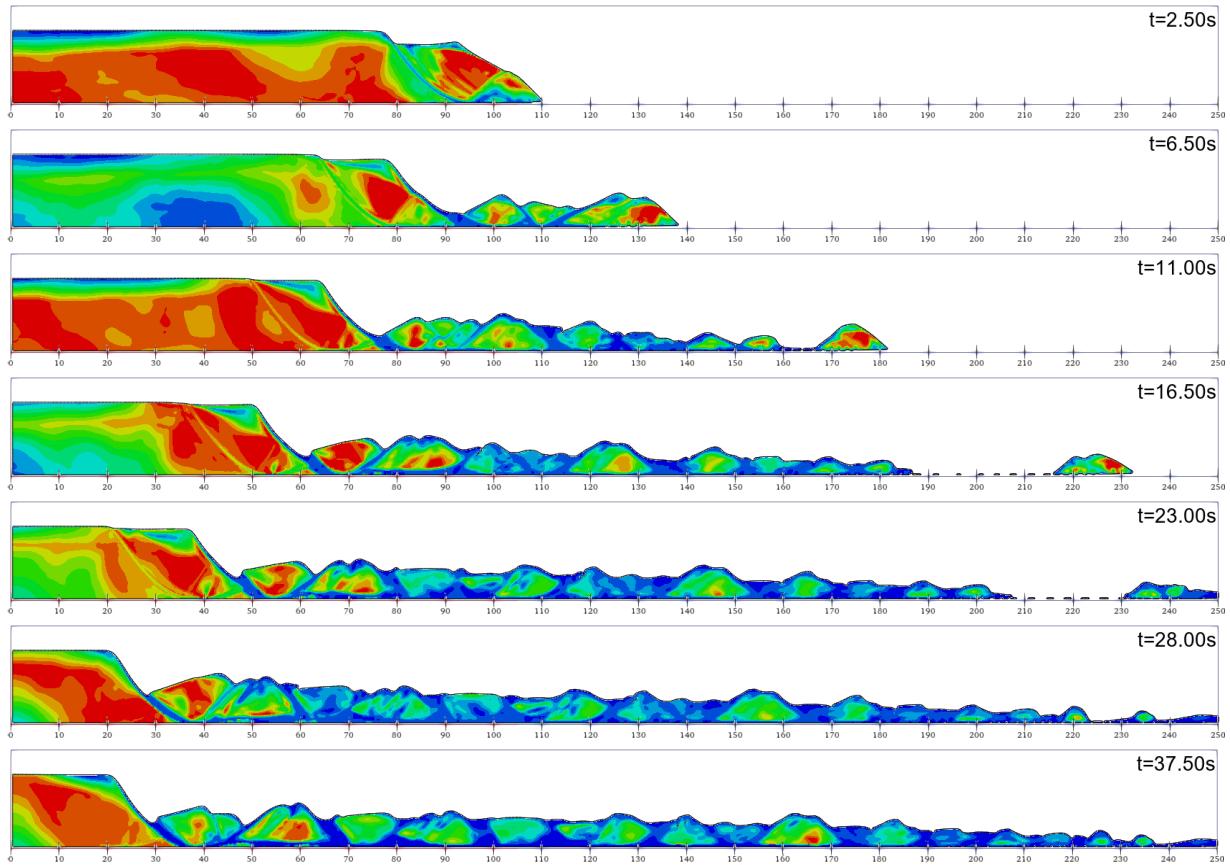


Figura 4.126. von Mises. Material E.

Os resultados desta seção confirmam a tendência observada anteriormente com o MPM (Seção 4.1.3), evidenciando que a combinação entre coesão de pico, coesão residual e taxa de degradação é determinante para o desenvolvimento das rupturas. No entanto, no contexto do CEL, especialmente com o modelo Mohr-Coulomb, a coesão de pico exerceu influência mais pronunciada sobre a propagação das falhas e os padrões de plastificação.

A análise dos campos de tensão de von Mises (Figuras 4.125 e 4.126) para esta seção, demonstra o desconfinamento das regiões cisalhadas evidenciando o desconfinamento localizado e a extensão das zonas plastificadas em função da degradação progressiva da resistência de forma mais clara que no caso em que a degradação é mais rápida (Figura 4.100)

Por fim, enquanto os resultados anteriores (Seção 4.2.1) com Mohr-Coulomb apresentavam comportamento mais rígido, comparável à formulação acoplada do MPM, os casos analisados nesta seção demonstraram maior deformabilidade, mais próximos da resposta observada na formulação não drenada, em contrapartida degradações mais suaves de resistência não apresentaram regiões de plastificação intensa incoerentes fisicamente como na seção 4.2.1.

4.2.4 INFLUÊNCIA DA DENSIDADE, MALHA E CUSTO COMPUTACIONAL

A densidade é um dos parâmetros que mais influenciam o comportamento dinâmico das simulações no método CEL, especialmente por não haver representação explícita de porosidade ou fluido. Diferentemente do MPM, onde a densidade do sólido impacta apenas parcialmente a massa total (considerando a presença de poropressão), no CEL a densidade define diretamente a massa do material, afetando deslocamentos, energia cinética e a progressão da ruptura.

Como citado anteriormente foi adotada uma densidade a partir da média ponderada, conforme a expressão apresentada na seção 3.2, dada por: $m = V[(1 - n)\rho_S + n\rho_L]$. A densidade efetiva utilizada nos modelos principais foi de 1440 kg/m^3 , correspondendo a uma porosidade de 0,55, com valores típicos de 2000 kg/m^3 para o sólido e 981 kg/m^3 para o fluido. Ainda assim, foram testados valores de 1000, 1200, 1700 e 2000 kg/m^3 para avaliar a sensibilidade do modelo a esse parâmetro. A literatura corrobora a escolha desses intervalos. Por exemplo, no estudo de Qiu et al. (2011), foi utilizado um peso específico de $24,6 \text{ kN/m}^3$ (aproximadamente 2500 kg/m^3) para um material granular do tipo cascalho-areia, mas a simulação não precisava considerar poro pressões e esses materiais normalmente têm maior densidade. Em modelos submarinos com argilas sensíveis, como os utilizados por Dutta et al. (2015), a unidade de peso submerso adotada foi de $6,5 \text{ kN/m}^3$ (cerca de 660 kg/m^3), refletindo condições saturadas e menor densidade. Já no estudo de Kim et al. (2022), foi utilizado um peso específico total de até 14 kN/m^3 (aproximadamente 1400 kg/m^3), considerando o efeito da pressão total em solos saturados.

Esses valores evidenciam a ampla faixa de densidades efetivas plausíveis para solos submarinos em simulações CEL, especialmente quando se busca compensar a ausência de representação explícita da poropressão. Dessa forma, os valores testados nesta seção foram definidos para cobrir adequadamente o espectro de condições esperadas em taludes argilosos saturados, garantindo representatividade física e coerência com os parâmetros adotados em estudos similares. Os resultados obtidos nos testes a seguir ilustram a sensibilidade do modelo à densidade adotada, permitindo uma avaliação mais robusta dos efeitos dinâmicos associados à massa do sistema simulado.

As simulações utilizaram o Material D da Seção 4.2.2 com o modelo Drucker-Prager, variando exclusivamente a densidade. As Figuras 4.127 a 4.130 mostram os resultados obtidos para densidades de 1000, 1200, 1700 e 2000 kg/m^3 , respectivamente.

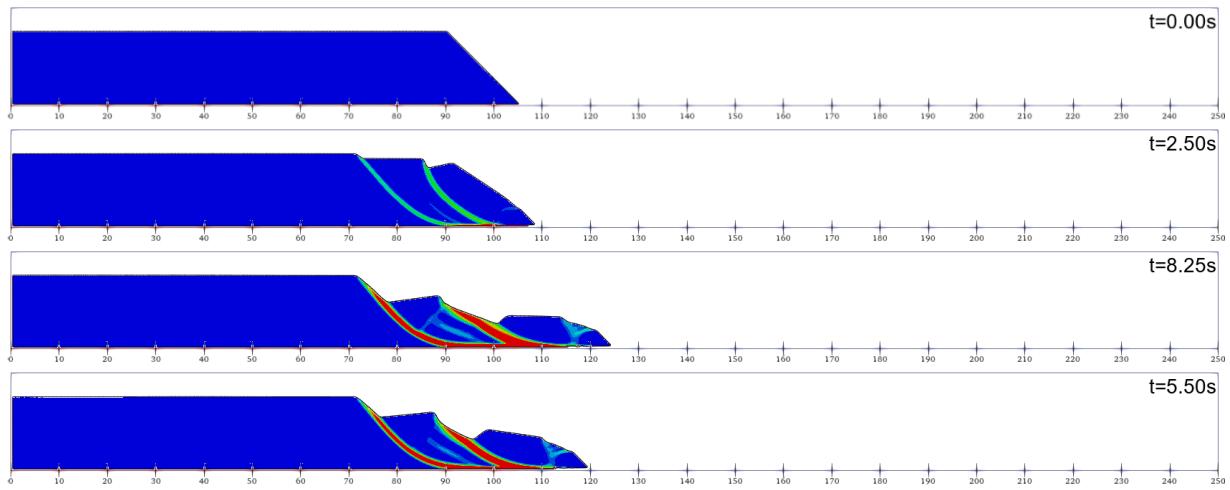


Figura 4.127. Deformação plástica (PEEQ), densidade de 1000.

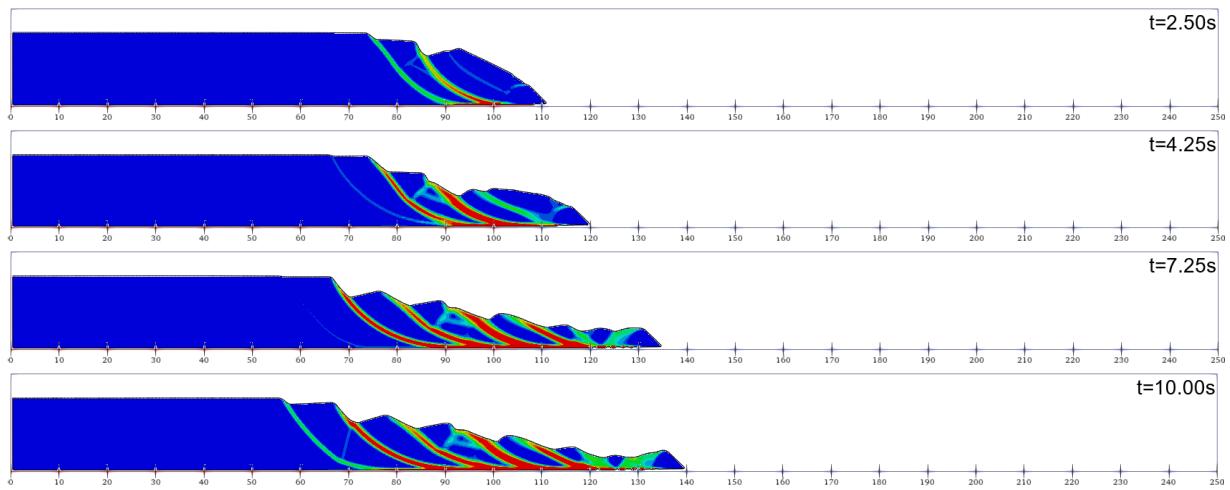


Figura 4.128. Deformação plástica (PEEQ), densidade de 1200.

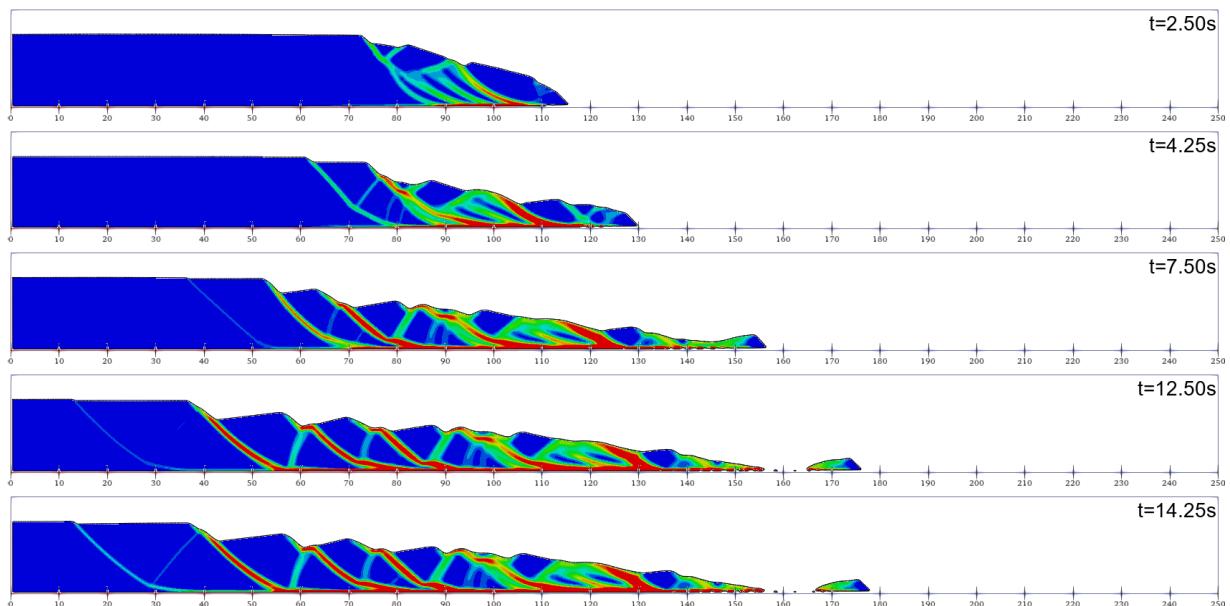


Figura 4.129. Deformação plástica (PEEQ), densidade de 1700.

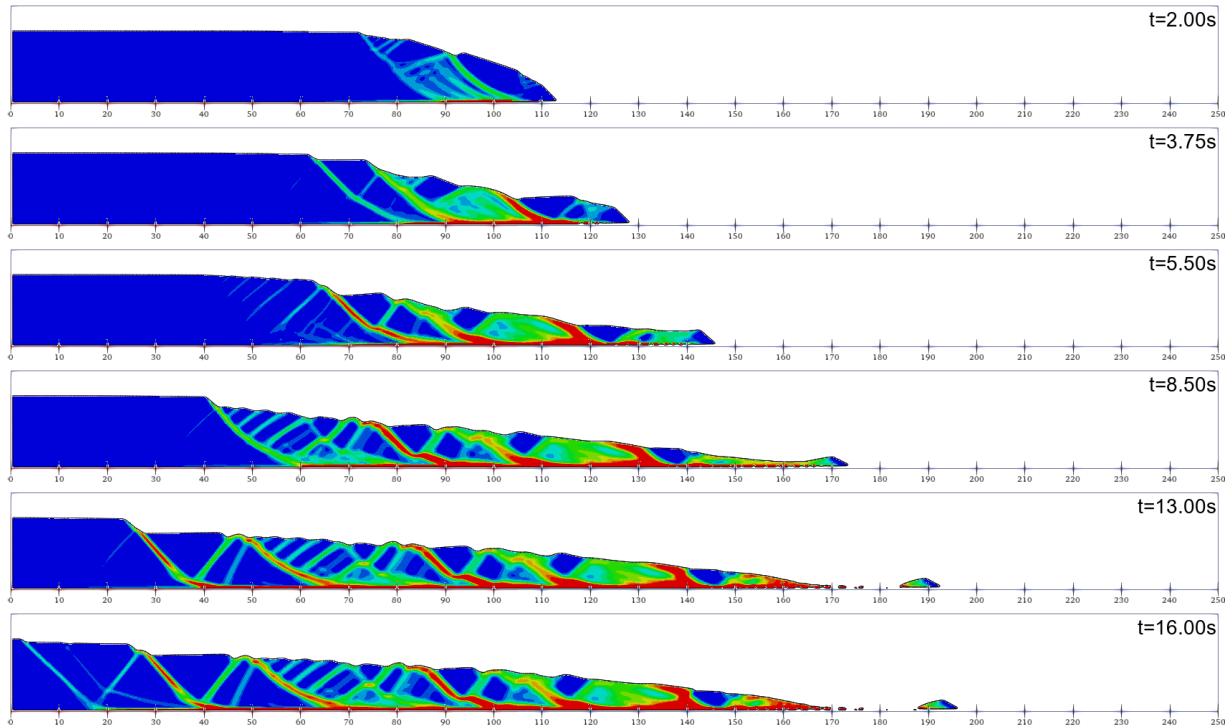


Figura 4.130. Deformação plástica (PEEQ), densidade de 2000.

Nesta etapa, foi avaliada a influência da discretização da malha sobre o desempenho computacional e os resultados obtidos com o método CEL, utilizando o modelo Drucker-Prager e os parâmetros da Curva D da Seção 4.2.2. Foram testadas quatro malhas bidimensionais com tamanhos de elemento de 1,0 m, 0,75 m, 0,5 m e 0,25 m. Os campos de deformação plástica (PEEQ) dessas simulações são apresentados nas Figuras 4.131 a 4.134, respectivamente, sendo a Figura 4.134 uma composição comparativa das quatro malhas.

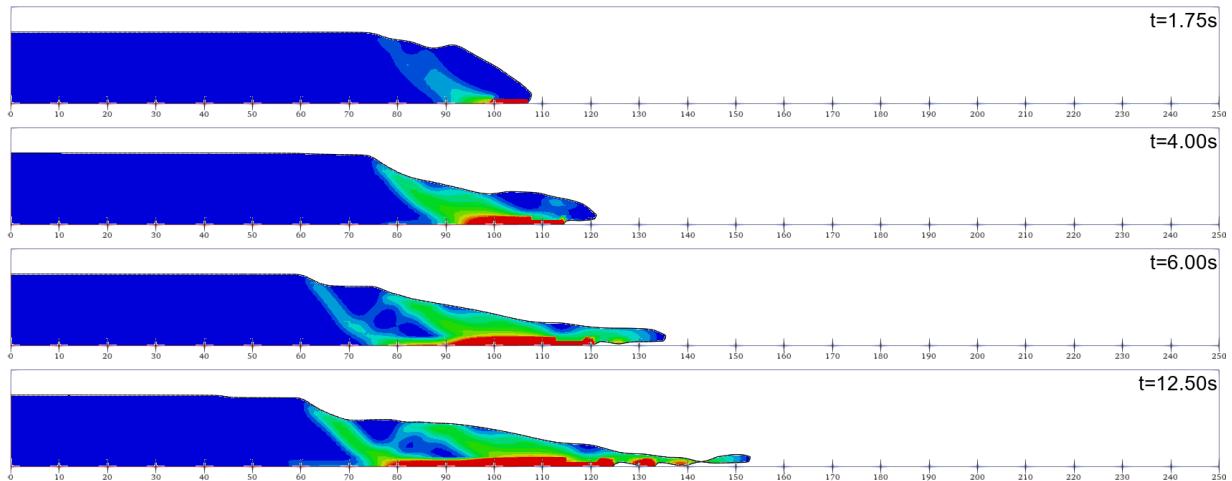


Figura 4.131. Resultado da malha1 elementos com 1m.

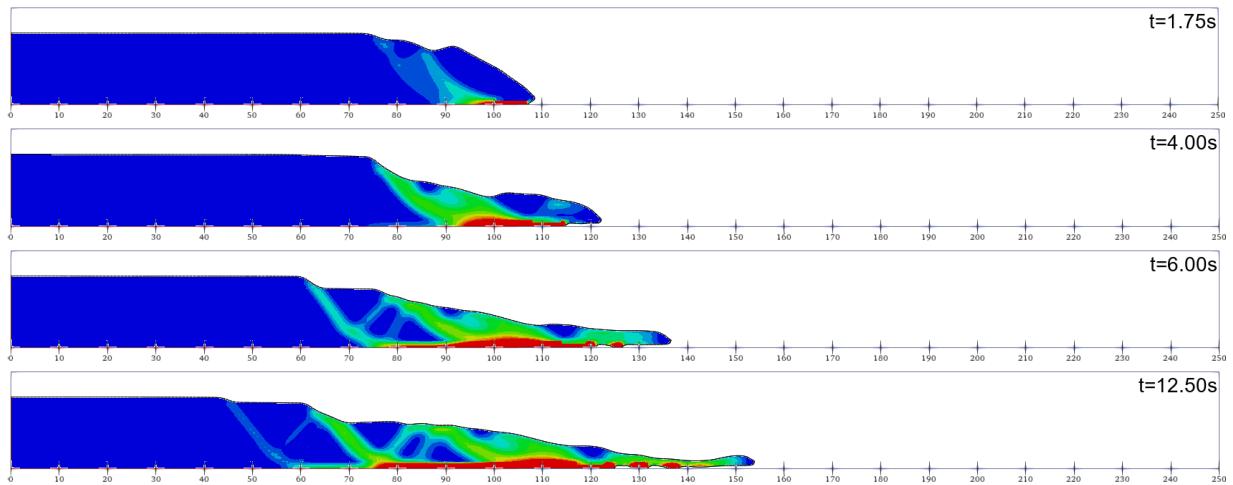


Figura 4.132. Resultado da malha2 elementos com 0,75m.

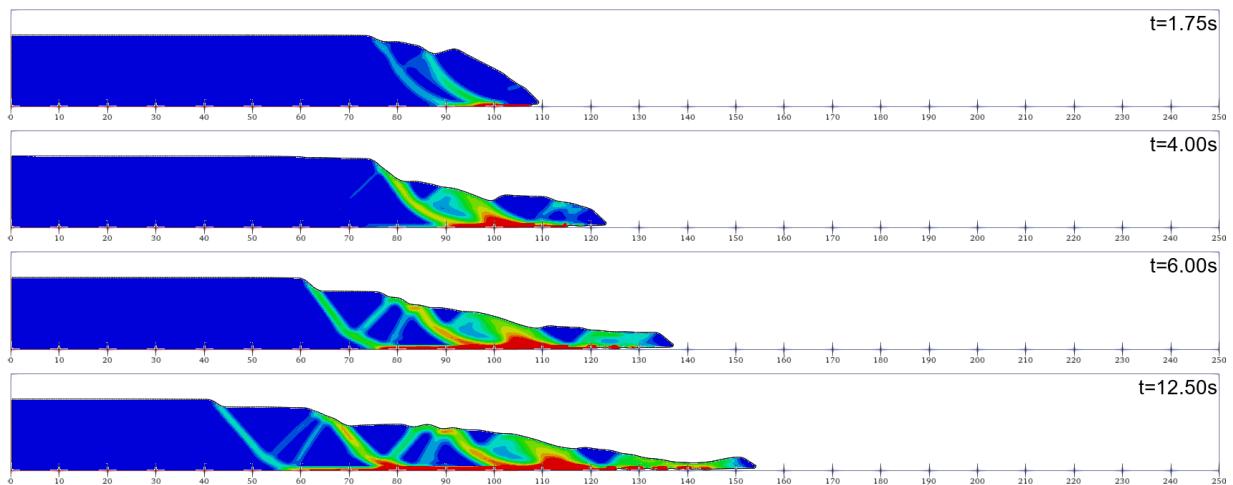


Figura 4.133. Resultado da malha3 elementos com 0,5m.

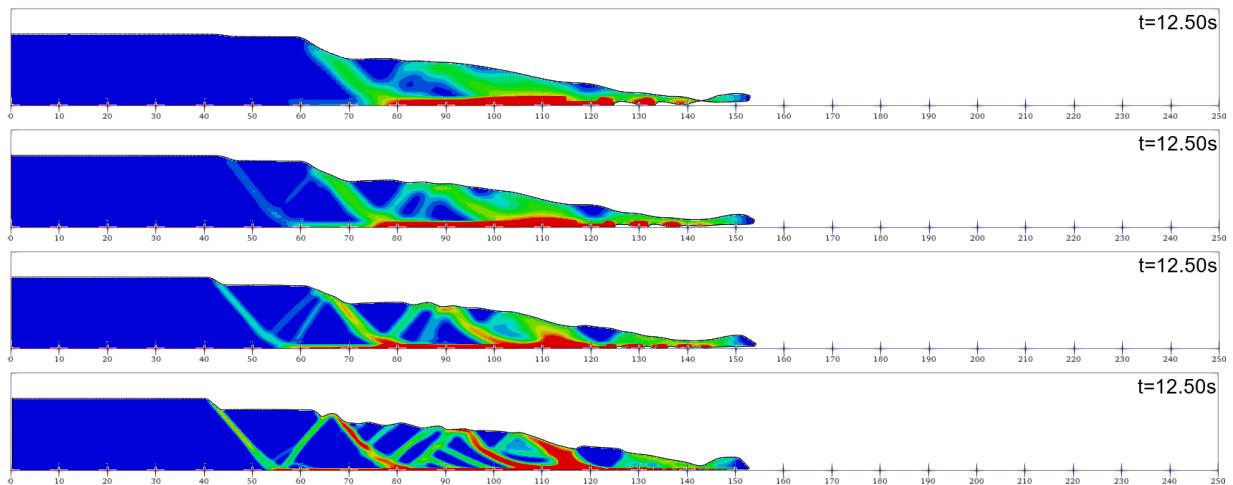


Figura 4.134. Resultados das malhas 1 a 4 respectivamente.

Tabela 4.14 Malhas simuladas

Malha	Tamanho dos elementos (m)	Número de elementos(domínio)	Tempo de simulação (s)	Tempo regularizado para 1 núcleo(s)
1	1,0	5000	14	70
2	0,75	8991	28	140
3	0,5	20000	101	505
4	0,25	80000	823	4115

Os dados de tempo de simulação estão organizados na Tabela 4.14, que mostra o aumento exponencial do custo computacional à medida que os elementos são refinados. A malha mais fina (0,25 m) levou 823 s com cinco núcleos, enquanto a malha mais grosseira (1,0 m) levou apenas 14 s. O critério CFL (Courant–Friedrichs–Lewy) e o processo de advecção são os principais responsáveis por essa sensibilidade no CEL, em que o custo cresce de forma mais acentuada que na formulação monofásica no MPM.

Outro ponto observado nos testes com o CEL, é que o tempo de processamento tende a cair ao longo da análise, especialmente após a estabilização do material. Quando as superfícies de ruptura deixam de evoluir, o número de cálculos de contato e advecção diminui consideravelmente, acelerando os incrementos de tempo.

Para testar a paralelização nativa do Abaqus, foram utilizadas simulações com até 6 núcleos, e os ganhos de desempenho se mostraram praticamente proporcionais. Esse comportamento é coerente com benchmarks como os do “Cinebench”, que indicam ganhos lineares até cerca de 40 núcleos, para verificar até quantos núcleos o solver do Abaqus consegue ganhar desempenho linearmente outros testes devem ser realizados com um processador com um número alto de núcleos. Nos exemplos dessa dissertação o domínio computacional foi dividido proporcionalmente ao número de elementos para cada núcleo, sem sobrecarga perceptível de comunicação entre processadores.

Quanto à qualidade dos resultados, observou-se que, nas malhas mais grosseiras, embora as principais superfícies de ruptura pudessem ser identificadas, o espectro de cores (especialmente nos últimos quadros da malha 1) dificultava a interpretação de regiões mais discretas. À medida que a malha se tornava mais refinada, as superfícies de ruptura tornaram-se progressivamente mais bem definidas, e a representação de estruturas como “*Horts e Grabens*” foi facilitada. A

difusão observada anteriormente nos resultados com Mohr-Coulomb pode ter sido decorrente da malha empregada, e não da formulação em si.

Em extensão aos testes 2D, uma simulação tridimensional foi realizada com elementos de 0,5 m e extrusão de 15 m, totalizando 600.000 elementos. O resultado visual é mostrado na Figura 4.135. O tempo de simulação foi de 2494 s (cinco núcleos), comparado a 101 s para uma malha 2D com elementos do mesmo tamanho, o aumento do número de camadas não implicou em crescimento linear do tempo ($30 \times 101 \text{ s} = 3030 \text{ s}$), reforçando que o acréscimo de elementos na profundidade, em regiões com comportamento semelhante, impacta menos o desempenho do que a redução do tamanho dos elementos.

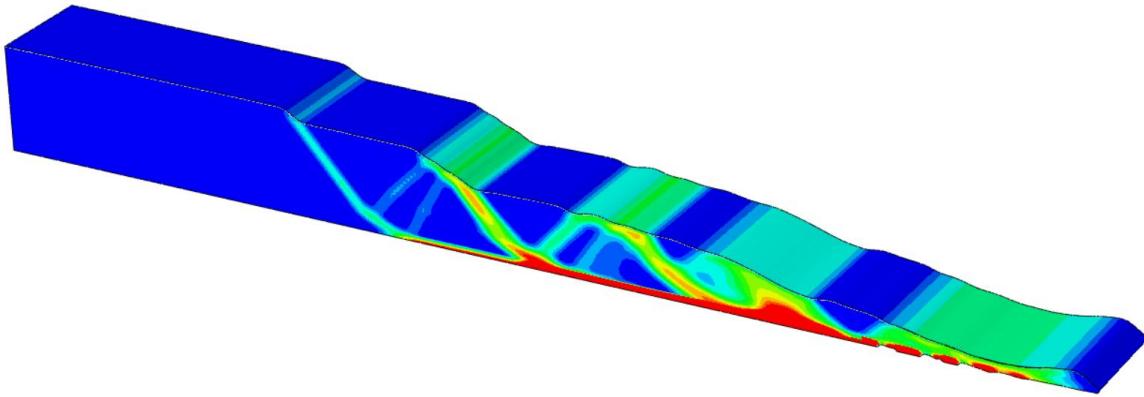


Figura 4.135. Resultado do teste com seção extrudada(15m)

O tempo de simulação registrado para essa malha tridimensional foi de 2494 s utilizando cinco núcleos. Comparando-se ao tempo da malha 3 com apenas uma camada (101 s), que exige passos de tempo menores devido ao critério de Courant-Friedrichs-Lowy (CFL).

Para testar o método em geometrias reais, foi modelado um talude submarino tridimensional com dados georreferenciados. O domínio, com $6.500 \text{ m} \times 4.000 \text{ m}$, inclui cinco camadas, as cinco camadas são distribuídas conforme: duas primeiras com 25 m de espessura, uma intermediária com 50 m, uma de 100 m, e a última até uma base plana. Os elementos do tipo hexaédrico (EC3D8R) foram empregados em duas malhas: uma com 50 m (SSR) totalizando 208.000 elementos, e outra com 25 m (strain-softening) totalizando 1.664.000 elementos.

Para o teste com SSR as propriedades das camadas estão descritas na Tabela 4.15, e para o teste com amolecimento as curvas de amolecimento são mostradas na Figura 4.139. As Figuras 4.136

a 4.138 apresentam a geometria geral, a malha para SSR (208 mil elementos) e a malha com strain-softening (1,66 milhões de elementos)

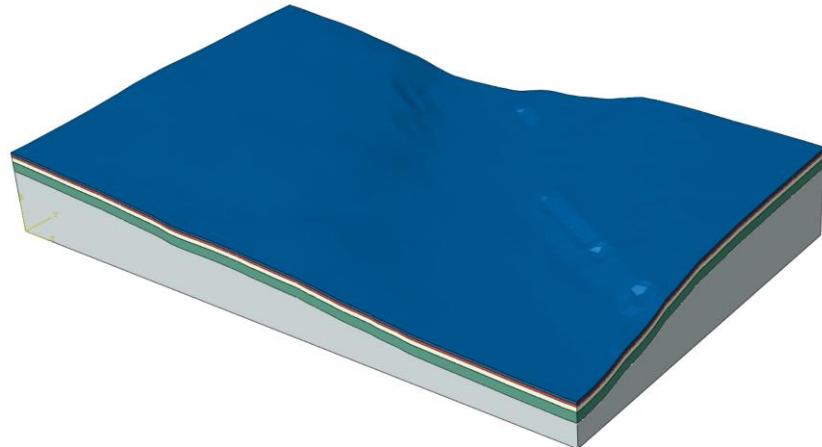


Figura 4.136. Geometria das camadas

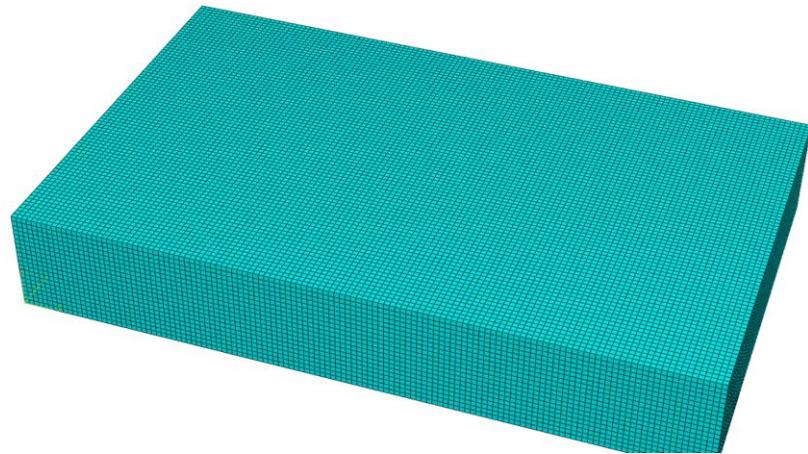


Figura 4.137. Malha do domínio para o caso com SSR.

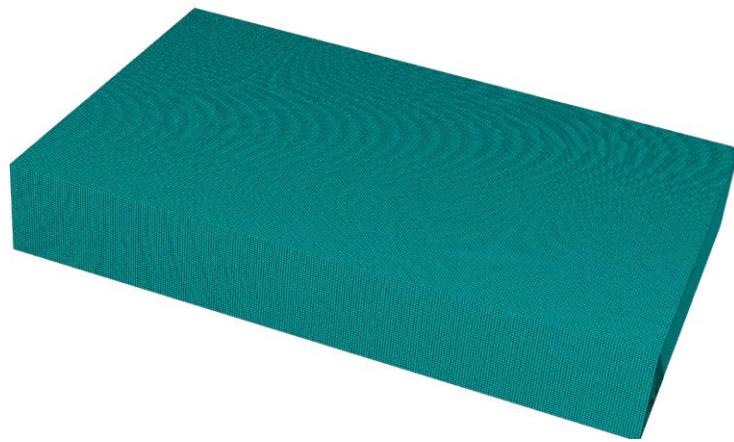


Figura 4.138. Malha do domínio com 1664000 elementos.

Tabela 4.15. Parâmetros definidos no material.

Propriedade	C1	C2	C3	C4
Densidade(kg/m ³)	2000	1800	1800	1800
Modulo Young (Pa)	1e9	1e8	5e7	5e7
Coeficiente de Poisson	0.3	0.3	0.3	0.3
Ângulo de dilatância	0	0	0	0
“Yield Stress” Inicial (Pa)	5e5	4.2e5	3.6e5	3e5
“Yield Stress” Final (Pa)	SSR não aplicado	1.4e5	1.2e6	1e5

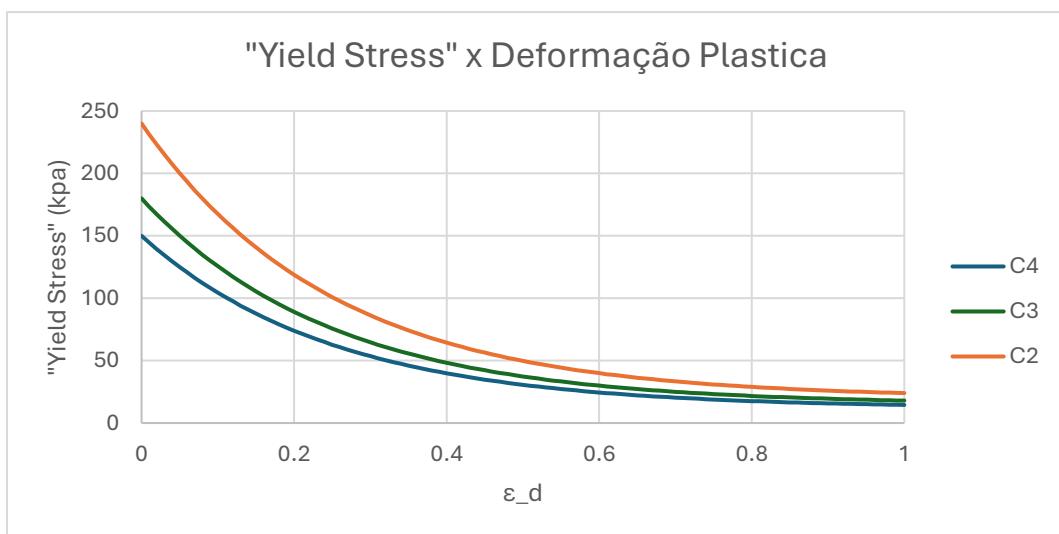


Figura 4.139. “Strain-Softening” aplicado nas 3 primeiras camadas

Os campos de velocidade da simulação com SSR são apresentados nas Figuras 4.140 a 4.142, nos tempos de 6 s, 14 s e 20 s, respectivamente. Já para o modelo com strain-softening, os tempos de 6 s, 16 s e 40 s são mostrados nas Figuras 4.143 a 4.145. A simulação com SSR foi concluída em 303 s, enquanto a com amolecimento exigiu 8.641 s (40 s simulados). Mesmo com esse custo elevado, a simulação foi estável e apresentou bons resultados, mesmo com elementos parcialmente preenchidos e múltiplos materiais em um mesmo elemento.

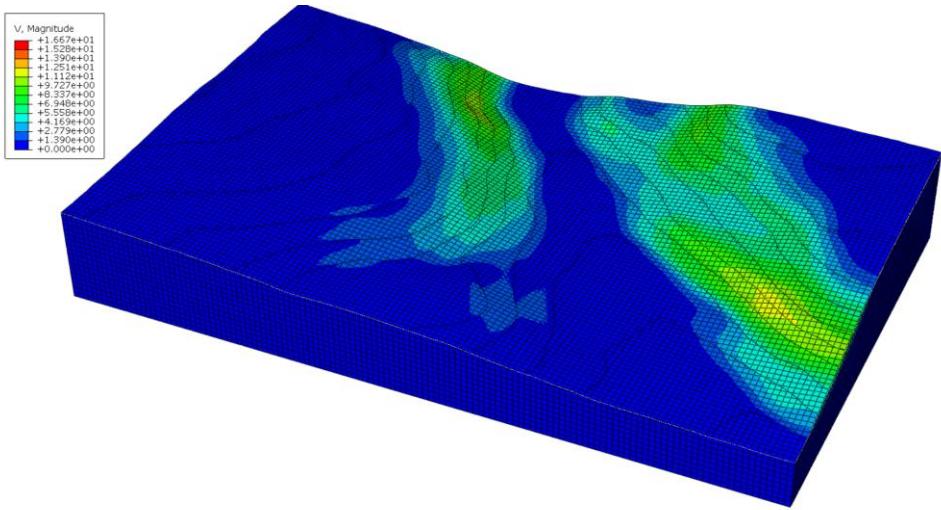


Figura 4.140. Velocidades no tempo 6 segundos (Simulação com SSR).

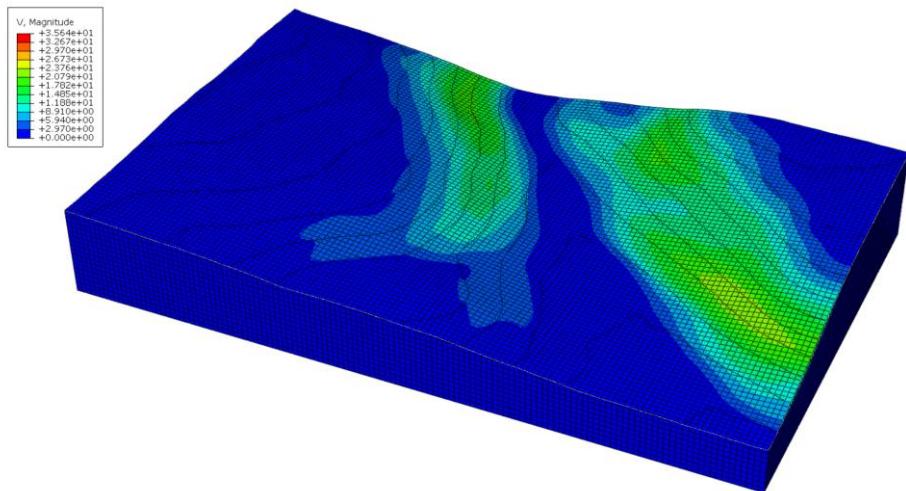


Figura 4.141. Velocidades no tempo 14 segundos (Simulação com SSR).

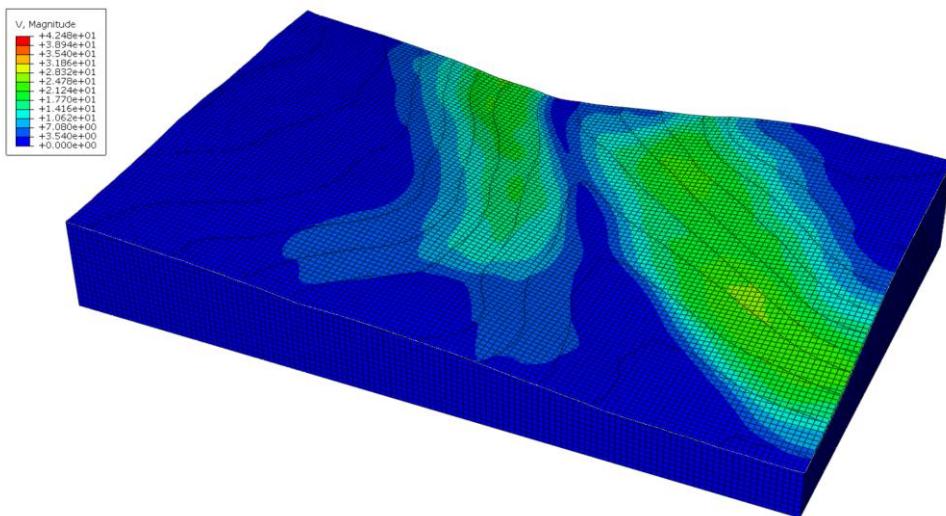


Figura 4.142. Velocidades no tempo 20 segundos (Simulação com SSR).

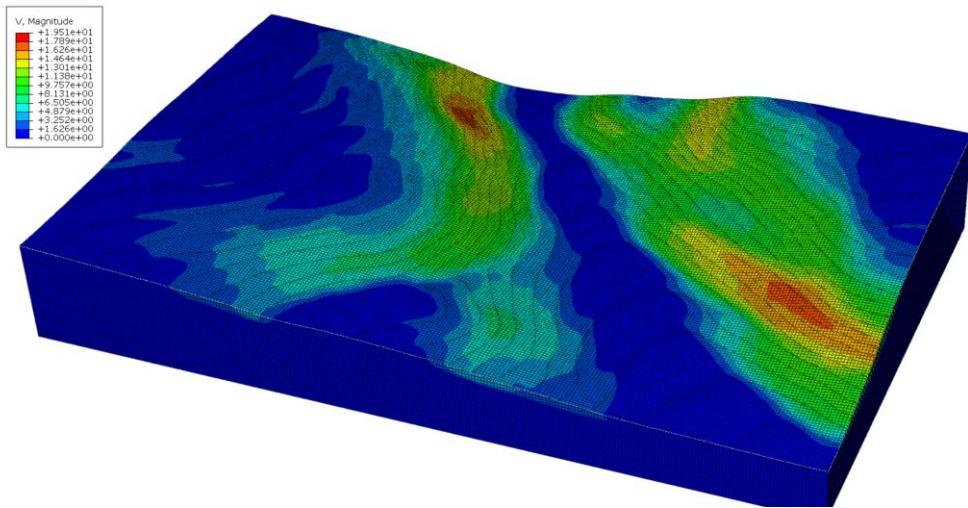


Figura 4.143. Velocidades no tempo 6segundos (Simulação com amolecimento).

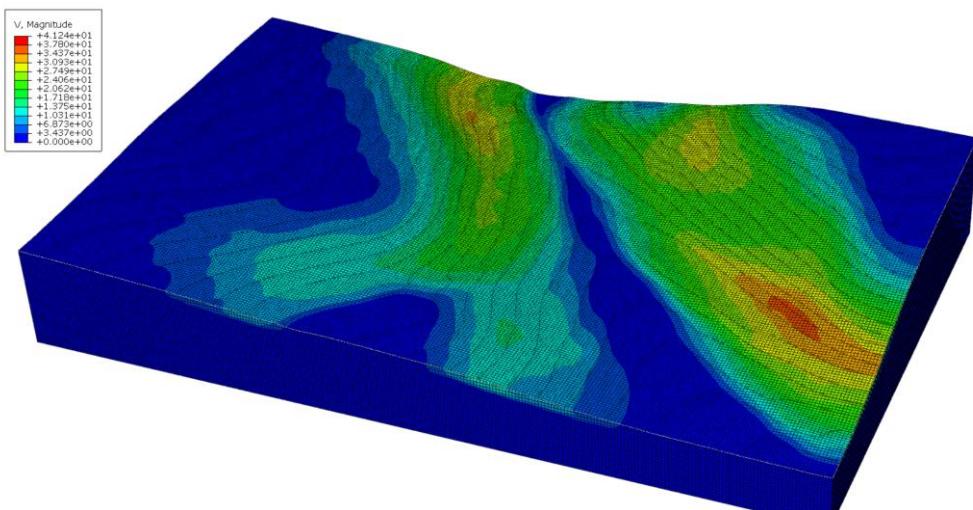


Figura 4.144. Velocidades no tempo 16segundos (Simulação com amolecimento).

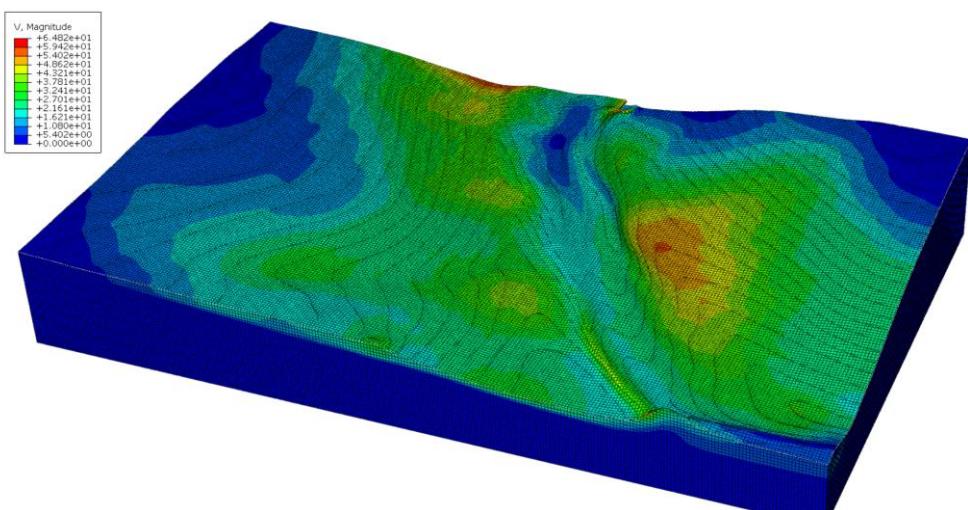


Figura 4.145. Velocidades no tempo 40segundos (Simulação com amolecimento).

Nos 2 testes é perceptível a alteração das isocurvas e movimentação do material ao longo do tempo, e com a ajuda da paralelização presente no software as simulações se tornam viáveis mesmo em modelos com um número grande de elementos, e de um modo geral o CEL e o solver Dynamic Explicit do ABAQUS apresentam boa eficiência computacional, aliada à boa representação das superfícies de ruptura e movimentação das isocurvas, reforça o potencial do CEL para aplicações em larga escala.

4.2.5 TRANSIÇÃO DO MECÂNISMO PARA A FUNDAÇÃO

Nesta seção, avalia-se a influência da resistência da fundação sobre o comportamento do talude durante e após a ruptura, utilizando a formulação Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL) com os modelos constitutivos de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager. As simulações adotam a mesma geometria da Seção 4.1.5 (MPM), permitindo uma comparação direta entre os métodos e assegurando coerência na avaliação dos efeitos estratigráficos.

Nos testes com o modelo Mohr-Coulomb, foi adotado como base o material D da Seção 4.2.1, com coesão de pico de 60 kPa, residual de 10 kPa e fator de amolecimento $\eta = 80$. Para o modelo Drucker-Prager, utilizou-se o material D da Seção 4.2.2, com “Yield Stress” inicial de 60 kPa, residual de 25 kPa e $\eta = 20$. Os demais parâmetros permanecem consistentes com a Seção 4.2.1, incluindo densidade de 1440 kg/m³ e coeficiente de Poisson de 0,3. As propriedades dos materiais simulados estão organizadas na Tabela 4.16 para o modelo Mohr-Coulomb e na Tabela 4.17 para o modelo Drucker-Prager. As relações de resistência entre fundação e talude variam de 2,0 a 1,2, de modo a avaliar diferentes níveis de participação da fundação na propagação da ruptura.

Diferentemente da abordagem adotada na Seção 4.1.5, não foram incluídos casos com fundações extremamente rígidas, visto que esses cenários, conforme verificado nas simulações com MPM, resultaram em comportamento semelhante ao de uma condição de contorno fixa na base, sem mobilização significativa da fundação. A atenção foi, portanto, voltada para os casos em que a fundação é efetivamente envolvida no processo de falha. Para o modelo Mohr-Coulomb, a variável PE (média volumétrica das deformações plásticas) foi utilizada como principal indicador da formação das superfícies de ruptura, dada a instabilidade do campo PEEQ em malhas mais grosseiras com degradação abrupta. Já no modelo Drucker-Prager, esse problema não se manifestou, permitindo o uso direto da variável PEEQ.

Tabela 4.16. Materiais simulados no modelo Mohr-Coulomb

Material	Relação C2/C1	Coesão de Pico - (kPa)	Coesão Residual - (kPa)
A	2,0	120	20
B	1,8	108	18
C	1,5	90	15
D	1,2	72	12

Tabela 4.17. Materiais simulados no modelo Drucker-Prager

Material	Relação C2/C1	“Yield Stress” pico - (kPa)	“Yield Stress” residual - (kPa)
A	2,0	120	50
B	1,8	108	45
C	1,5	90	37,5
D	1,2	72	30

As Figuras 4.146 a 4.151 apresentam os resultados obtidos com o modelo Mohr-Coulomb, para os materiais A a D da Tabela 4.16 enquanto as Figuras 4.152 a 4.157 correspondem às simulações realizadas com o modelo Drucker-Prager. Para os materiais A a D da tabela 4.17.

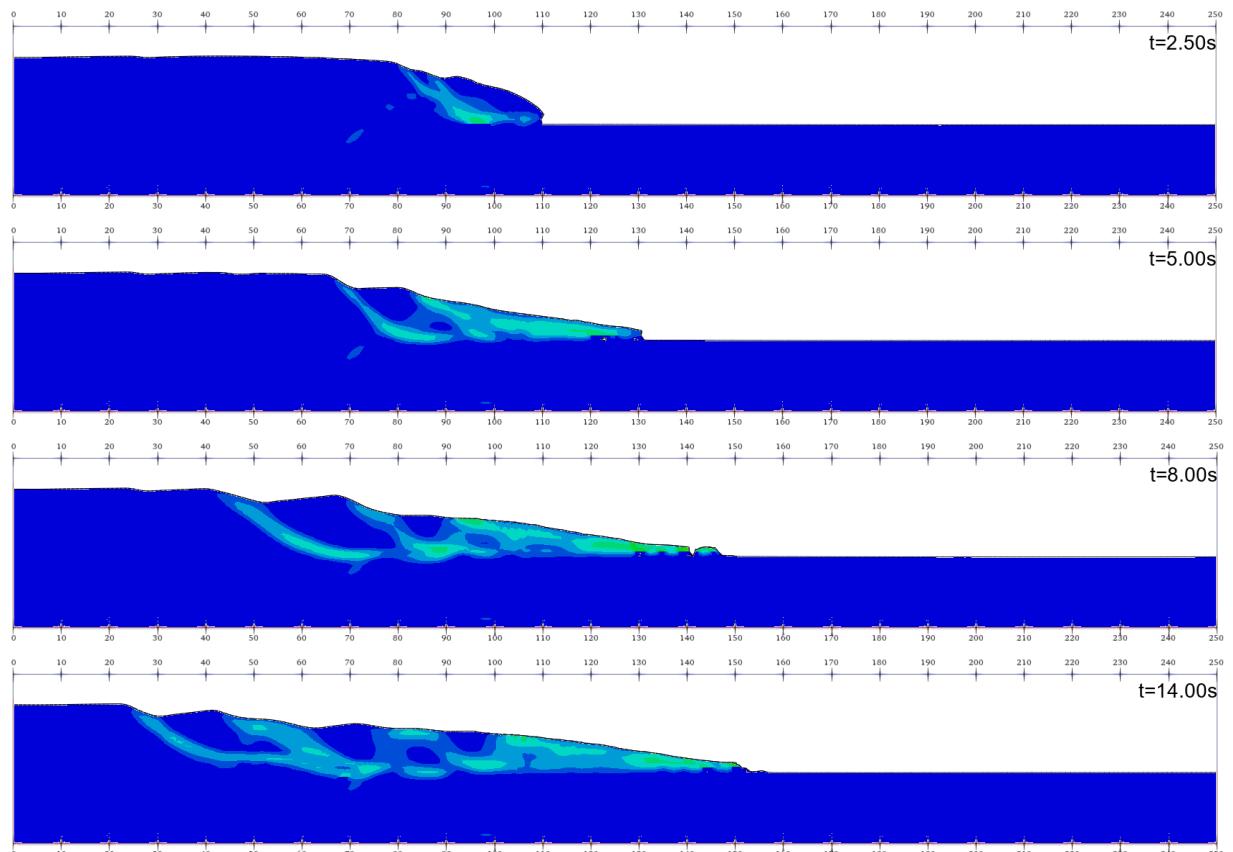


Figura 4.146. Material A, Mohr-Coulomb.

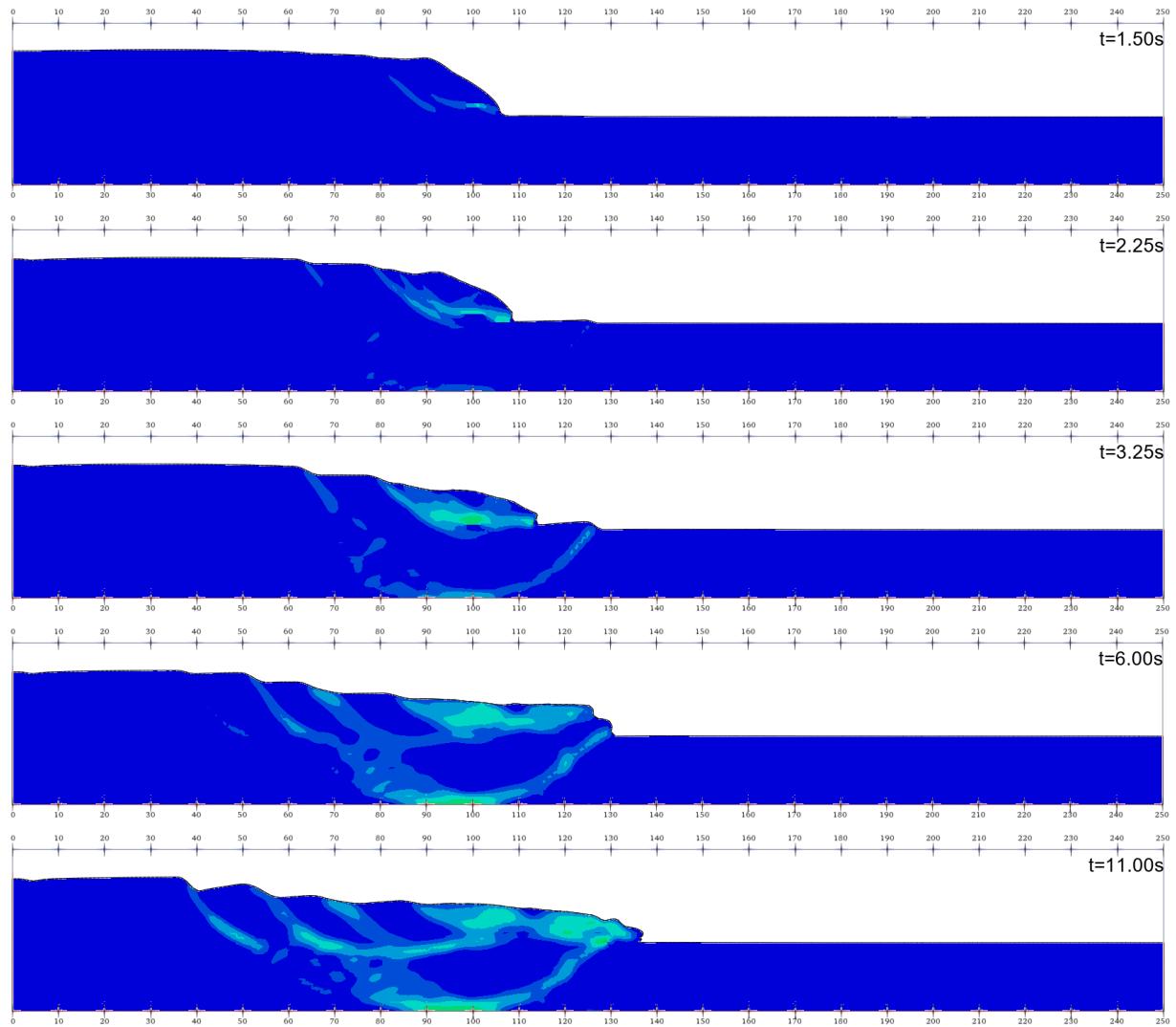


Figura 4.147. Material B. Mohr Coulumb

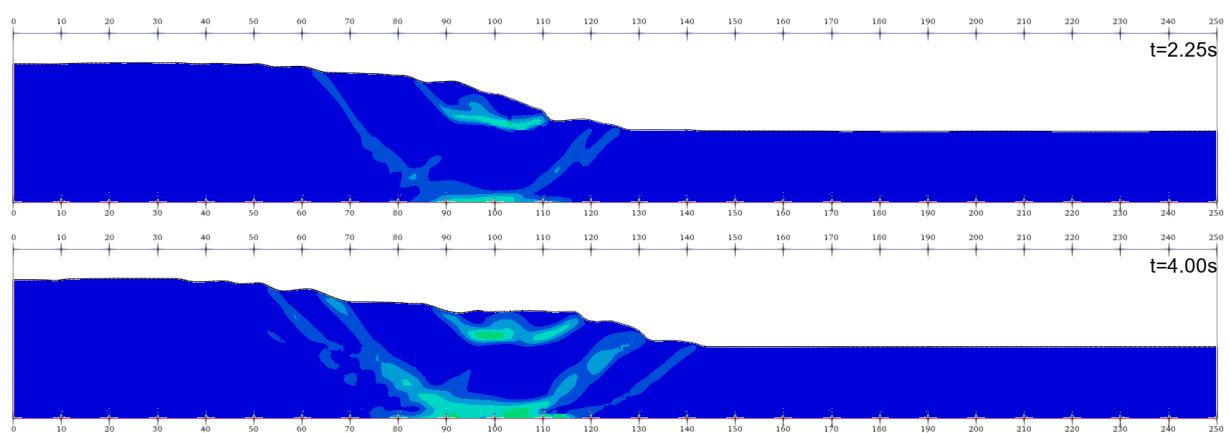


Figura 4.148. Tempos iniciais Material C. Mohr Coulumb

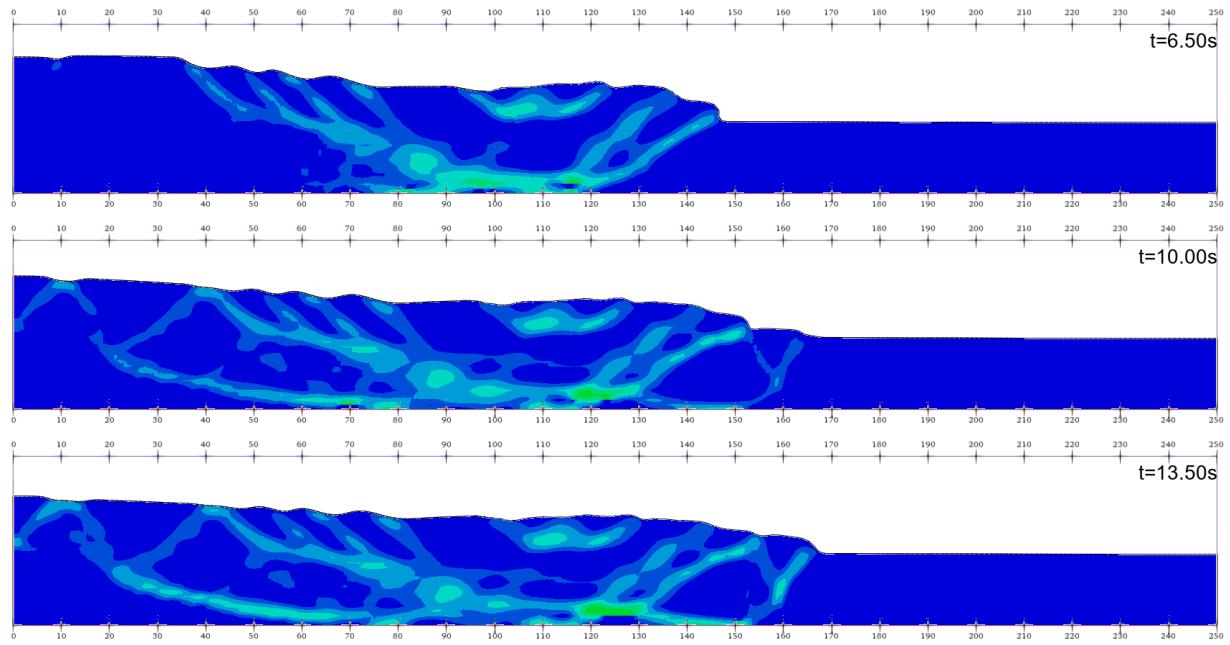


Figura 4.149. Tempos finais Material C, Mohr-Couloumb

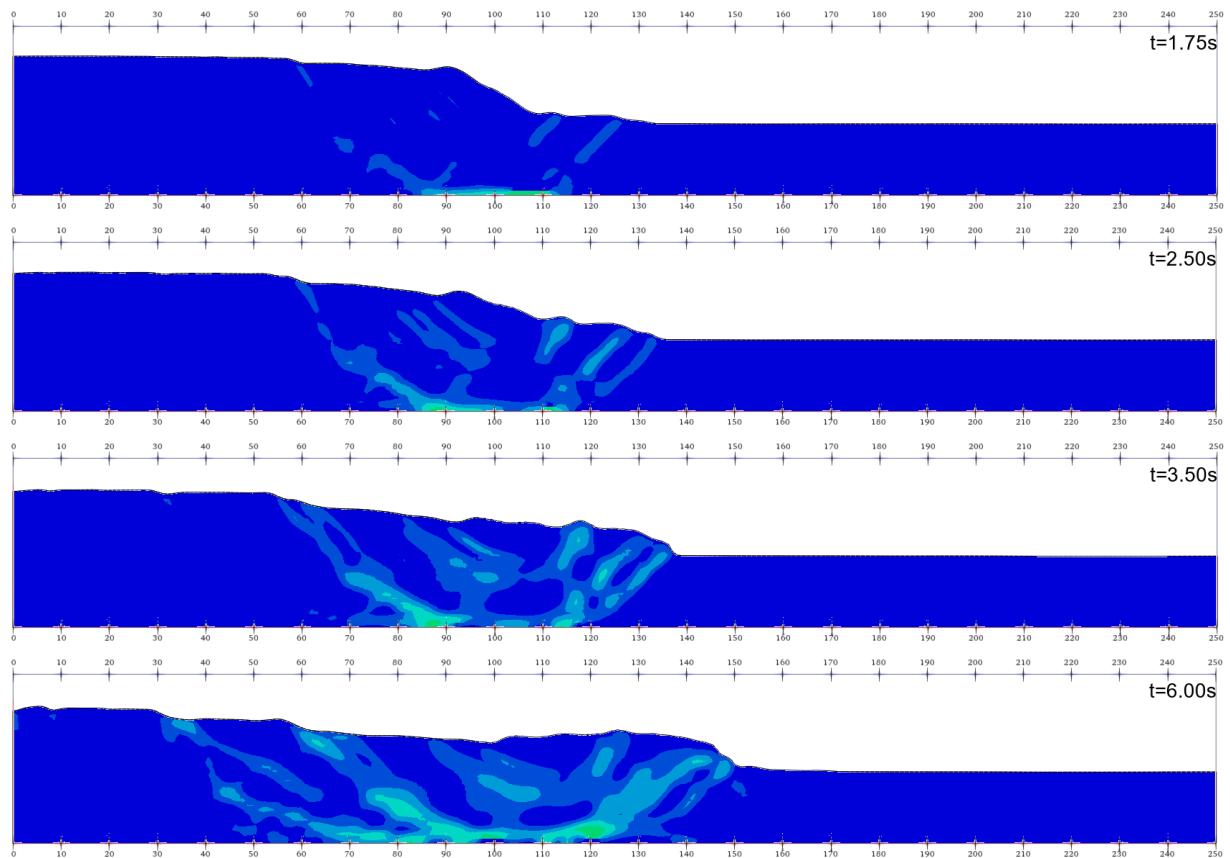


Figura 4.150. Tempos finais Material D, Mohr-Couloumb.

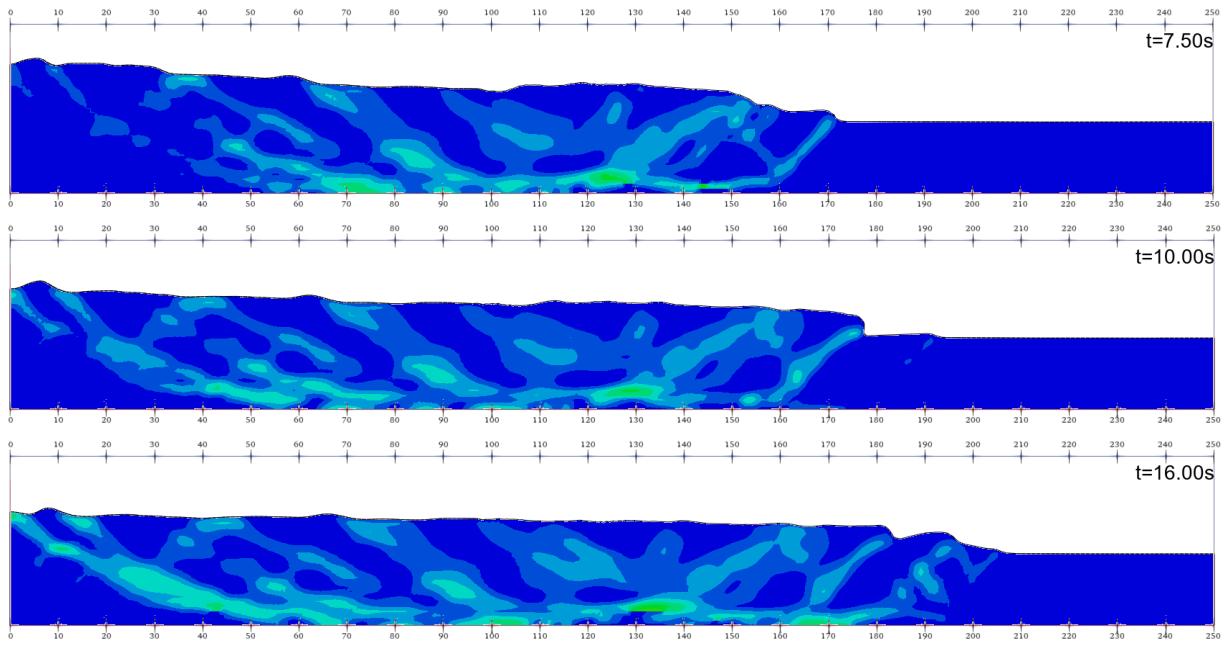


Figura 4.151. Tempos finais Material D, Mohr-Coulomb.

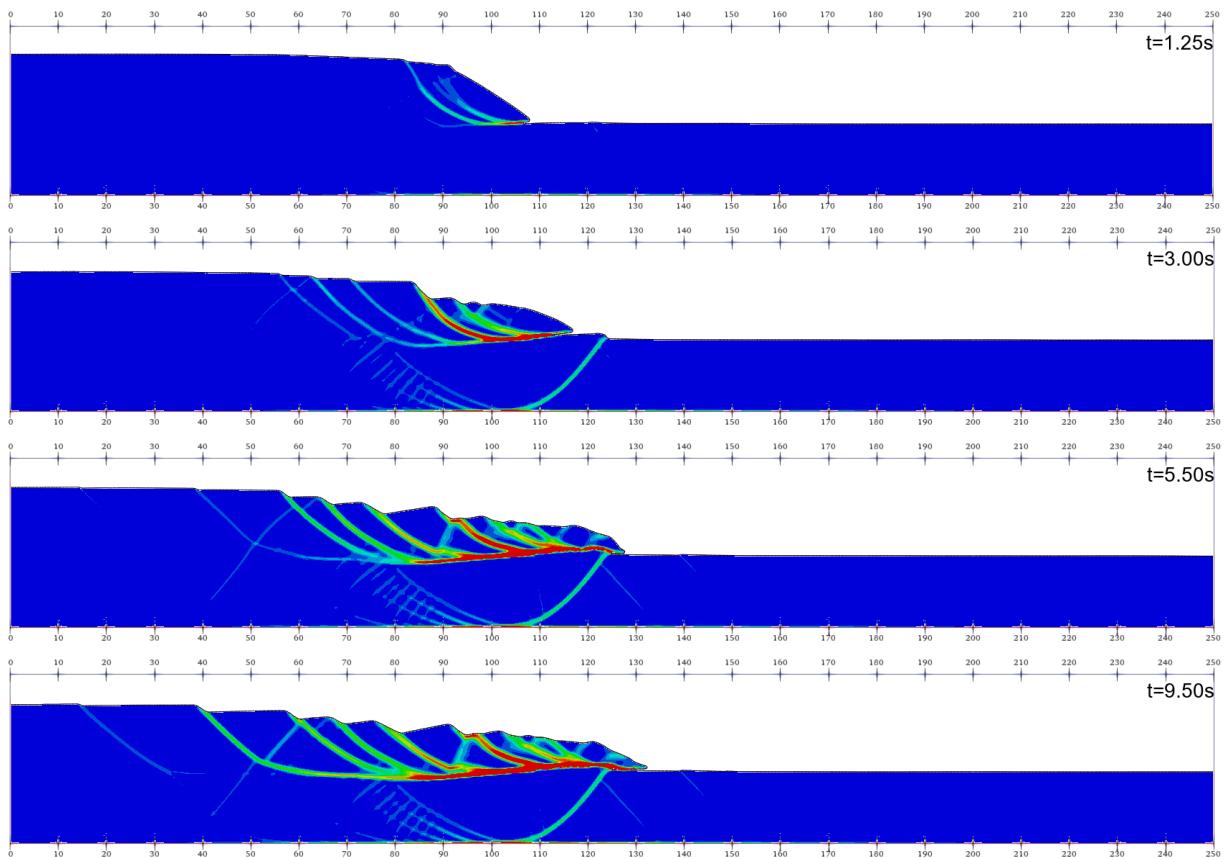


Figura 4.151. Material A, Drucker-Prager.

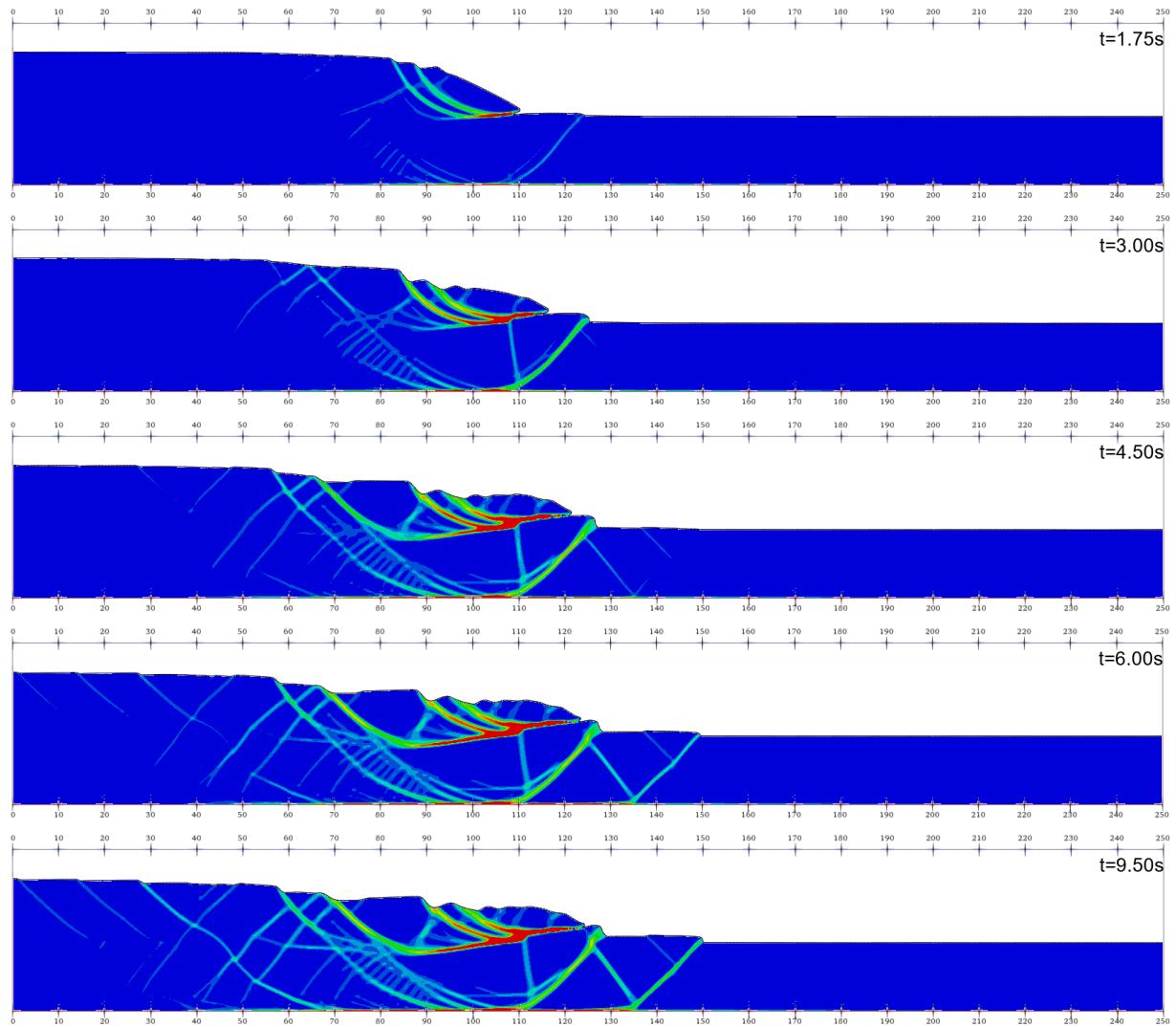


Figura 4.152. Material B, Drucker-Prager

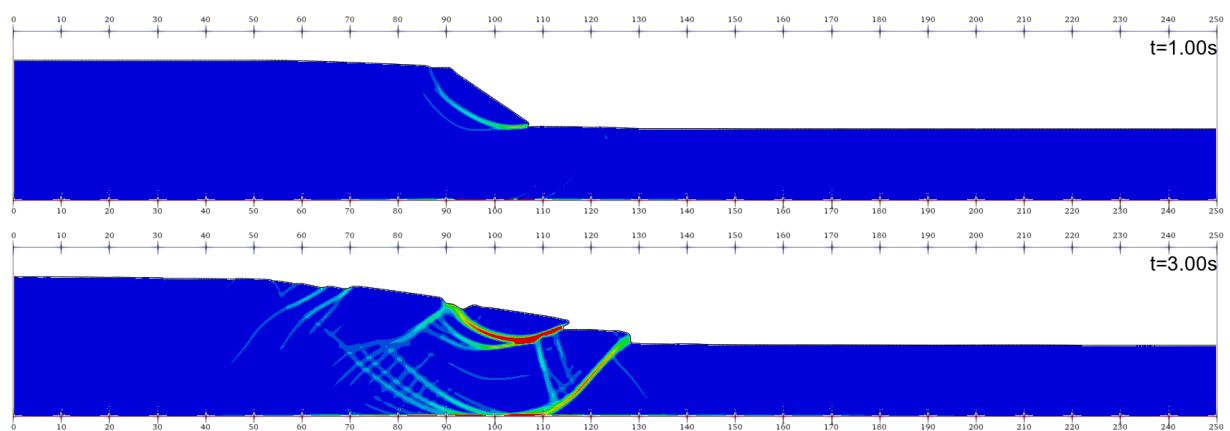


Figura 4.153. Tempos iniciais Material C, Drucker-Prager

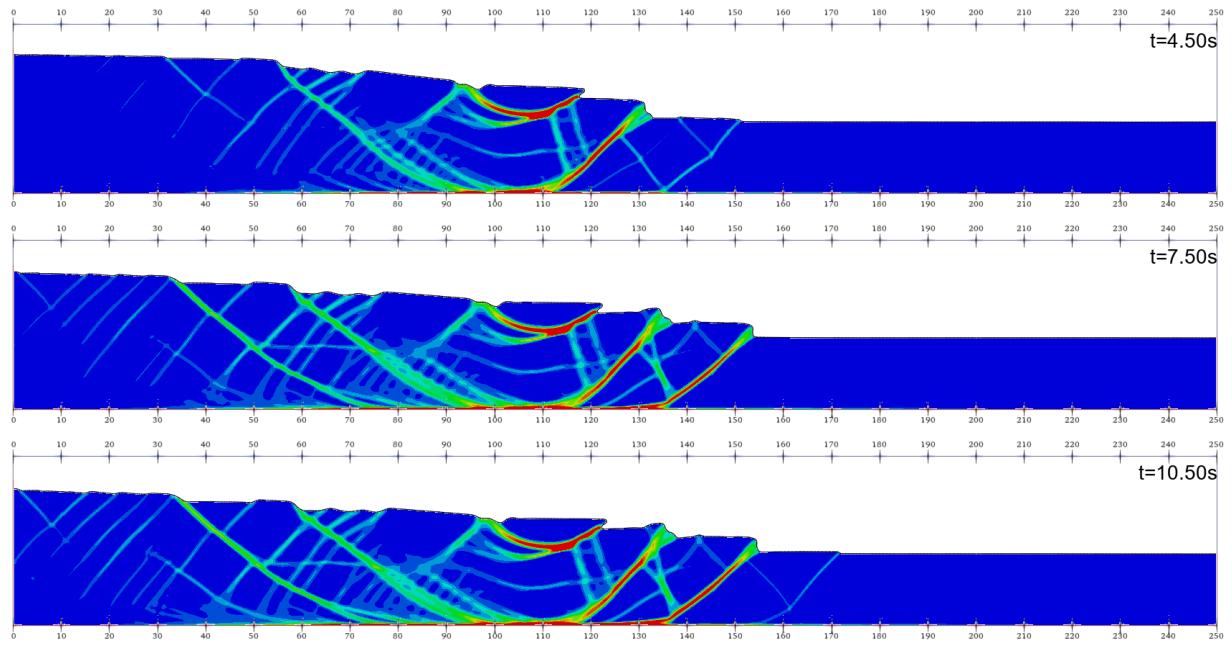


Figura 4.154. Tempos finais Material C, Drucker-Prager

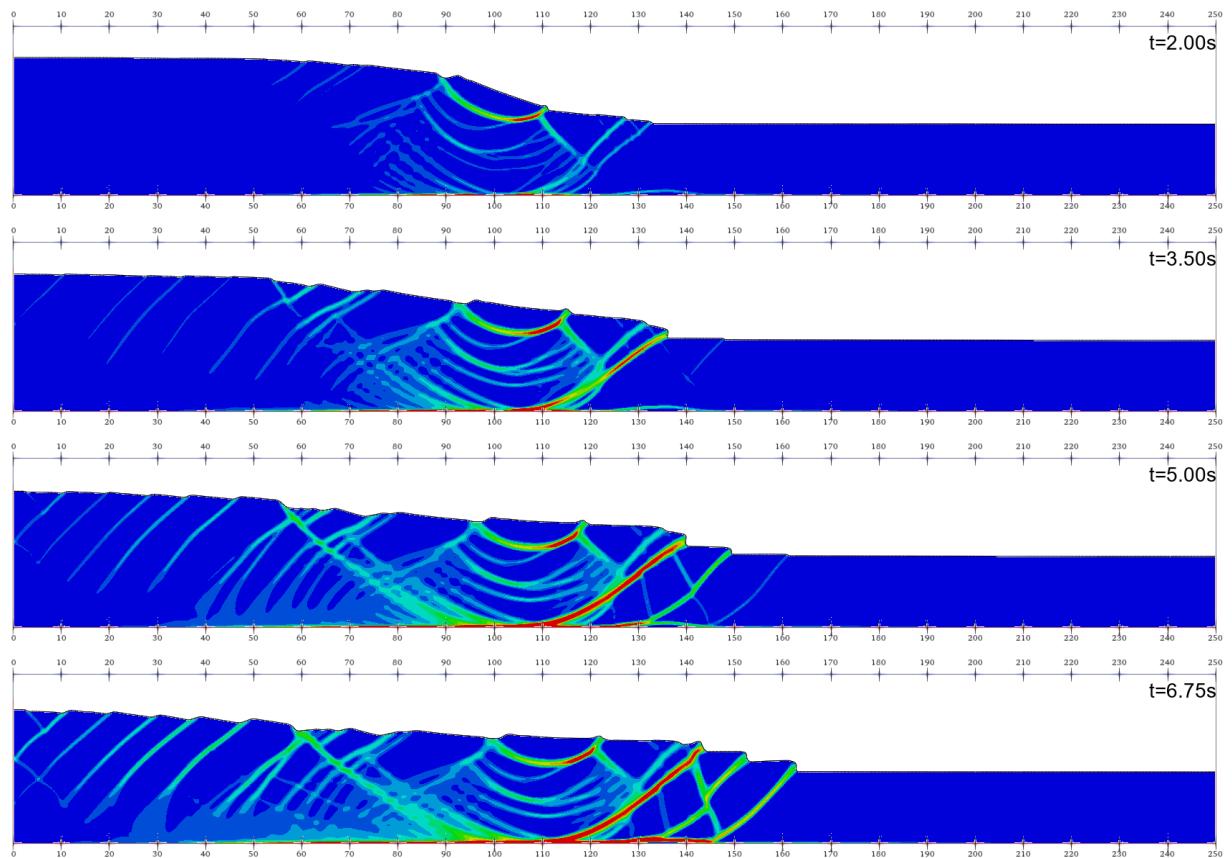


Figura 4.155. Tempos iniciais Material D, Drucker-Prager

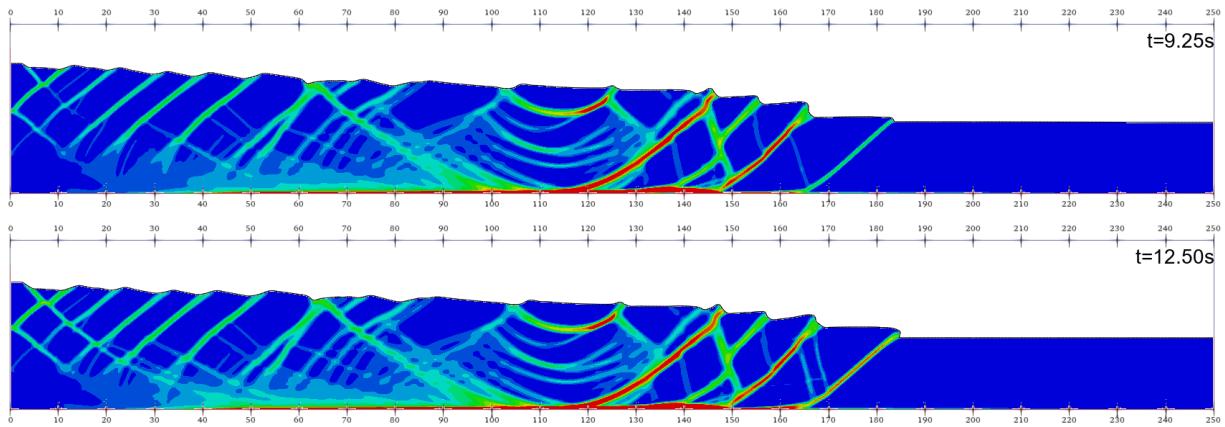


Figura 4.156. Tempos finais Material D, Drucker-Prager

Os resultados obtidos com o método CEL confirmam os padrões identificados no MPM quanto à influência da resistência relativa da fundação na progressão da ruptura. Assim como observado na Seção 4.1.5, a transição de um mecanismo localizado no talude para um colapso que envolve a fundação ocorre de forma contínua à medida que a razão C_2/C_1 diminui.

Com o modelo Mohr-Coulomb, o Material A (Figura 4.145) limitou a ruptura à camada superior, mas percebe-se com flutuações elásticas na fundação e mesmo sem plastificação significativa percebe-se maiores deslocamento se comparado ao caso com apenas a condição de contorno (Figura 4.87), no Material B (Figura 4.146), a mobilização parcial da fundação resultou em um deslocamento reduzido da massa, comportamento também identificado no MPM. A progressão observada nos Materiais C e D (Figuras 4.147 a 4.150) já demonstram maior mobilização do material da base.

Com o modelo Drucker-Prager, a transição dos mecanismos foi representada com maior nitidez, a malha refinada permitiu capturar superfícies de cisalhamento bem definidas (Figuras 4.151 a 4.156), e o comportamento geral foi confirmado, demonstrando que a redução da resistência da camada inferior promove progressivamente a movimentação conjunta entre as camadas. Embora a comparação direta das distâncias percorridas entre os dois métodos não seja possível, devido às diferenças nos modelos constitutivos e nas propriedades adotadas, os mecanismos de instabilidade observados foram consistentes. Os resultados confirmam a capacidade do CEL de capturar, com boa fidelidade, os efeitos de transição de ruptura para a fundação, mesmo em cenários de grande deformação e heterogeneidade de materiais.

4.2.6 FALHAS PROGRESSIVAS EM DECLIVE E FALHAS RETROGRESSIVAS EM ASCENÇÃO “SPREAD”

Nesta etapa, foi realizada a simulação de uma ruptura progressiva em declive utilizando o método Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL) com o critério constitutivo de Drucker-Prager. A geometria, condições de contorno e carregamento (sobrecarga superior) seguem o modelo adotado na seção 4.1.6, permitindo a avaliação qualitativa do comportamento.

O modelo foi discretizado com malha refinada composta por elementos de 0,25 m, a fim de garantir maior precisão na representação das superfícies de ruptura e na captura do processo progressivo. Para a densidade do solo do talude, foi adotado o valor de 1440 kg/m³, conforme a lógica empregada nas seções anteriores, baseada na média ponderada entre sólidos e fluido em meio poroso. O aterro, por sua vez, foi modelado com densidade de 2100 kg/m³. As propriedades elásticas do aterro foram mantidas idênticas às utilizadas no MPM, enquanto o solo do talude teve seus parâmetros de resistência ajustados (conforme gráfico apresentado adiante) para viabilizar o processo de ruptura no critério Drucker-Prager.

Apesar das diferenças nos modelos constitutivos e nos valores adotados para os parâmetros, o objetivo não foi a comparação quantitativa direta das distâncias percorridas, mas sim a análise qualitativa do comportamento da ruptura progressiva e a verificação da compatibilidade do mecanismo com os resultados previamente obtidos com o MPM. As curvas de amolecimento utilizadas estão representadas na Figura 4.157, onde é apresentado o amolecimento utilizado no material. A Figura 4.158 mostra a distribuição da deformação plástica acumulada (PEEQ).

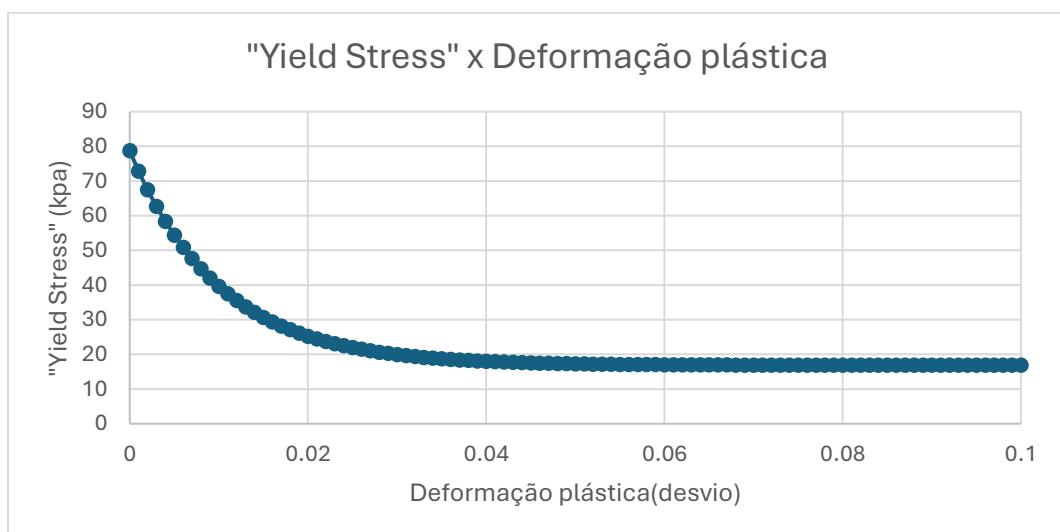


Figura 4.157. Amolecimento utilizado no modelo Drucker-Prager falha progressiva

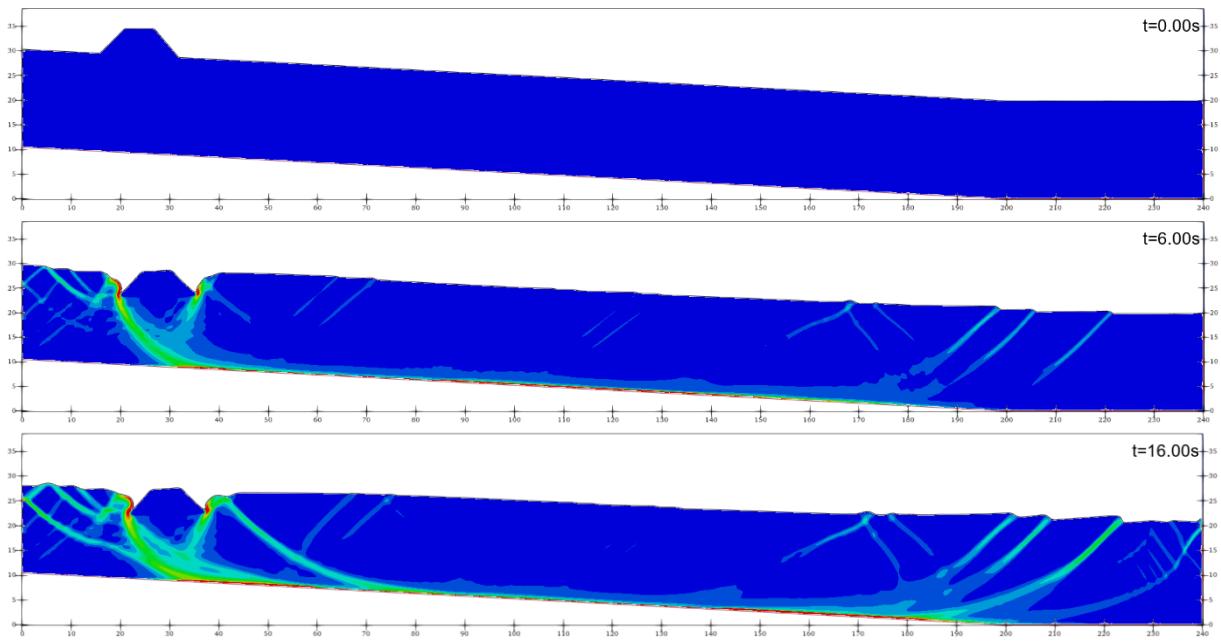


Figura 4.158. Resultado deformação plástica falha progressiva em declive

Para a falha retrogressiva ascendente do tipo foi mantida a mesma configuração geométrica e parâmetros mecânicos da seção 4.1.6, com elementos de 0,25 m. As densidades dos materiais foram: 1462 kg/m³ (camada superior), 1394,55 kg/m³ (camada frágil intermediária) e 1742 kg/m³ (fundação inferior). As curvas de amolecimento para os materiais principais estão representadas na Figura 4.159, a Figura 4.160 apresenta o campo de deformação plástica acumulada (PEEQ), os parâmetros elásticos (módulo de Young e coeficiente de Poisson) foram definidos de maneira idêntica aos adotados no MPM, assim como o ângulo de atrito e a dilatância definidos como 0.

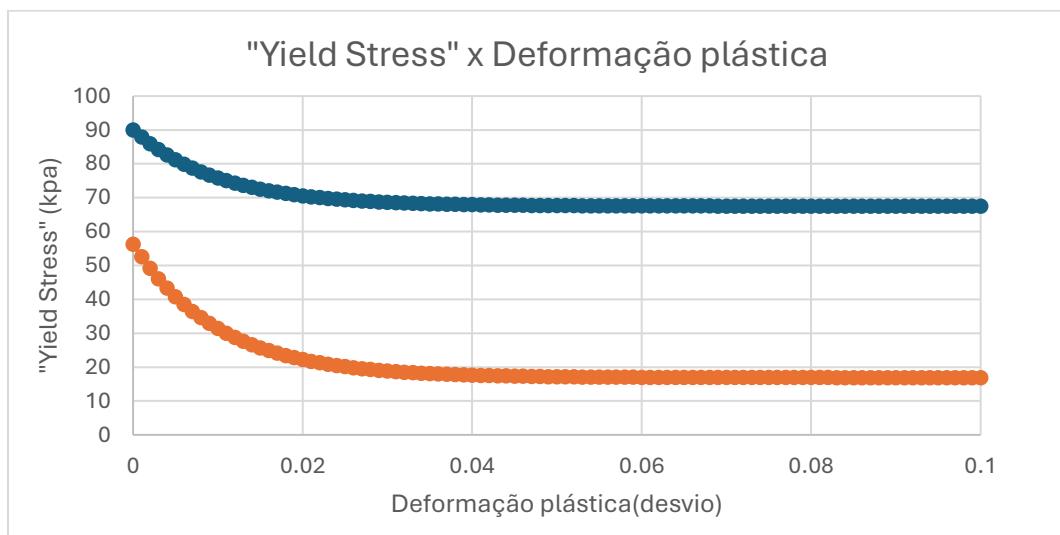


Figura 4.159. Amolecimento utilizados para o modelo Drucker-Prager falha retrogressiva

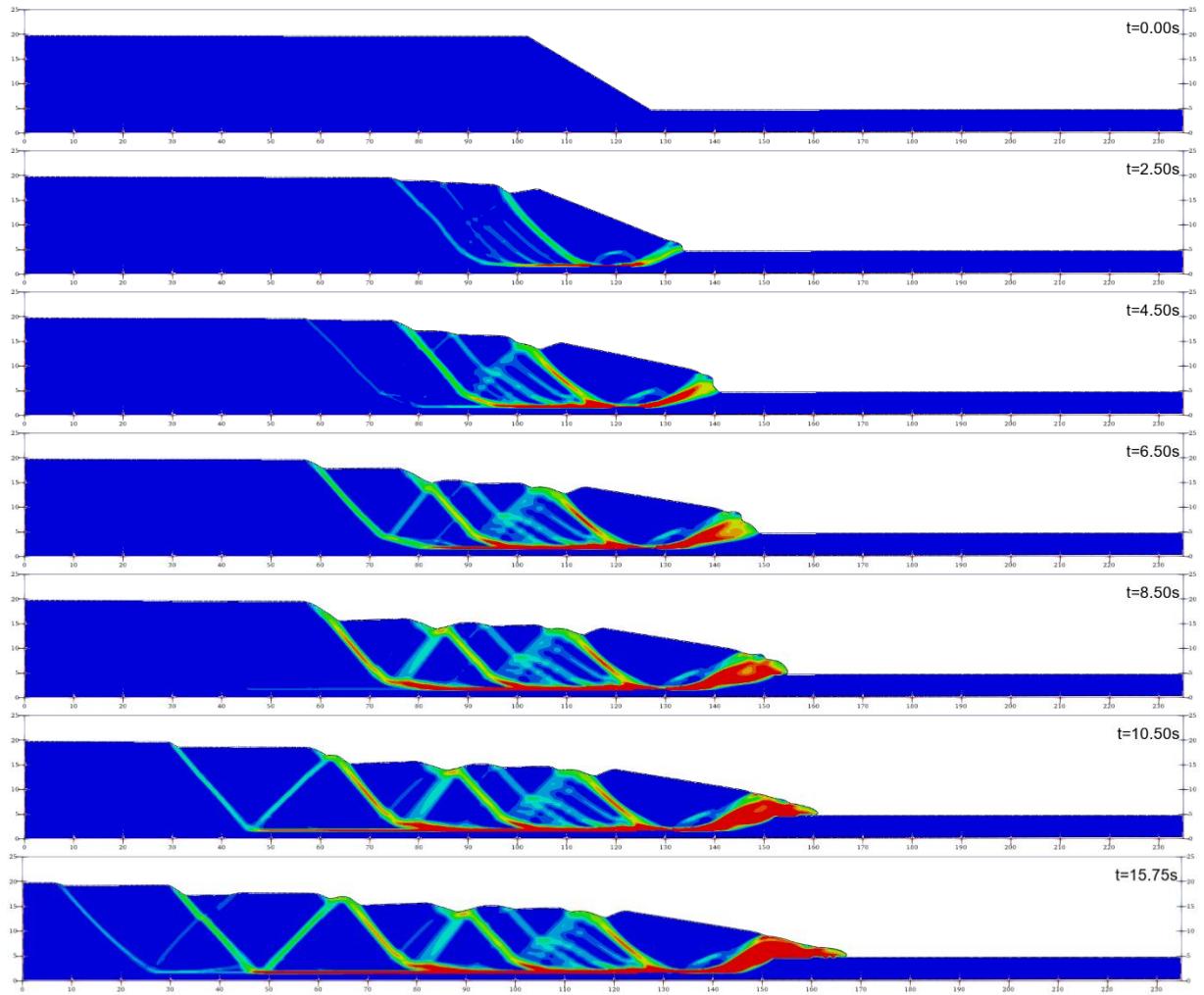


Figura 4.160. Ruptura retrogressiva ascendente, deformação plástica (PEEQ).

Os resultados obtidos com o método CEL confirmaram a capacidade da formulação em representar, com fidelidade, os mecanismos típicos de falhas progressivas em declive e falhas retrogressivas ascendentes do tipo “spread”. Em ambos os casos, a discretização refinada e a estabilidade numérica do modelo Drucker-Prager permitiram capturar com nitidez as superfícies de cisalhamento e a evolução dos deslocamentos, com destaque para a clareza na formação de estruturas internas.

No caso da falha em declive, a sequência progressiva de plastificação, partindo da região de sobrecarga e evoluindo no sentido descendente, foi compatível com o padrão observado no MPM. Embora os deslocamentos absolutos não tenham sido comparáveis diretamente, o comportamento qualitativo demonstrou forte concordância entre os métodos.

Para a falha retrogressiva ascendente, os resultados também reproduziram com fidelidade o mecanismo observado na seção 4.1.6, com a formação de blocos e característicos das estruturas tipo Horsts e Grabens.

4.2.7 ANÁLISE DE IMPACTO E INTERAÇÃO COM ESTRUTURAS

Nesta seção, é apresentada a análise da interação entre massas instabilizadas e estruturas adjacentes por meio da formulação Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL) implementada no Abaqus. O objetivo principal, alinhado à abordagem adotada na Seção 4.1.7 com o MPM, é explorar os recursos disponíveis no CEL para estimar os efeitos da ruptura sobre estruturas localizadas a montante e a jusante, com ênfase na medição de forças e momentos transmitidos.

A geometria, o posicionamento dos blocos e os parâmetros dos materiais foram mantidos idênticos à configuração anterior, incluindo dois blocos rígidos de $3\text{ m} \times 3\text{ m}$, com densidades de 500 kg/m^3 (bloco superior) e 2000 kg/m^3 (bloco jusante), apoiados sobre uma fundação elástica com módulo de Young de 20.000 kPa e coeficiente de Poisson de $0,33$, aqui foi adotado o modelo Drucker-Prager com degradação do parâmetro Yield Stress em função da deformação plástica acumulada. A curva planilhada desse amolecimento é apresentada na Figura 4.162.

A densidade adotada foi de 1440 kg/m^3 , conforme os critérios definidos na Seção 4.2.1. A malha Euleriana foi definida com elementos tridimensionais EC3D8R e elementos de $(0,25\text{ m})$, apenas 1 elemento na profundidade, os resultados foram posteriormente normalizados para representar 1 metro de profundidade, multiplicando-se os esforços obtidos por um fator de 4 aproximando-se da condição de deformação plana.

Foram realizados dois cenários distintos: no primeiro, o bloco jusante foi modelado como elástico e deslocável. A Figura 4.162 mostra o resultado dessa simulação, e a Figura 4.163 apresenta a escala de velocidades adotada nas análises. No segundo cenário, o bloco jusante foi definido como indeslocável, modelado com elemento tipo “shell” e acoplado cinematicamente a um Reference Point (RP). Isso permitiu o registro das reações globais ao longo do tempo, incluindo forças nos eixos X e Y e momentos em torno dos eixos correspondentes, a Figura 4.164 ilustra a simulação com o bloco rígido, enquanto os gráficos de reação no RP estão apresentados nas Figuras 4.165 a 4.168.

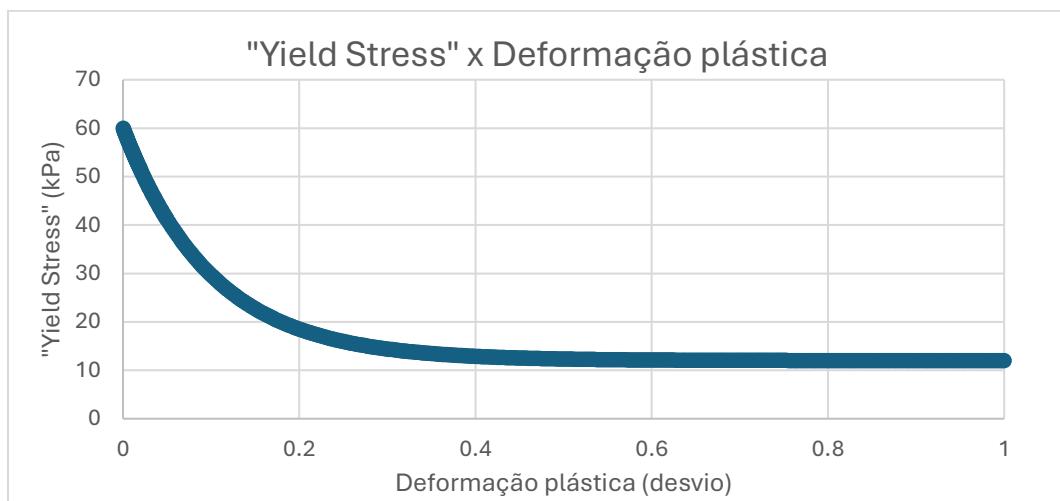


Figura 4.161. Amolecimento aplicado no material

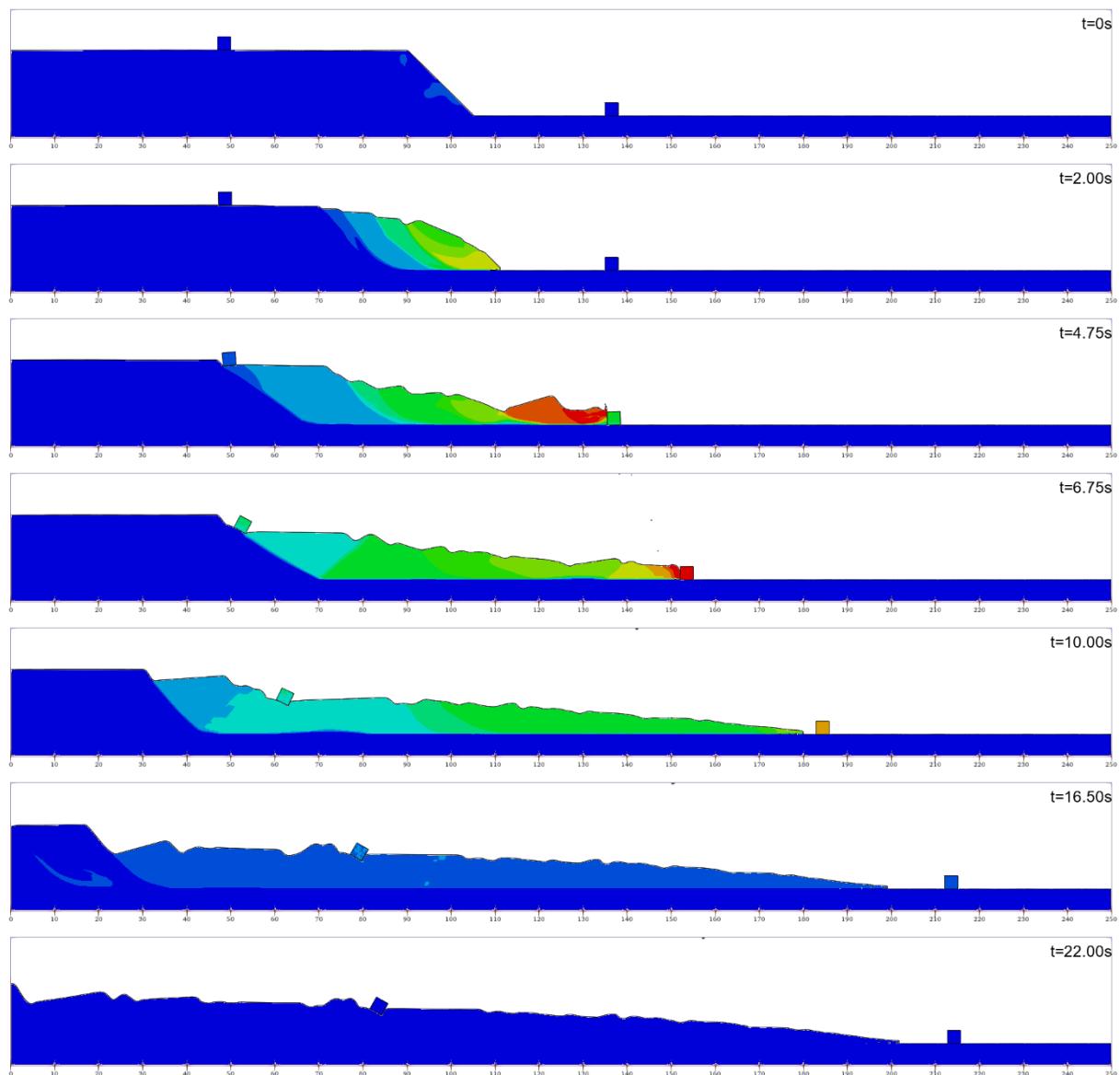


Figura 4.162. Simulação com o bloco deslocável.

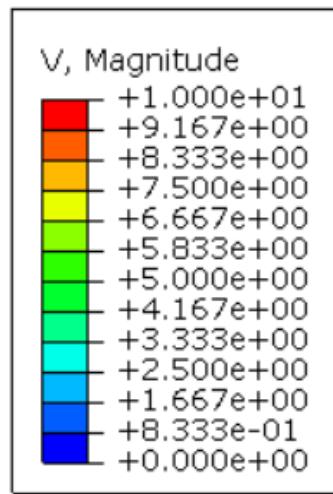


Figura 4.163. Escala de velocidade adotada nas duas simulações

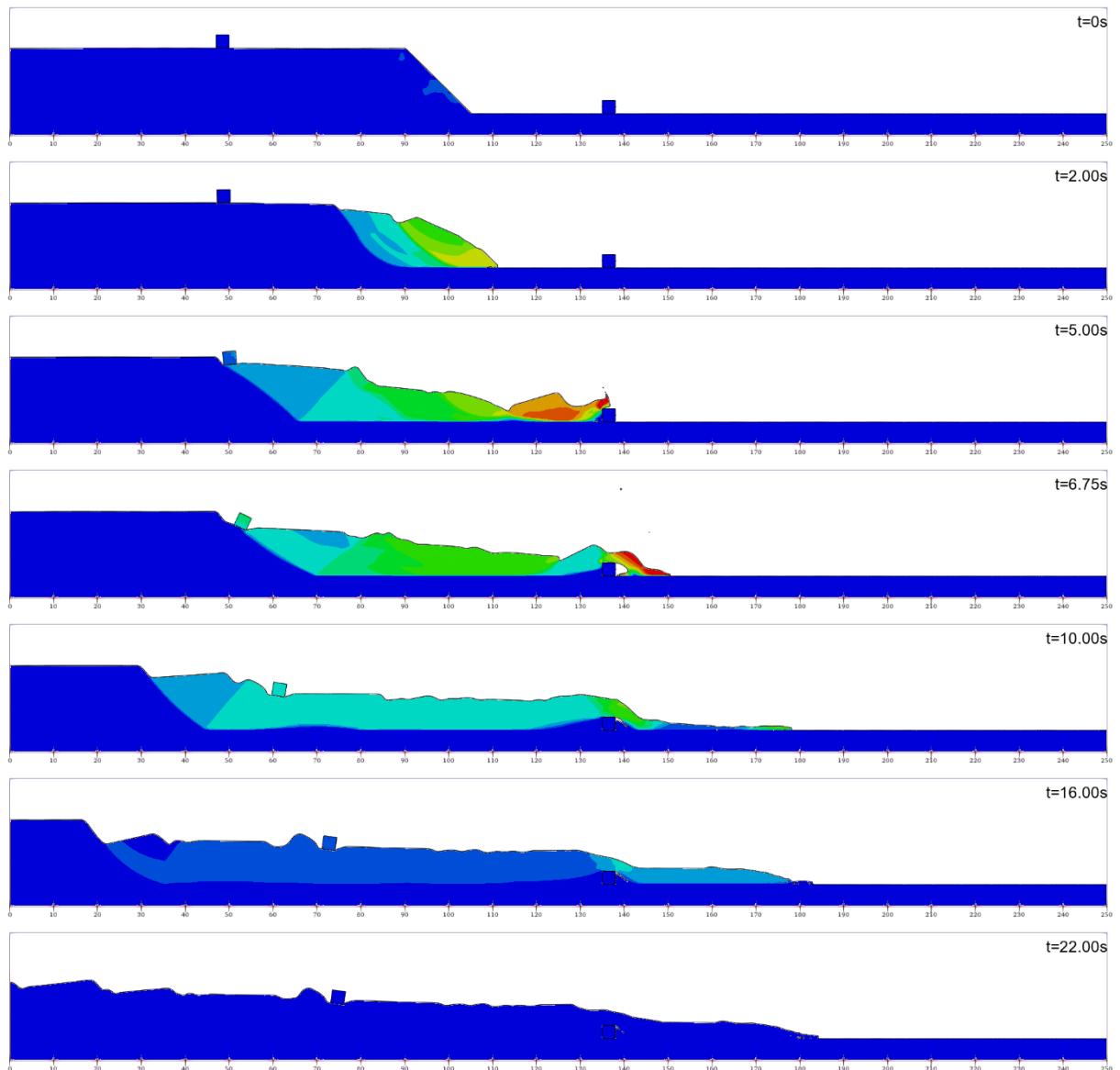


Figura 4.164. Simulação com o bloco indeslocável

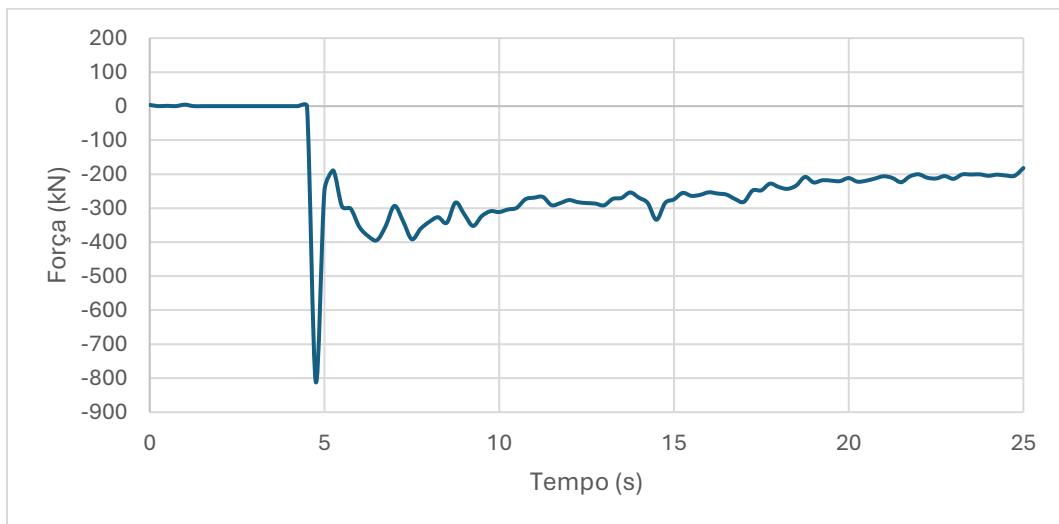


Figura 4.165. Força de reação em X no "Reference Point".

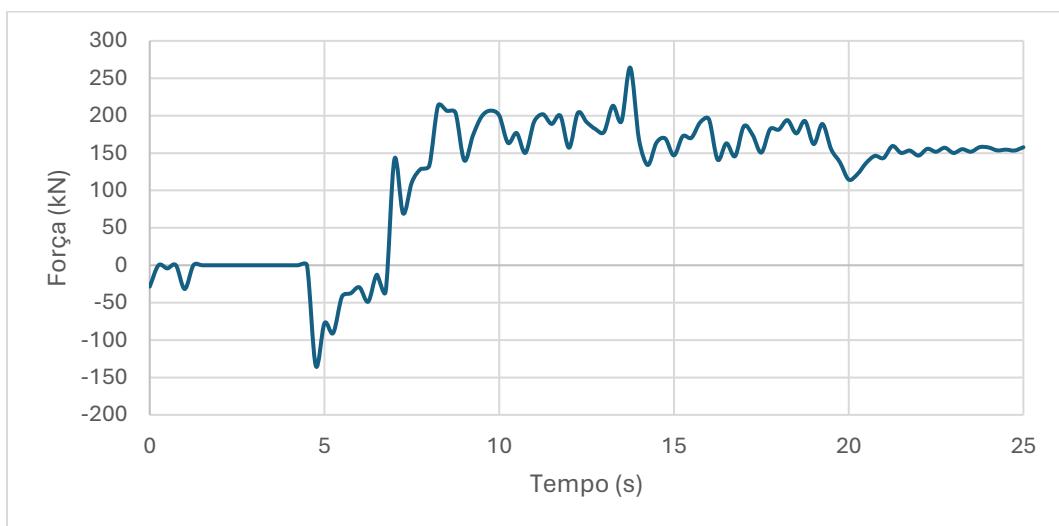


Figura 4.166. Força de reação em Y no "Reference Point".

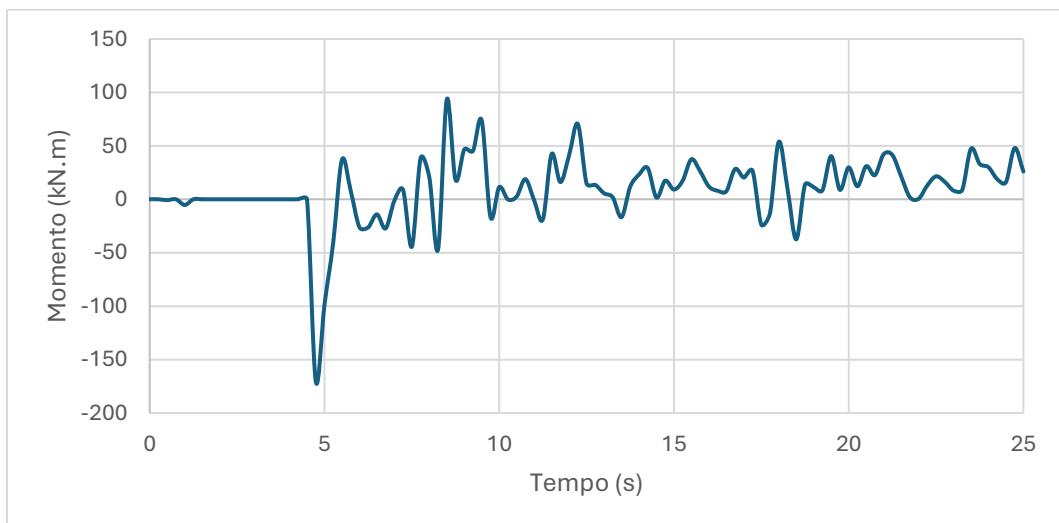


Figura 4.167. Momento de reação em X no "Reference Point".

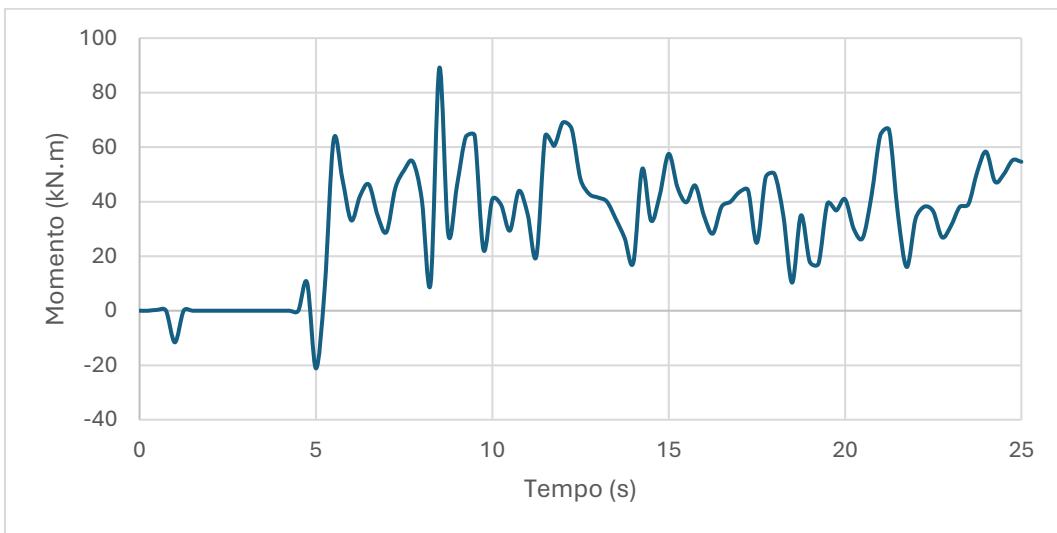


Figura 4.168. Momento de reação em Y no "Reference Point".

A análise com a formulação CEL demonstrou que o uso de Reference Points (RP) no Abaqus é uma estratégia eficaz para mensurar o impacto de massas instabilizadas sobre estruturas rígidas. A força registrada no RP representa a reação global transmitida ao corpo, independentemente da malha ou do ponto de contato, o que se reflete diretamente nas Figuras 4.165 a 4.168, que apresentam, respectivamente, as componentes da força horizontal (RFx), vertical (RFy) e os momentos em torno dos eixos X (RMx) e Y (RMy). Esse recurso se destaca em relação ao ANURA3D, onde a linha de reação (reaction surface) é fixa e restrita à malha Euleriana. Além disso, no Abaqus é possível registrar diretamente os momentos de reação, o que amplia a capacidade de avaliação da resposta estrutural.

No cenário analisado em que o bloco a jusante foi modelado como deslocável, a energia cinética do corpo rígido foi monitorada ao longo do tempo. A Figura 4.169 mostra que o pico de energia ocorreu próximo aos 5 segundos, coincidindo com o momento de impacto da frente da massa de solo. Após esse ponto, a energia cinética decresceu gradualmente, refletindo o deslocamento do bloco até o esgotamento da força impulsora. Como não foram definidos parâmetros de atrito ou penalidades de contato com a fundação, o bloco cessou o movimento apenas pela ausência de força, e não por resistência tangencial.

Também foi testada a soma das reações nodais (RFx) em todos os nós do bloco móvel. No entanto, essa abordagem apresentou inconsistências conceituais: como o corpo está livre para se mover, as reações nodais incluem efeitos iniciais internos, o que pode distorcer a interpretação da força efetiva transmitida pela massa de solo.

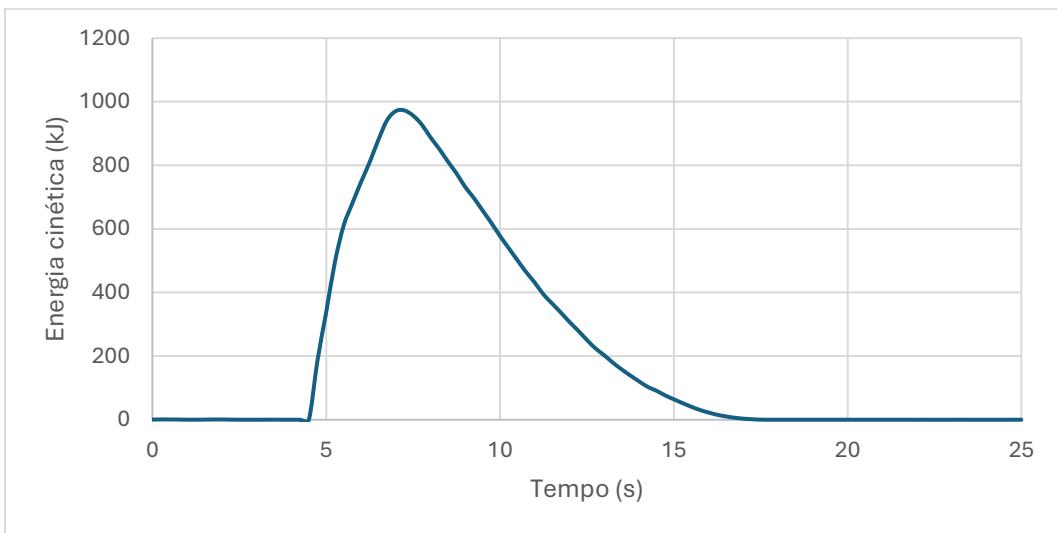


Figura 4.169. Energia cinética no bloco 2 ao longo do tempo

Por fim, foi considerado e descartado o cálculo de trabalho a partir da curva força versus deslocamento no bloco, uma vez que os impactos não ocorrem simultaneamente nem sobre os mesmos pontos. O bloco rígido é atingido por diferentes partes da massa em tempos distintos do bloco móvel, tornando a integração entre os dois cenários fisicamente incoerente. Ressalta-se, no entanto, que a estratégia adotada no ANURA3D, realizar uma simulação com o bloco e outra sem, e comparar a energia cinética total do sistema, também seria perfeitamente aplicável no CEL. Essa abordagem não foi implementada nesta seção para manter a concisão do texto.

Em síntese, a formulação CEL mostrou-se adequada para análises de impacto em estruturas, oferecendo diferentes abordagens para a estimativa de energia e forças envolvidas. O uso de Reference Points destacou-se como a forma mais precisa e direta para corpos rígidos, enquanto a energia cinética se mostrou útil para blocos móveis. A tridimensionalidade do método requer adaptação para equivalência com análises bidimensionais, mas não compromete a validade dos resultados. A seção demonstrou que, embora cada abordagem possua limitações específicas, a combinação dos recursos disponíveis no Abaqus oferece ferramentas robustas e complementares para a avaliação da interação entre solo e estruturas em cenários de instabilidade.

CAPÍTULO 5

5. COMPARATIVO DAS METODOLOGIAS

A comparação entre os métodos Material Point Method (MPM) e Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL), ao longo desta dissertação, demonstrou que ambos são capazes de representar os principais mecanismos de instabilidade progressiva e retrogressiva em taludes. Contudo, é fundamental separar os efeitos atribuíveis à formulação numérica daqueles decorrentes das plataformas empregadas — ANURA3D no caso do MPM e Abaqus/CAE no caso do CEL. Antes de aprofundar essa distinção, esta seção apresenta estados finais representativos de simulações realizadas com ambos os métodos, priorizando a avaliação qualitativa da configuração final das rupturas, da transição entre camadas e da influência dos modelos constitutivos. Ressalta-se que não é apropriado realizar uma comparação quantitativa direta entre deslocamentos ou distâncias de corrida e retrocessão, uma vez que os critérios constitutivos, malhas, representações físicas (como porosidade e pressão de poros) e modelos de amolecimento diferem substancialmente entre as abordagens.

Apesar dessas limitações, observou-se alta coerência no comportamento geral dos modelos. Em ambas as formulações, a redução da coesão residual resultou em maior extensão da ruptura e deslocamentos acumulados. Além disso, rupturas secundárias e a mobilização da fundação foram reproduzidas com padrões qualitativos semelhantes. A Figura 5.1 apresenta uma comparação direta entre os estados finais simulados com o MPM (à esquerda) e o CEL (à direita), utilizando os mesmos materiais em cada par de imagens. Sendo 6 pares correspondentes aos materiais A até F de cima para baixo, conforme definido na Tabela 4.2.

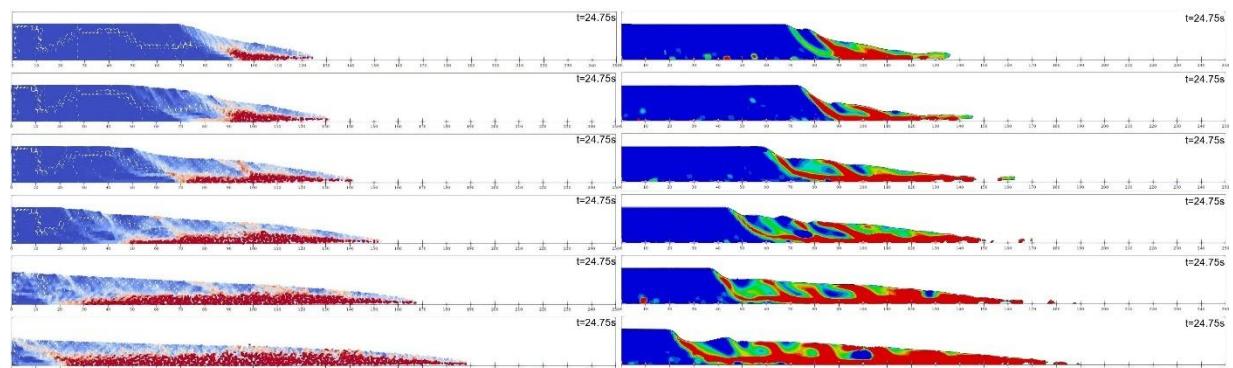


Figura 5.1. Influência da coesão residual no MPM e CEL

Nesse caso, observou-se que o MPM apresentou maior sensibilidade às variações de resistência, especialmente em situações com degradação acentuada. Os resultados foram mais concentrados na região de movimentação, sem plastificação excessiva fora das zonas de ruptura, como visto na Figura 4.9 (MPM – Curva D). Em contraste, no CEL, a mesma simulação (Figura 4.88) apresentou amplas regiões plastificadas mesmo onde não havia deslocamentos significativos, devido à sensibilidade do modelo de Mohr-Coulomb no ABAQUS e à utilização de malha grosseira. Esse comportamento é comparado na Figura 5.4, que mostra a evolução da energia cinética total do sistema para essas duas simulações.

Nas seções 4.1.3 (MPM) e 4.2.3 (CEL), em que foram adotadas taxas de degradação mais suaves e valores de pico mais baixos (Curvas D, E e F), o CEL apresentou uma resposta global mais deformável, com deslocamentos mais amplos e propagação mais extensa da ruptura (Figura 5.2). Esse comportamento se assemelha ao observado no MPM utilizando a formulação não drenada em tensões efetivas, como ilustrado na Figura 5.3

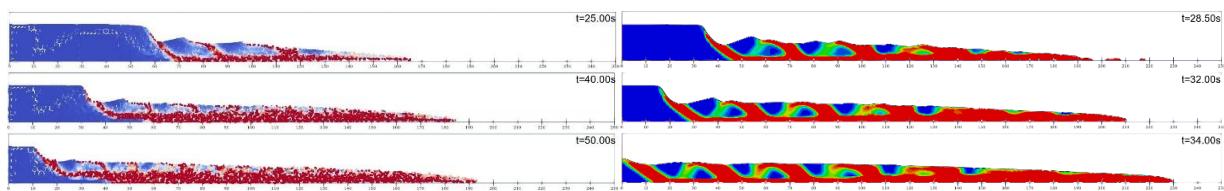


Figura 5.2. Comparação dos materiais D, E e F nas seções 4.1.3 e 4.2.3, MPM na formulação saturada totalmente acoplada

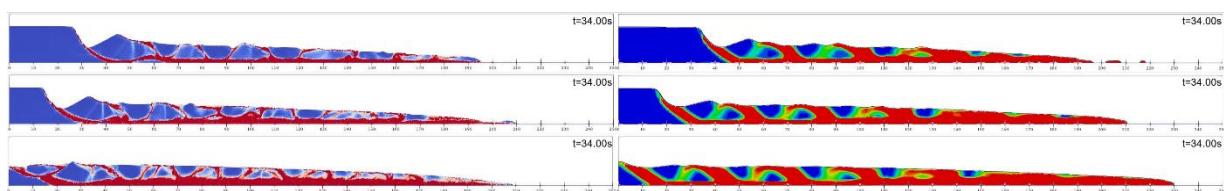


Figura 5.3. Comparação dos materiais D, E e F nas seções 4.1.3 e 4.2.3, MPM na formulação saturada não drenada

A Figura 5.5 compara a energia cinética total do sistema para os casos da Figura 4.27 (MPM – Curva D, não drenada) e da Figura 4.115 (CEL – Curva D). Nessas simulações, observa-se que a taxa de degradação influencia diretamente a evolução da energia cinética: nos casos com degradação rápida, a energia se concentra em um pico pronunciado, e a estabilização também é mais rápida. Já nos casos com degradação lenta, o sistema apresenta múltiplos picos secundários associados à mobilização progressiva de volumes adicionais de solo, retardando o processo de estabilização global, a Figura 5.5 demonstra a energia cinética da Curva D

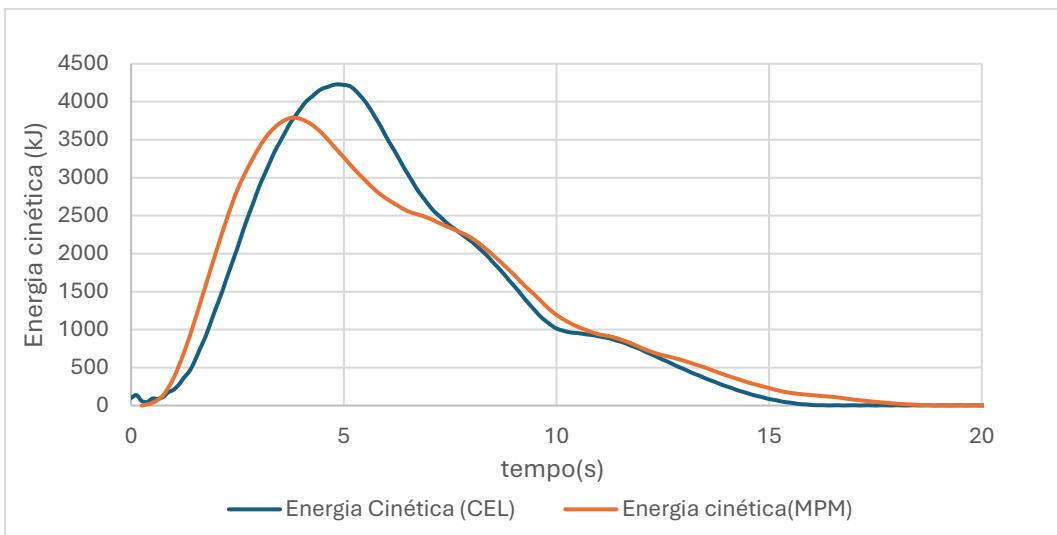


Figura 5.4. Energia cinética do sistema no resultado correspondente a simulação da Figura 4.9 (MPM) e 4.88 (CEL)

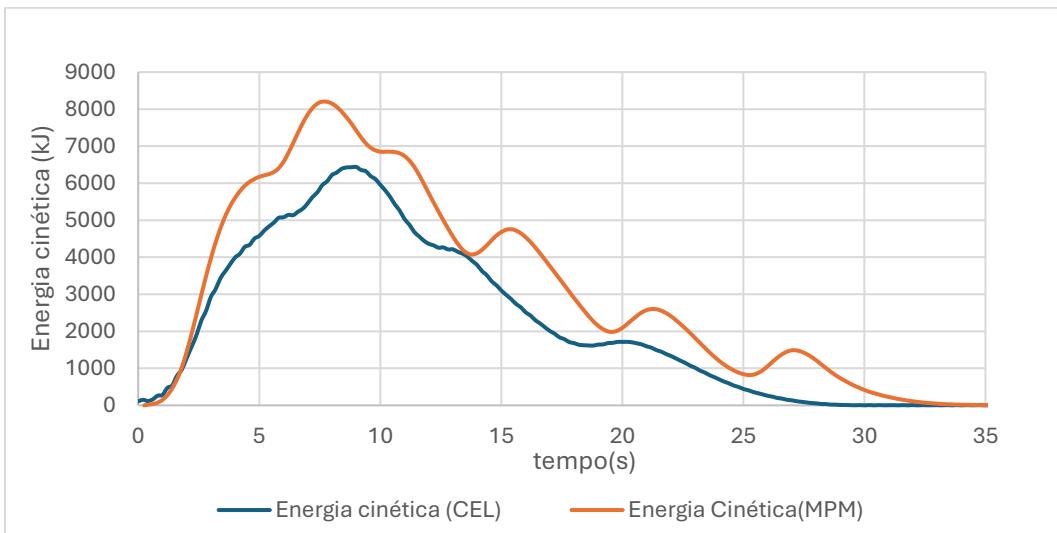


Figura 5.5. Energia cinética do sistema no resultado correspondente a Figura 4.27 (MPM) e 4.115(CEL).

Esse mesmo padrão foi observado nas simulações com o modelo Drucker-Prager aplicadas aos materiais A e D da seção 4.2.3, cujas energias cinéticas são apresentadas nas Figuras 5.6 (Material A, Figura 4.119) e 5.7 (Material D, Figura 4.122). Os gráficos reforçam a influência da curva de resistência na dissipação de energia e na dinâmica da ruptura.7.

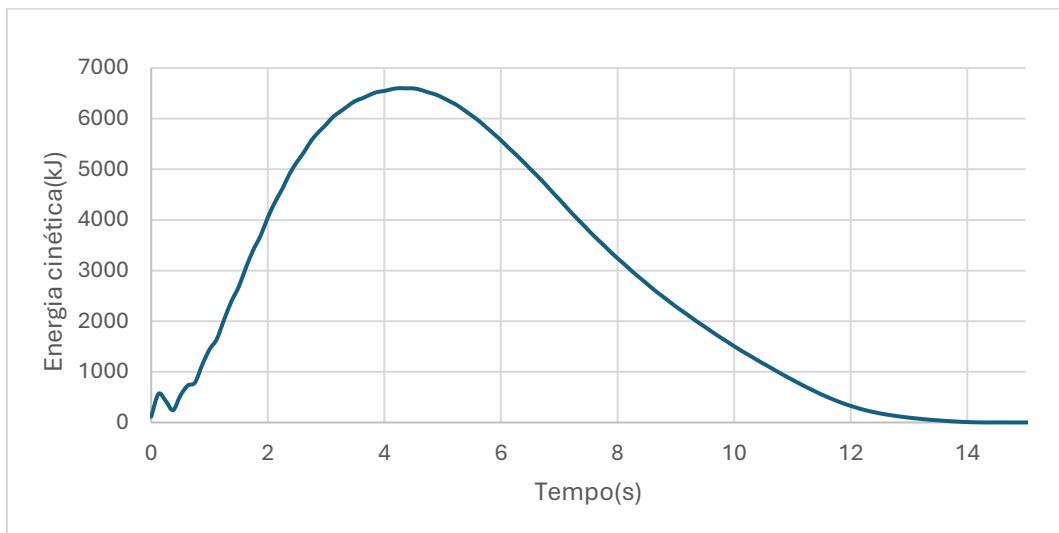


Figura 5.6. Energia cinética material A, seção 4.1.3(Figura 119) Drucker-Prager

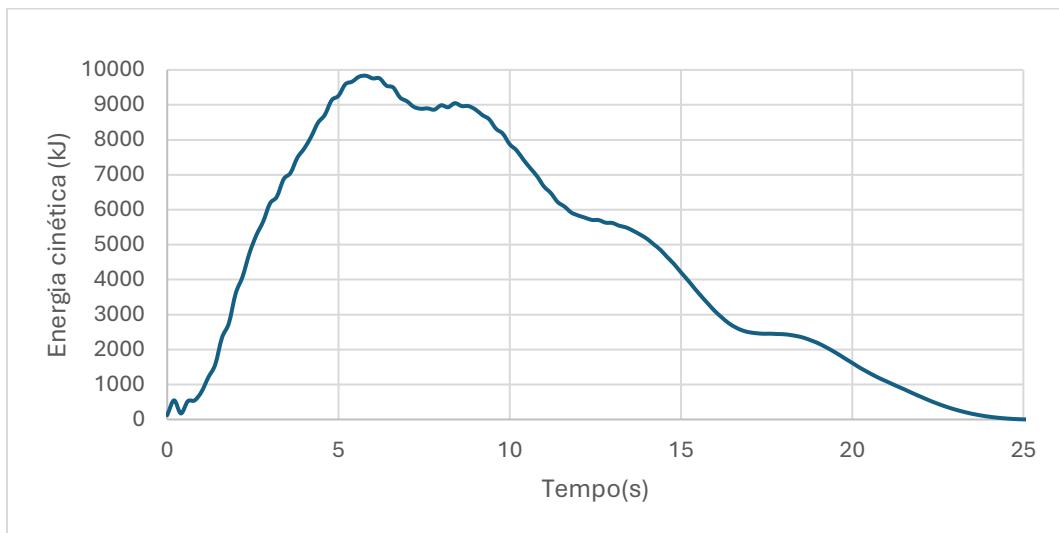


Figura 5.7. Energia cinética material D, seção 4.1.3(Figura 122) Drucker-Prager

Em resumo, esta seção confirma que, apesar das diferenças metodológicas entre MPM e CEL, os mecanismos de ruptura, padrões de mobilização e influência dos parâmetros constitutivos foram representados de forma coerente por ambas as abordagens. A análise conjunta reforça a robustez dos modelos numéricos adotados e valida o uso complementar das duas metodologias na simulação de taludes sensíveis submetidos a processos de instabilização progressiva.

Nos casos de ruptura progressiva em declive e retrogressiva ascendente, os resultados obtidos com os métodos MPM e CEL demonstraram morfologia semelhante das estruturas formadas, como grabens, blocos deslocados e superfícies de cisalhamento. Mesmo com parâmetros constitutivos distintos, os dois métodos foram capazes de representar com fidelidade os

mecanismos envolvidos, desde que utilizadas malhas adequadas e parametrizações consistentes. A comparação qualitativa entre os estados finais simulados está apresentada na Figura 5.8, para a ruptura progressiva em declive, e na Figura 5.9, para a ruptura retrogressiva ascendente.

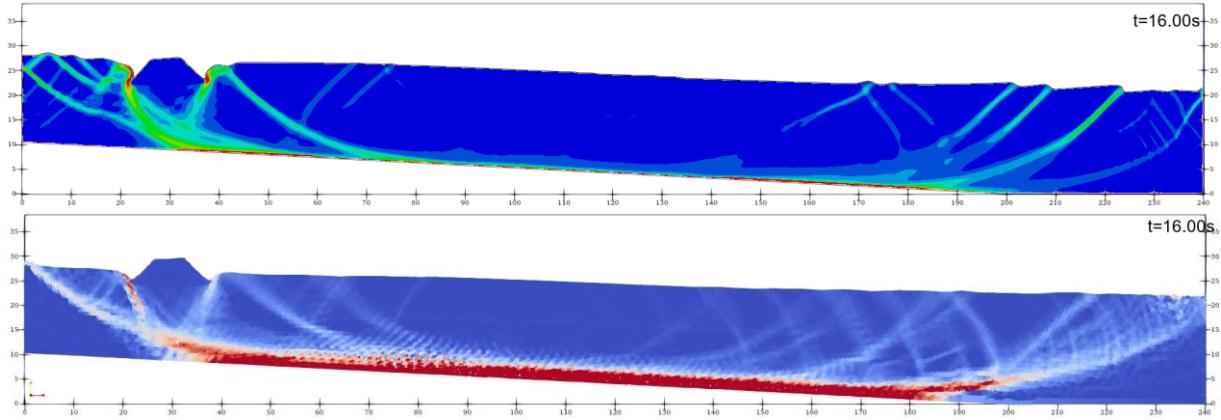


Figura 5.8. CEL e MPM, ruptura progressiva em declive.

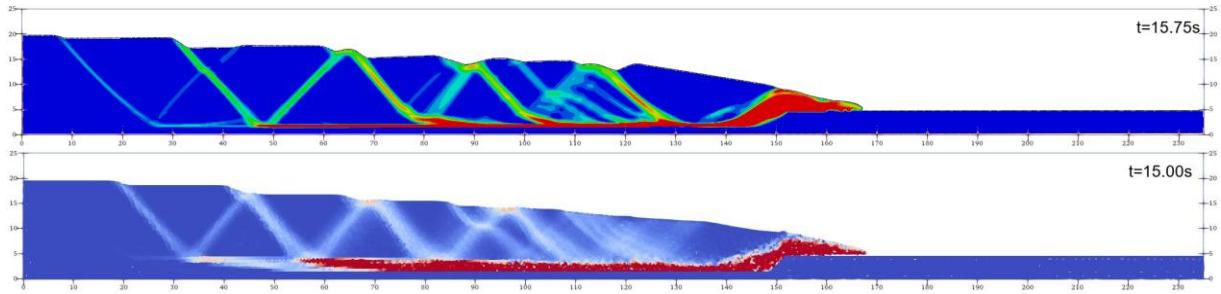


Figura 5.9. CELe MPM, ruptura retrogressiva ascendente.

Além da comparação dos mecanismos físicos de ruptura, foi avaliada a eficiência computacional dos dois métodos adotados, com foco no impacto do refinamento de malha, na formulação numérica (monofásica ou acoplada) e na complexidade tridimensional dos modelos. O tempo de simulação, especialmente em análises com degradação acentuada ou domínios extensos, mostrou-se um fator decisivo na escolha metodológica. As Tabelas 5.1 e 5.2 a seguir sintetizam os tempos de simulação observados com o MPM (ANURA3D) e o CEL (ABAQUS), respectivamente, abrangendo diferentes tamanhos de malha, formulações numéricas e graus de complexidade geométrica e física.

Tabela 5.1. Tempos de processamento MPM

Caso / Malha	Tipo de Análise	Tempo Físico	Tempo Computacional	Formulação
Malha 4 – estabilização	Quase-Estática	—	3 / 16 min	Monofásica / Acoplada
Malha 1	Dinâmica	—	6 / 14 min	Monofásica / Acoplada
Malha 4	Dinâmica	—	58 / 454 min	Monofásica / Acoplada
Retrogressiva (malha 1) – Seção 4.1.6	Dinâmica	20 s	13 min	Saturada acoplada
Retrogressiva (malha 2) – Seção 4.1.6	Dinâmica	20 s	2h 52min	Saturada acoplada
Progressiva (malha 1) – Seção 4.1.6	Dinâmica	25 s	39 min	Saturada acoplada
Progressiva (malha 2) – Seção 4.1.6	Dinâmica	25 s	4h 27min	Saturada acoplada
Fundação – Seção 4.1.5	Dinâmica	25 s	1h 07min	Saturada acoplada
Impacto – Seção 4.1.7	Interação estrutural	25 s	2h 55min	Não drenada (tensões efetivas)
3D Monofásico	Dinâmica	25 s	2h e 47min	Não drenada 3D
3D acoplado – malha completa	Dinâmica	25 s	~85 dias (estimado)	Acoplada saturada 3D

Tabela 5.2. Tempos de processamento CEL

Caso	Elemento (m)	Tipo de Análise	Tempo Físico	Tempo Computacional
Malha 1 (5000 elementos)	1,0	Dinâmica	25 s	14 s (70 s, 1 núcleo)
Malha 4 (80000 elementos)	0,25	Dinâmica	25 s	823 s (4115 s, 1 núcleo)
Fundação (Mohr-Coulomb) – Seção 4.2.5	1,0	Dinâmica	25 s	37 s
Fundação (Drucker-Prager) – Seção 4.2.5	0,25	Dinâmica	25 s	33 min
Retrogressiva – Seção 4.2.6	0,25	Dinâmica	20 s	27 min
Progressiva – Seção 4.2.6	0,25	Dinâmica	20 s	57 min
Impacto – Seção 4.2.7	0,25	Interação com estrutura	25 s	1h 24min
Extrudada (3D) – Seção 4.2.4	0,5	3D	20 s	41 min
Geometria real 3D – SSR (50 m)	50	3D SSR	20 s	5 min
Geometria real 3D – Amolecimento (25 m)	25	3D strain-softening	40 s	2h 24min

A Tabela 5.1 evidencia que o refinamento da malha no MPM tem impacto computacional consideravelmente mais severo na formulação acoplada do que na monofásica. Na malha 1, por exemplo, o tempo por segundo simulado é de 33,6 s, enquanto na malha 4 esse valor ultrapassa 18 minutos (1089,6 s). A escalada do custo computacional na formulação saturada é mais de 32 vezes entre essas malhas, ao passo que na monofásica o aumento é inferior a 10 vezes. Esse comportamento torna-se ainda mais crítico em modelos tridimensionais: conforme estimado na Seção 4.1.4, uma simulação de 25 s em 3D com formulação acoplada exigiria aproximadamente 85 dias de processamento.

No CEL, como mostrado na Tabela 5.2, os tempos iniciais são extremamente baixos mesmo com discretizações refinadas. Simulações com elementos de 0,25 m foram concluídas entre 27 minutos e 1h24min, e modelos tridimensionais com geometrias reais, como na Seção 4.2.4, foram executados em menos de 3 horas. Embora o refinamento leve a um aumento de custo mais expressivo que na formulação monofásica do MPM, o método permanece eficiente devido à paralelização nativa do ABAQUS, ao solver explícito e ao algoritmo de advecção, que acelera os incrementos à medida que o sistema se estabiliza. Elementos já estabilizados ou inativos não impõem carga significativa ao processamento, diferentemente do que ocorre no MPM.

Nos casos de impacto com interação estrutura-solo (Seções 4.1.7 e 4.2.7), o CEL também apresentou melhor desempenho: a simulação com bloco rígido foi concluída em menos de 1h30min, enquanto o MPM levou quase 3 horas com tempo físico idêntico, mesmo em formulação não drenada. Além disso, o CEL possibilitou o registro direto de forças e momentos via Reference Points, um recurso inexistente de forma nativa no ANURA3D.

Esses dados reforçam que a escolha do método mais adequado deve considerar não apenas a fidelidade física, mas também a escalabilidade computacional e os recursos oferecidos pelas plataformas. O MPM mostrou-se indispensável para análises multifásicas, solos não saturados e problemas com acoplamento hidromecânico, permitindo rastrear variáveis diretamente nos pontos materiais com alto grau de precisão. No entanto, seu custo computacional cresce rapidamente com o refinamento da malha e em modelos tridimensionais, sobretudo na formulação acoplada, que se mostrou sensível ao número de pontos materiais e pouco beneficiada pela estabilização do sistema.

O CEL, por outro lado, destacou-se pela eficiência computacional em simulações monofásicas de larga escala. Mesmo com discretizações refinadas, apresentou desempenho estável graças à paralelização nativa do ABAQUS e ao solver explícito otimizado. Sua eficiência é reforçada pelo fato de que elementos estabilizados ou inativos praticamente não impactam o custo computacional, o que o torna mais adequado para modelos com grandes domínios parcialmente mobilizados.

Do ponto de vista das plataformas, o Abaqus/CAE oferece uma interface robusta, ampla biblioteca de materiais, algoritmos avançados de contato e suporte à paralelização, sendo mais apropriado para simulações complexas com geometria real. O ANURA3D, embora limitado em termos de modelos constitutivos e paralelização, permite a análise de problemas acoplados e não saturados, com boa visualização dos resultados no ParaView, sendo uma alternativa acessível e eficaz para os estudos abordados nessa dissertação.

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões da dissertação, e as sugestões para trabalhos futuros focando em continuidade no tema pesquisado e ampliação das capacidades e aplicações dos métodos utilizados.

6.1 CONCLUSÕES

O objetivo deste trabalho foi desenvolver e comparar metodologias numéricas capazes de representar, com fidelidade, os mecanismos de ruptura progressiva e regressiva em taludes, com foco na caracterização do comportamento pós-ruptura. Foram investigadas duas formulações distintas: o Material Point Method (MPM), por meio do software ANURA3D, e a abordagem Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL), implementada no ABAQUS/Explicit.

Ambos os métodos se mostraram adequados para simular os principais mecanismos de instabilidade observados em solos sensíveis, permitindo a representação de falhas retrogressivas, progressivas em declive, mobilização gradual para a fundação, além de possibilitar a estimativa de impactos sobre estruturas. As simulações confirmaram a viabilidade técnica das abordagens estudadas, e revelaram suas respectivas forças e limitações.

As análises paramétricas realizadas demonstraram que a degradação da resistência (parâmetro η) exerce forte influência sobre os mecanismos de falha. Em ambos os métodos, valores baixos de η resultam em comportamento longo e necessidade de uma maior perda de suporte para geração de uma nova superfície de ruptura, enquanto curvas muito abruptas degradam a resistência do material rapidamente favorecendo a formação de novas superfícies retrogressivas rapidamente, até o ponto em que a degradação é tão rápida que o modelo perde sensibilidade ao parâmetro. O MPM apresentou melhor resposta a essas variações, enquanto o modelo Mohr-Coulomb do CEL mostrou regiões plastificadas sem mobilização real em malhas grosseiras, um efeito atribuído à sub-rotina constitutiva do Abaqus e não ao método CEL em si. O critério Drucker-Prager não apresentou esse problema, demonstrando coerência física dos resultados.

A influência da coesão de pico e residual também foi consistente entre os métodos. A redução da coesão residual aumentou as distâncias de retrogressão e de corrida em todos os casos. A coesão de pico demonstra maior influência quando aliada a degradações lentas da resistência em ambos os casos, mas a coesão de pico teve maior impacto nas simulações CEL. os efeitos observados indicam que, mesmo com formulações distintas, os dois métodos respondem de forma coerente à variação dos parâmetros de resistência.

A representação das falhas retrogressivas ascendentes e progressivas em declive foi particularmente esclarecedora quanto à robustez dos métodos. As estruturas internas, como “horts & grabens” e superfícies de cisalhamento inclinadas, foram identificadas com clareza nos dois modelos, desde que fossem utilizadas malhas refinadas. A semelhança na morfologia final das rupturas demonstra que ambos os métodos são capazes de reproduzir com fidelidade o comportamento observado em campo, ainda que por caminhos numéricos distintos.

Parâmetros físicos como a densidade tiveram impacto mais expressivo nas simulações com CEL. Como essa abordagem não incorpora porosidade nem pressão de poros, a densidade adotada define diretamente a massa do sistema. Foi observada uma forte sensibilidade da energia cinética e da extensão da ruptura às variações de densidade, o que reforça a necessidade de uma escolha criteriosa desse valor, especialmente em contextos submarinos. Já no MPM, a densidade sólida afeta apenas parte da massa total, uma vez que o modelo bifásico considera separadamente a fase fluida e o índice de vazios. A representação do comportamento geotécnico saturado mais realista no MPM permanece como uma de suas principais vantagens.

Ao considerar as diferenças entre as plataformas de simulação, é importante destacar que muitas limitações observadas não derivam do método numérico em si, mas da implementação adotada. O ANURA3D, embora gratuito e especializado em MPM, ainda não conta com paralelização, o que restringe sua aplicação em simulações tridimensionais ou com grande número de pontos materiais. Em contrapartida, o ABAQUS/Explicit permite uso extensivo de múltiplos núcleos e é otimizado para grandes domínios, como demonstrado nas seções com simulações 3D.

O CEL mostrou desempenho computacional notavelmente superior em simulações monofásicas com materiais que se estabilizam. Após a fase de ruptura, o tempo de processamento por incremento reduziu significativamente, graças à eficiência do algoritmo de advecção e ao menor

custo computacional de regiões estáticas. Esse comportamento, menos perceptível no MPM, é uma das principais vantagens da abordagem Euleriana no contexto avaliado.

Adicionalmente, a integração com ferramentas comerciais no caso do ABAQUS apresenta maior controle de carregamentos, condições de contorno e extração de reações estruturais. Em contrapartida, o MPM apresentou vantagem no rastreamento do histórico de deformações e na construção de gráficos baseados em pontos materiais, o que proporciona maior resolutividade espacial em análises localizadas.

6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Durante o desenvolvimento deste trabalho, foram identificadas diversas oportunidades de aprimoramento nas abordagens numéricas empregadas, tanto no Método do Ponto Material (MPM), com foco na plataforma ANURA3D, quanto na formulação Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL), conforme implementada no software ABAQUS. Esses aprimoramentos visam ampliar a robustez, a eficiência computacional e a aplicabilidade das ferramentas no contexto da engenharia geotécnica, especialmente em simulações de rupturas progressivas, liquefação e análises pós-falha.

Um ponto prioritário para investigações futuras é a adoção de gatilhos mais representativos para simulações submarinas, como sismos, variações de poro-pressão ou sobrecargas localizadas, em substituição ao carregamento por aterro. Também se recomenda a aplicação de modelos constitutivos mais avançados, como o CASM ou modelos viscoplásticos, que podem representar de forma mais precisa o amolecimento de solos sensíveis e os efeitos tempo-dependentes.

Com relação ao Método do Ponto Material, as seguintes melhorias são sugeridas:

- Paralelização computacional utilizando OpenMP, MPI ou CUDA, visando a redução dos tempos de simulação em problemas tridimensionais ou multifásicos com elevado número de pontos materiais.
- Integração do método Shear Strength Reduction (SSR) à lógica do MPM, para análises iniciais de estabilidade de taludes.
- Expansão dos tipos de carregamentos e condições de contorno disponíveis no ANURA3D, aumentando a versatilidade das simulações.

- Aprimoramento do algoritmo de contato, com maior flexibilidade na interação entre múltiplos materiais.
- Adoção de técnicas de estabilização numérica voltadas a malhas densas, permeabilidades extremas ou choques de MPs.
- Exploração de esquemas de integração temporal implícitos ou semi-implícitos, reduzindo oscilações e instabilidades em formulações acopladas.
- Implementação do GIMP (Generalized Interpolation Material Point), para mitigar erros associados ao grid-crossing.
- Suporte a novos tipos de malha (como quadriláteros e hexaedros) e configurações nodais variadas.
- Opções de controle sobre os arquivos de saída, incluindo frequência, compactação e precisão decimal.
- Melhorias na visualização no ParaView, com personalização do tamanho e forma dos MPs, o que pode facilitar a interpretação de simulações com baixa densidade de pontos.

No caso do método CEL, considerando as limitações da implementação atual no ABAQUS, destacam-se as seguintes sugestões:

- Desenvolvimento de uma formulação capaz de representar o comportamento multifásico em meios porosos, viabilizando a simulação de interações entre solo, água e eventualmente ar.
- Criação de estratégias para rastreamento de variáveis no material (e não na malha), com volumes ou pontos representativos que permitam acompanhamento local do histórico de tensão e deformação.

Além disso, recomenda-se a reprodução dos cenários simulados nesta dissertação em outras metodologias baseadas em partículas, como o Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH), utilizando o código GeoXPM, e o Particle Finite Element Method (PFEM), implementado no Kratos Multiphysics. Essas abordagens possuem potencial relevante para representar grandes deformações, separação de fases e liquefação, além de apresentarem flexibilidade geométrica e formulários multifásicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Urmí, Z. A., Saeidi, A., Yerro, A., & Chavali, R. V. P. (2023). Effect of strain softening on the prediction of post-failure runout in sensitive clay landslide. *10th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2023)*. DOI: [\[https://doi.org/10.53243/NUMGE2023-369\]](https://doi.org/10.53243/NUMGE2023-369).

Wang, B., Vardon, P. J., & Hicks, M. A. (2016). Investigation of retrogressive and progressive slope failure mechanisms using the material point method. *Computers and Geotechnics*, 78, 88–98. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.04.016>

Shan, Z., Zhang, W., Wang, D., & Wang, L. (2021). Numerical investigations of retrogressive failure in sensitive clays: Revisiting 1994 Sainte-Monique slide, Quebec. *Landslides*, 18, 1327–1336. <https://doi.org/10.1007/s10346-020-01567-4>

Wang, L., Zhang, X., & Tinti, S. (2021). Large deformation dynamic analysis of progressive failure in layered clayey slopes under seismic loading using the particle finite element method. *Acta Geotechnica*, 16, 2435-2448. <https://doi.org/10.1007/s11440-021-01142-8>

Belytschko, T., Bazant, Z. P., Hyl, Y., & Chang, T. P. (1986). Strain-softening materials and finite-element solutions. *Computers and Structures*. DOI: [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(86\)90210-5](https://doi.org/10.1016/0045-7949(86)90210-5)

Fern, E. J., & Soga, K. (2016). The role of constitutive models in MPM simulations of granular column collapses. *Acta Geotechnica*, 11(4), 1047–1063. <https://doi.org/10.1007/s11440-016-0436>

Idelsohn, S. R., Oñate, E., Del Pin, F., & Aubry, R. (2004). The particle finite element method. An overview. *International Journal of Computational Methods*, 1(2), 267-307. <https://doi.org/10.1142/S0219876204000204>

Soga, K., Dey, R., Phillips, R., & Hawlader, B. (2015). Large deformation finite element modeling of progressive failure leading to spread in sensitive clay slopes. *Geotechnique*, 65(7), 657-668. <https://doi.org/10.1680/geot.14.P.193>

Urmí, Z. A., Saeidi, A., Yerro, A., & Chavali, R. V. P. (2023). Prediction of post-peak stress-strain behavior for sensitive clays. *Engineering Geology*, 323, 107221. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2023.107221>

Grulkowski, I. (2018). Tortuous pore path through the glaucomatous lamina cribrosa. *Scientific Reports*, 8, 1357. <https://doi.org/10.1038/s41598-018-19445-w>

Sassa, K., Mikoš, M., & Yin, Y. (2017). Subaerial landslide-generated waves: Numerical and laboratory simulations. In *Advancing Culture of Living with Landslides*, Vol. 1, 373-381. https://doi.org/10.1007/978-3-319-59469-9_40

Wang, L., Zhang, X., Zaniboni, F., Oñate, E., & Tinti, S. (2019). Mathematical optimization problems for particle finite element analysis applied to 2D landslide modeling. *Mathematical Geosciences*, 53(1), 81-103. <https://doi.org/10.1007/s11004-019-09837-1>

Krabbenhoft, K., Zhang, X., Pedroso, D. M., Lyamin, A. V., & Sheng, D. (2013). Particle finite element analysis of large deformation and granular flow problems. *Computers and Geotechnics*, 54, 133-142. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.07.001>

Qiu, G., Henke, S., & Grabe, J. (2011). Application of a coupled Eulerian–Lagrangian approach on geomechanical problems involving large deformations. *Computers and Geotechnics*, 38(1), 30-39. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.09.002>

Luo, H., Zhang, L., & Zhang, L. M. (2019). Progressive failure of buildings under landslide impact. *Landslides*, 16(3), 517-530. <https://doi.org/10.1007/s10346-019-01164-0>

Kanamatsu, T., Ashi, J., & Shiraishi, K. (2024). Controlling factors of a submarine landslide on the Kumano-nada continental slope, West Japan. *Tectonophysics*, 883, 230370. <https://doi.org/10.1016/j.tecto.2024.230370>

Chen, G.-q., Huang, R.-q., Xu, Q., Li, T.-b., & Zhu, M.-l. (2013). Progressive modelling of the gravity-induced landslide using the local dynamic strength reduction method. *Journal of Mountain Science*, 10(4), 532–540. <https://doi.org/10.1007/s11629-013-2367-4>

Zhang, Y., Zhang, X., Li, X., Lingden, A., & Meng, J. (2024). Numerical analysis of downward progressive landslides in long natural slopes with sensitive clay. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 16, 3937–3950. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2024.05.013>

Abram, G., Solis, A., Liang, Y., & Kumar, K. (2021). In-situ visualization of natural hazards with Galaxy and Material Point Method. *IEEE Computing in Science and Engineering (CISE)*, Special Issue, 1–9.

Fernández-Méndez, S., Oñate, E., & Vázquez, M. (2024). *In-situ visualization of natural hazards with Galaxy and the material point method*. Computational Geomechanics Journal. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2024.105678>

Bandara, S., Martinelli, L., & Wang, Y. (2024). *Simulating landslides with the material point method: Best practices*. Landslides Journal, 21(3), 567-584. <https://doi.org/10.1007/s10346-024-02011-7>

Gutiérrez, R., Johansson, J., & Larese, A. (2024). *Liquefaction-Induced Dam Failure Simulation – A Case for the Material Point Method*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 150(2), 4023001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002920](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002920)

Bernander, S. (2011). *Progressive Landslides in Long Natural Slopes: Formation, Potential Extension and Configuration of Finished Slides in Strain-Softening Soils*. Luleå University of Technology. ISBN: 978-91-7439-283-8.

Quinn, P., Diederichs, M. S., Hutchinson, D. J., & Rowe, R. K. (2012). Development of progressive failure in sensitive clay slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(7), 782-795. <https://doi.org/10.1139/t2012-052>

CEPED UFSC – Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres (2016). *Atlas Brasileiro de Desastres Naturais 1991 a 2014: Volume Brasil*. Universidade Federal de Santa Catarina.

Masson, D. G., Harbitz, C. B., Wynn, R. B., Pedersen, G., & Løvholt, F. (2006). Submarine landslides: processes, triggers and hazard prediction. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 364(1845), 2009-2039. <https://doi.org/10.1098/rsta.2006.1810>

Kanamatsu, T., Ashi, J., & Shiraishi, K. (2024). Controlling factors of a submarine landslide on the Kumano-nada continental slope, West Japan. *Tectonophysics*, 883, 230370. <https://doi.org/10.1016/j.tecto.2024.230370>

Urlaub, M., Masson, D. G., Wynn, R. B., & Talling, P. J. (2015). What causes large submarine landslides on low gradient continental slopes? *Geology*, 43(4), 347-350. <https://doi.org/10.1130/G36570.1>

Robert, D. J., Diederichs, M. S., Hutchinson, D. J., & Rowe, R. K. (2012). Development of submarine slope stability criteria for offshore infrastructure. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(7), 899-917. <https://doi.org/10.1139/t2012-064>

Silva Tasso, B., Martinelli, L., & Wang, Y. (2023). Hydro-mechanical numerical analysis of fault reactivation due to petroleum production as a cause of submarine landslides. *Geotechnique Letters*, 13(2), 56-74. <https://doi.org/10.1016/j.geot.2023.05.010>

Lee, H. J. (2009). Timing of occurrence of large submarine landslides on the Atlantic Ocean margin. *Marine Geology*, 267(3-4), 1-16. <https://doi.org/10.1016/j.margeo.2009.11.002>

Vanneste, M., L'Heureux, J. S., Baeten, N. J., & Kremer, K. (2013). Submarine Landslides and Their Consequences: Review of Past Events and Future Challenges. *Marine Geology*, 340, 1-12. <https://doi.org/10.1016/j.margeo.2013.01.001>

Haflidason, H., Sejrup, H. P., & Nygard, A. (2004). The Storegga Slide: Chronology, Sedimentology, and Implications for Hazard Assessment. *Marine Geology*, 213(1-4), 221-245. <https://doi.org/10.1016/j.margeo.2004.10.015>

Brink, U. S., ten Brink, E., Geist, E. L., & Andrews, B. D. (2009). Assessment of Tsunami Hazard to the U.S. East Coast Using Relationships Between Submarine and Earthquake Sources. *Marine Geology*, 264(1-2), 65-73. <https://doi.org/10.1016/j.margeo.2008.10.010>

Scarselli, S. (2020). Large Deformation Analysis of Submarine Landslides and Tsunami Generation. *Geophysical Journal International*, 222(3), 1467-1485. <https://doi.org/10.1093/gji/ggaa227>

Yincan, Y., Wang, Z., & Zhang, L. (2017). Marine Geo-Hazards in China. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(5), 1343-1358. <https://doi.org/10.1007/s10706-017-0256-4>

Talling, P. J., Wynn, R. B., & Masson, D. G. (2014). Large Submarine Landslides on Continental Slopes: Geohazards and Implications for Seafloor Infrastructure. *Oceanography*, 27(2), 32-45. <https://doi.org/10.5670/oceanog.2014.38>

Haflidason, H., Sejrup, H. P., & Berstad, I. M. (2004). The Storegga Slide architecture, geometry and slide development. *Marine Geology*, 213(1-4), 201-234. <https://doi.org/10.1016/j.margeo.2004.10.013>

Cordão Neto, M. P. (2005). *Análise hidromecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis*. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília.

Perzyna, P. (1966). *Fundamental problems in viscoplasticity*. Advances in Applied Mechanics, 9, 243-377.

Wang, B., Vardon, P. J., & Hicks, M. A. (2016). *Investigation of retrogressive and progressive slope failure mechanisms using the material point method*. Computers and Geotechnics, 78, 88–98. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.04.016>

Abbo, A. J., Lyamin, A. V., Sloan, S. W., & Hambleton, J. P. (2011). *A C2 continuous approximation to the Mohr–Coulomb yield surface*. International Journal of Solids and Structures, 48(19), 3001–3010. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2011.06.021>

Urmí, Z. A., Saeidi, A., Yerro, A., & Chavali, R. V. P. (2023). *Failure mechanism, existing constitutive models and numerical modeling of landslides in sensitive clay: A review*. *Geoenvironmental Disasters*, 10(14). <https://doi.org/10.1186/s40677-023-00242-9>

Hinchberger, S. D., & Qu, T. (2009). *A viscoplastic constitutive approach for rate-sensitive structured clays*. Computers and Geotechnics, 36(5), 837-850. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.01.010>

Urmí, Z. A., Saeidi, A., Yerro, A., & Chavali, R. V. P. (2024). *Implementation of a strain-softening constitutive model in Anura3D for large deformation analysis of sensitive clays*.

Soga, K., Alonso, E., Yerro, A., Kumar, K., & Bandara, S. (2016). *Trends in large-deformation analysis of landslide mass movements with particular emphasis on the material point method*. *Géotechnique*, 66(3), 248-273. <https://doi.org/10.1680/jgeot.15.LM.005>

Yerro, A., Rohe, A., & Soga, K. (2017). *Modelling internal erosion with the material point method*. *Procedia Engineering*, 175, 365-372. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.01.048>

Bardenhagen, S. G., & Kober, E. M. (2004). The generalized interpolation material point method. *Computer Modeling in Engineering & Sciences*, 5(6), 477–495.

Wang, G., Lu, W., Yang, G., et al. (2020). *A state-of-the-art review on blast resistance and protection of high dams to blast loads*. *International Journal of Impact Engineering*. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2020.103529>.

Wang, B., et al. (2020). *Effects of strain-softening and strain-rate dependency in Coupled Eulerian-Lagrangian simulations*. *Acta Geotechnica*. <https://doi.org/10.1016/j.acta.2020.03.008>.

Cremonesi, M., Franci, A., Idelsohn, S., & Oñate, E. (2020). A State of the Art Review of the Particle Finite Element Method (PFEM). *Archives of Computational Methods in Engineering*, 27(6), 1709–1735. <https://doi.org/10.1007/s11831-020-09468-4> [520].

Yuan, W., Zhu, J., Wang, N., Zhang, W., Dai, B., & Jiang, Y. (2023). A dynamic large-deformation particle finite element method for geotechnical applications based on Abaqus. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 15(6), 1859–1871. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2022.09.014> [517].

Zhang, X., Sheng, D., Sloan, S. W., & Oñate, E. (2017). Particle finite element modelling of retrogressive slope failure in sensitive clays. *15th IACMAG Conference, Wuhan, China*. <https://doi.org/10.1002/nag.2815> [530].

Zhang, X., Sheng, D., Sloan, S. W., & Bleyer, J. (2018). Dynamic modelling of retrogressive landslides with emphasis on the role of clay sensitivity. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 42(10), 1094-1116. <https://doi.org/10.1002/nag.2815> [531].

Bui, H. H., Sako, K., & Fukagawa, R. (2008). Numerical simulation of soil–water interaction using smoothed particle hydrodynamics (SPH) method. *Journal of Terramechanics*, 45(5), 189–195. <https://doi.org/10.1016/j.jterra.2008.08.001>

Gingold, R. A., & Monaghan, J. J. (1977). Smoothed particle hydrodynamics: Theory and application to non-spherical stars. *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society*, 181, 375-389. <https://doi.org/10.1093/mnras/181.3.375>

Bui, H. H., Fukagawa, R., Sako, K., & Ohno, S. (2008). Lagrangian mesh-free particles method (SPH) for large deformation and failure flows of geomaterial using elastic–plastic soil constitutive model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(12), 1537–1573. <https://doi.org/10.1002/nag.676>

Vila, J. P. (1999). On particle weighted methods and Smoothed Particle Hydrodynamics. *Mathematical Models and Methods in Applied Sciences*, 9(02), 161-209. <https://doi.org/10.1142/S0218202599000092>

Zhang, X., Meng, J., & Yuan, S. (2021). Numerical simulation of soil–water interaction using smoothed particle hydrodynamics (SPH) method. *Computers and Geotechnics*, 142, 104571. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104571>.

Zhang, X., et al. (2021). An implicit nodal integration based PFEM for soil flow problems. *Computers and Geotechnics*, 142, 104571. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104571>.

Liu, M., Liu, G. R., & Lam, K. Y. (2015). Smoothed particle hydrodynamics (SPH) for numerical modeling of soil liquefaction. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 55, 30-41. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.enganabound.2015.08.002>.

Bui, H. H., Fukagawa, R., Sako, K., & Ohno, S. (2008). Lagrangian meshfree particles method (SPH) for large deformation and post-failure flow of geomaterial using elastic-plastic soil constitutive model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(12), 1537-1573. DOI: <https://doi.org/10.1002/nag.688>.

Islam, M. R., Rahman, M. A., & Hayano, K. (2020). *Application of smoothed particle hydrodynamics (SPH) for simulating various geotechnical problems*. SN Applied Sciences, 2(687). <https://doi.org/10.1007/s42452-020-2379-y>

Bui, H. H., Fukagawa, R., Sako, K., & Ohno, S. (2008). Lagrangian mesh-free particle method for large deformation flow of granular materials and its application to landslides. *Computers and Geotechnics*, 35(6), 838-855. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.08.003>

Wyser, E., Alkhimenkov, Y., Jaboyedoff, M., Podladchikov, Y. Y. (2021). An explicit GPU-based material point method solver for elastoplastic problems (ep2-3De v1.0). DOI: [<https://doi.org/10.5281/zenodo.5600373>].

Feng, Z-K., Xu, W-J. (2021). GPU material point method (MPM) and its application on slope stability analysis. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 80, 5437–5449. DOI: [<https://doi.org/10.1007/s10064-021-02265-8>].

Fernández, F. (2020). Modelagem Numérica de Problemas Geotécnicos de Grandes Deformações Mediante o Método do Ponto Material. Tese de Doutorado, PUC-Rio.

Xu, W., Zhang, W., & Liu, H. (2022). *Development of the smoothed particle hydrodynamics (SPH) method for modeling movement of fluid layer interaction between impermeable soil layers with boundary conditions sloping surface*. DOI: [<https://doi.org/10.1007/s10064-022-02345-9>].

Feng, Z-K., Xu, W-J. (2021). *Numerical simulation of soil-water jet interaction*. DOI: [<https://doi.org/10.1007/s10064-021-02289-2>].

Wang, L., & Zhao, H. (2021). *The development of smoothed particle hydrodynamics*. DOI: [<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104092>].

Hu, J., & Wang, T. (2022). *Smoothed particle hydrodynamics (SPH) analysis of slope soil-retaining wall interaction and retaining wall motion response*. DOI: [\[https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2022.107823\]](https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2022.107823).

Liu, X., & Chen, Y. (2022). *Development of smoothed particle hydrodynamics (SPH) method to model the interaction of sand and water during liquefaction with Bingham fluid model adaptation*. DOI: [\[https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104316\]](https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104316).

Kim, S., & Park, J. (2022). *Simulation of soil-tool interaction using smoothed particle hydrodynamics (SPH)*. DOI: [\[https://doi.org/10.1016/j.soilbio.2022.108145\]](https://doi.org/10.1016/j.soilbio.2022.108145).

Zhao, X., & Fang, R. (2021). *Smoothed particle hydrodynamics for soil mechanics*. DOI: [\[https://doi.org/10.1016/j.soilbio.2021.108037\]](https://doi.org/10.1016/j.soilbio.2021.108037).

Lee, H., & Kang, S. (2023). *Application of smoothed particle hydrodynamics (SPH) for simulating various geotechnical problems*. DOI: [\[https://doi.org/10.1016/j.geot.2023.107824\]](https://doi.org/10.1016/j.geot.2023.107824).

Li, W., & Zhou, M. (2023). *Numerical simulation of soil–water interaction using smoothed particle hydrodynamics (SPH) method*. DOI: [\[https://doi.org/10.1007/s10064-023-02457-3\]](https://doi.org/10.1007/s10064-023-02457-3).

Referências

Hu, T., Wang, T. (2021). A finite volume-based model for the hydrothermal behavior of soil under freeze–thaw cycles. PLoS ONE, 16(6), e0252680. DOI: [\[https://doi.org/10.1371/journal.pone.0252680\]](https://doi.org/10.1371/journal.pone.0252680).

Chen, X., Li, Y., & Wang, Z. (2020). Finite element modeling of partially embedded pipelines in clay seabed using Coupled Eulerian-Lagrangian Method. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 146(3), 04020005. DOI: [\[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002216\]](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002216)

Zhang, L., Zhou, W., & Tang, H. (2019). Numerical simulation of soil–water interaction using Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) method. Computers and Geotechnics, 110, 19–31. DOI: [\[https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.02.005\]](https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.02.005)

Lee, T., Kim, J., & Park, S. (2021). Application of a Coupled Eulerian-Lagrangian Technique on Constructability Problems of Site on Very Soft Soil. Journal of Civil Engineering, 48(7), 1124-1136. DOI: [\[https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2021.124569\]](https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2021.124569)

Wang, Y., Xu, B., & Fang, H. (2022). Application of the Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) method to the modeling of orthogonal cutting. International Journal of Mechanical Sciences, 228, 107334. DOI: [\[https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2022.107334\]](https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2022.107334)

Fang, Q., Li, X., & Chen, P. (2020). Coupled Eulerian–Lagrangian simulation and experimental investigation of indexable drilling. *Journal of Manufacturing Processes*, 54, 347-361. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jmapro.2020.02.018>

Wang, G., Lu, W., & Yang, G. (2020). A state-of-the-art review on blast resistance and protection of high dams to blast loads. *International Journal of Impact Engineering*, 139, 103529. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2020.103529>

Lu, M., Zhao, X., & Li, Q. (2019). Effects of Strain-Softening and Strain-Rate Dependence in CEL Simulations of Soil Explosions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 125, 103453. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.103453>

Yan, P., Chen, M., & Zhao, X. (2021). ICECO-CEL: A coupled Eulerian-Lagrangian code for analyzing primary system response in fast reactors. *Nuclear Engineering and Design*, 379, 111254. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2021.111254>

Donea, J., Huerta, A., Ponthot, J.-Ph., & Rodríguez-Ferran, A. (2004). Arbitrary Lagrangian–Eulerian methods. *The Encyclopedia of Computational Mechanics*, Wiley, Vol. 1, Chapter 14, pp. 413-437.

Duarte, F., Gormaz, R., & Natesan, S. (2004). Arbitrary Lagrangian–Eulerian method for Navier–Stokes equations with moving boundaries. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, 193, 4819–4836. DOI: 10.1016/j.cma.2004.05.003.

Huerta, A., Ponthot, J.-Ph., & Rodríguez-Ferran, A. (2004). Trends in large-deformation analysis of landslide mass movements. Springer, Chapter 14.

Rodríguez-Ferran, A., Huerta, A., & Donea, J. (2004). Arbitrary Lagrangian Eulerian formulation for soil-structure interaction problems. Elsevier.

Zhou, Q., Xu, W.-J., & Feng, Z.-K. (2022). A Coupled FEM-MPM GPU-based algorithm and applications in geomechanics. *Computers and Geotechnics*, 151, 104982. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104982>

Belytschko, T., Bažant, Z. P., Hyl, Y.-W., & Chasg, T. A.-P. (1986). *Strain-softening materials and finite-element solutions*. *Computers & Structures*, 22(5), 699-707. DOI: 10.1016/0045-7949(86)90019-7.

Ceccato, F., Leonardi, G., & Liu, K. (2024). *Simulating landslides with the material point method: Best practices and applications*. *Computers and Geotechnics*, 152, 105678. DOI: 10.1016/j.compgeo.2023.105678.

Kawamura, K., Yamada, Y., Ikehara, K., Yamamoto, Y., Kanamatsu, T., & Sakaguchi, A. (2009). *White paper for Geohazard: Submarine landslides and mass movements*. Japanese Research Group for Geohazard Science, IODP.

Elfgren, L., Ansell, A., & Ouchene, R. (2018). *Stability of the North Spur at Muskrat Falls: A geotechnical analysis*. Canadian Geotechnical Journal, 55(3), 422-439. DOI: [10.1139/cgj-2017-0329](https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0329).

González-Acosta, J. L., Vardon, P. J., & Hicks, M. A. (2021). *Study of landslides and soil-structure interaction problems using the implicit material point method*. Engineering Geology, 285, 106043. DOI: [10.1016/j.enggeo.2021.106043](https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106043).

Martínez-Doñate, A., Privat, A. M.-L. J., Hodgson, D. M., Jackson, C. A.-L., Kane, I. A., & Spyrala, Y. T. (2021). *Substrate entrainment, depositional relief, and sediment capture: Impact of a submarine landslide on flow process and sediment supply*. Frontiers in Earth Science, 9, 757617. DOI: [10.3389/feart.2021.757617](https://doi.org/10.3389/feart.2021.757617).

Sassa, K., Mikoš, M., & Yin, Y. (2017). *Subaerial landslide-generated waves: Numerical and laboratory simulations*. Landslides, 14(1), 23-42. DOI: [10.1007/s10346-016-0710-1](https://doi.org/10.1007/s10346-016-0710-1).

Wang, W., Zhang, L., & Liu, H. (2018). *Numerical modeling of progressive failure in sensitive clays using the PFEM*. Scientific Reports, 8, 1723. DOI: [10.1038/s41598-018-20147-6](https://doi.org/10.1038/s41598-018-20147-6).

Gens, A., Monforte, L., Arroyo, M., & Carbonell, J. M. (2023). *Recent Developments of the Particle Finite Element Method in Geomechanics*. Proceedings of the 10th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. DOI: [10.53243/NUMGE2023-51](https://doi.org/10.53243/NUMGE2023-51).

Feng, Z., & Xu, W. (2021). *GPU Material Point Method (MPM) and its application on slope stability analysis*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 80, 5437–5449. DOI: [10.1007/s10064-021-02265-8](https://doi.org/10.1007/s10064-021-02265-8).

Huang, P., Zhang, X., Ma, S., & Wang, H. (2008). *Shared Memory OpenMP Parallelization of Explicit MPM and Its Application to Hypervelocity Impact*. CMES - Computer Modeling in Engineering and Sciences, 38(2), 119-147. DOI: [10.32604/cmes.2008.038002](https://doi.org/10.32604/cmes.2008.038002).

Urmí, Z. A., Saeidi, A., Yerro, A., & Chavali, R. V. P. (2023). Prediction of post-peak stress-strain behavior for sensitive clays. *Engineering Geology*, 323, 107221. DOI: [10.1016/j.enggeo.2023.107221](https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2023.107221).

Laue, J., Knutsson, S., & Elfgren, L. (2017). Progressive Landslide Analysis in Canadian Glacial Silty Clay in Churchill River. *Luleå University of Technology*. DOI: [10.13140/RG.2.2.26711.98723](https://doi.org/10.13140/RG.2.2.26711.98723).

Zhao, X., Liang, D., & Martinelli, M. (2017). Numerical simulations of dam-break floods with MPM. *1st International Conference on the Material Point Method*. DOI: [Disponível em publicação].

Alelvan, G. M., Sousa, R. L., & Vieira, F. B. (2020). *MPM and ALE Simulations of Large Deformations in Geotechnical Problems*. *Geotechnical Engineering Journal*, 34(2), [187-202](https://doi.org/10.1016/j.geot.2020.187-202). DOI: [10.1016/j.geot.2020.187-202](https://doi.org/10.1016/j.geot.2020.187-202).

Feng, K., Huang, D., & Wang, G. (2021). *Two-layer material point method for modeling soil–water interaction in unsaturated soils and rainfall-induced slope failure*. *Acta Geotechnica*, 16, 2529–2551. DOI: [10.1007/s11440-021-01222-9](https://doi.org/10.1007/s11440-021-01222-9).

Yerro, A., Alonso, E. E., & Pinyol, N. M. (2015). *The Material Point Method for Unsaturated Soils: Implementation and Applications*. *Géotechnique*, 65(3), 201-217. DOI: [10.1680/geot.14.P.163](https://doi.org/10.1680/geot.14.P.163).

Giridharan, S., Stolle, D. F., & Moormann, C. (2019). *Modelling liquefaction using the Material Point Method - an evaluation using two constitutive models*. 2nd International Conference on the Material Point Method for Modelling Soil-Water-Structure Interaction. DOI: [10.1016/j.compgeo.2019.12.006](https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.12.006).

Wang, W., Zhang, L., & Liu, H. (2021). *Numerical Modeling of Progressive Failure in Sensitive Clays Using the PFEM*. *Scientific Reports*, 8, 1723. DOI: [10.1038/s41598-018-20147-6](https://doi.org/10.1038/s41598-018-20147-6).

Feng, K., Wang, G., Huang, D., & Jin, F. (2021). *Material point method for large-deformation modeling of coseismic landslide and liquefaction-induced dam failure*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 150, 106907. DOI: [10.1016/j.soildyn.2021.106907](https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106907).

Abram, G., Solis, A., Liang, Y., & Kumar, K. (2021). *In-situ visualization of natural hazards with Galaxy and the material point method*. *IEEE Computing in Science and Engineering (CISE)*, Special Issue, 1–9. DOI: 10.1109/MCSE.2021.3094840.

Carbonell, J. M., Monforte, L., Arroyo, M., & Gens, A. (2020). *Introduction to the Geotechnical PFEM in KRATOS. Computational Geomechanics Journal*. DOI: [10.1016/j.compgeo.2024.105678](https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2024.105678).

Wang, C., Hawlader, B., & Perret, D. (2016). *Finite Element Simulation of the 2010 Saint-Jude Landslide in Quebec*. *Proceedings of the 15th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*, Wuhan, China. DOI: <https://www.researchgate.net/publication/313853650>.

Fern, J., Rohe, A., Soga, K., & Alonso, E. (2019). *The Material Point Method for Geotechnical Engineering: A Practical Guide*. CRC Press.

1Xu, H., He, X., Shan, F., Niu, G., & Sheng, D. (2023). 3D simulation of debris flows with the coupled Eulerian–Lagrangian method and an investigation of the runout. *Mathematics*, 11(16), 3493. <https://doi.org/10.3390/math11163493>.

Zhang, X., Wang, L., Krabbenhoft, K., & Tinti, S. (2019). A case study and implication: particle finite element modelling of the 2010 Saint-Jude sensitive clay landslide. *Landslides*. <https://doi.org/10.1007/s10346-019-01330-4>.

Toro Rojas, D. (2019). Avaliação da influência das propriedades do material na evolução dos movimentos de massa utilizando o método do ponto material. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-322/2019, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 140 p.

Toro Rojas, D. (2021). Estudo de sistemas cársticos utilizando o método do ponto material. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

Karmaker, R., Dey, R., & Deering, P. (2021). A landslide case study in lacustrine/marine clay deposits in Western Newfoundland – Field observation and numerical analysis. *Conference Paper*, September 2021. <https://www.researchgate.net/publication/358345435>

Wang, C., & Hawlader, B. (2017). Numerical modeling of three types of sensitive clay slope failures. *Conference Paper*, October 2017. <https://www.researchgate.net/publication/320977194>

Dey, R., Hawlader, B., Phillips, R., & Soga, K. (2017). Progressive failure of slopes with sensitive clay layers. *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE)*.

Zhang, Y., Zhang, X., Li, X., Lingden, A., & Meng, J. (2024). Numerical analysis of downward progressive landslides in long natural slopes with sensitive clay. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 16, 3937–3950. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2024.05.013>

Bui, H. H., & Nguyen, G. D. (2021). Smoothed particle hydrodynamics (SPH) and its applications in geomechanics: From solid fracture to granular behaviour and multiphase flows in porous media. *Computers and Geotechnics*, 138, 104315. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104315>

APÊNDICE A – Padronização gráfica e scripts de análise

A.1 INTRODUÇÃO

Durante o desenvolvimento das análises numéricas apresentadas nesta dissertação, foi necessário adotar uma padronização rigorosa das imagens e gráficos, com o objetivo de garantir uniformidade na apresentação dos resultados, clareza visual e comparabilidade entre os diferentes métodos numéricos (MPM e CEL). Além disso, foram desenvolvidos scripts personalizados para automatizar o processamento dos resultados, reduzir o tempo de análise e permitir uma extração mais eficiente das variáveis.

A.2 Scripts para análise dos dados do MPM (Anura3D)

Foi desenvolvido um script em Python para tratamento dos dados exportados do Anura3D via ParaView. Esse script permite:

- Geração automática de gráficos por variável para cada ponto material;
- Geração de gráficos comparativos de uma mesma variável entre múltiplos pontos;
- Cálculo da energia cinética individual e total (por ponto e somatório);
- Tradução automática dos nomes das variáveis para português (requer melhorias);
- Agrupamento de imagens por tipo de variável e por tempo de simulação.
- Esse script tornou possível agilizar a criação dos gráficos no MPM.

A.3 Padronização gráfica no Paraview

Para os resultados do Anura3D, o software Paraview foi utilizado como ambiente de pós-processamento. As vantagens observadas incluíram:

- Flexibilidade na configuração da viewport ;
- Possibilidade de exportação com controle preciso da resolução;
- Retenção da posição da câmera entre simulações;
- Aplicação de ajustes automáticos em série (por scripts ou pipeline);
- Adição do tempo nas imagens finais via script externo (última etapa da padronização).

A principal limitação observada no Paraview refere-se à visualização dos pontos materiais: todos são renderizados com mesma forma e tamanho, o que pode gerar lacunas visuais (falsos vazios) em regiões menos densas. Apesar disso, com densidade adequada de pontos, o Paraview se mostrou superior à interface nativa do Abaqus para esse tipo de visualização.

A.4 Padronização gráfica no Abaqus Viewer

No caso do CEL (Abaqus), a padronização foi mais complexa e demandou esforço significativo. O Viewer do Abaqus não permite configurar diretamente o número exato de pixels da imagem exportada nem salvar a posição da câmera de forma consistente entre diferentes arquivos de resultado. Diante disso, a padronização foi feita da seguinte forma:

- Posicionamento manual da viewport com o mouse, ajustando pixel a pixel em dois eixos até igualar visualmente ao padrão do Paraview;
- Salvamento da posição ideal da câmera e reaplicação em outras simulações (apenas viável quando a geometria tinha mesma proporção);
- Exportação das imagens;
- Utilização de um segundo script para sobrepor o grid de referência (mantendo consistência espacial);
- Aplicação de um terceiro script para inserir o tempo da simulação com mesmo padrão visual adotado para o MPM.

Apesar de todos esses esforços, não foi encontrada uma solução automatizada definitiva para a padronização no Abaqus Viewer. Recomenda-se, para trabalhos futuros, considerar:

- O uso de ferramentas alternativas de visualização que consigam importar resultados do Abaqus com maior controle gráfico;
- Ou a evolução do próprio visualizador da Dassault Systèmes, permitindo ajustes objetivos de escala, resolução e câmera.

Todos os scripts mencionados neste apêndice podem ser acessados por meio do QR Code e link presente na **Figura 4.1**.

ANEXO 1. FORMULAÇÕES DO MPM e CEL

Este anexo apresenta as equações relacionadas a mecânica dos meios contínuos, comuns para o MEF, MPM e CEL e aborda particularidades da formulação e particularidades algorítmicas dos métodos citados.

A.1 FORMULAÇÃO COMUM

Até certo ponto, as equações fundamentais utilizadas no Método dos Pontos Materiais (MPM) são idênticas às do Método dos Elementos Finitos (MEF) em sua formulação lagrangeana e à formulação Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL). Nesta seção, será descrita a parte da formulação que é comum aos métodos MPM, MEF e CEL, uma vez que todos compartilham as mesmas equações básicas da mecânica do contínuo.

O solo, material de interesse para essas formulações, é um meio poroso multifásico composto por um esqueleto sólido preenchido por fluidos (líquidos ou gases). No entanto, em diversas situações práticas, ele pode ser tratado como um material homogêneo monofásico. A formulação “one-phase single-point” do MPM é aplicável quando apenas a fase sólida é considerada na análise seja para materiais secos, em condições drenadas, ou totalmente não drenadas, o que simplifica consideravelmente o tratamento numérico.

O comportamento do solo saturado depende diretamente de sua permeabilidade e da taxa de carregamento. Em condições drenadas, a dissipação da pressão de poro ocorre de maneira tão rápida que pode ser desconsiderada. Já em condições não drenadas, a carga é aplicada de forma suficientemente rápida para gerar pressões de poro significativas, embora o movimento relativo entre as fases sólida e líquida seja desprezível. Nessas duas situações, a modelagem pode ser feita considerando apenas a fase sólida. Entretanto, em condições parcialmente drenadas, nas quais a geração e a dissipação da pressão de poro não podem ser negligenciadas, a formulação monofásica se torna insuficiente, sendo necessária a adoção de uma abordagem bifásica para capturar o comportamento totalmente acoplado entre sólido e fluido.

A1.1 Equações Fundamentais da Formulação Monofásica

A formulação baseia-se nas leis fundamentais da termodinâmica, que incluem:

1. Conservação de Massa
2. Conservação de Momento
3. Conservação de Energia
4. Relações Constitutivas

A equação de conservação de massa para um meio contínuo, quando não há fontes ou sumidouros de massa, pode ser escrita como:

$$\frac{d\rho}{dt} + \rho \operatorname{div}(v) = 0 \quad (\text{A.1})$$

onde $\frac{d}{dt}$ representa a derivada total, ρ é a densidade do material, e v é o vetor de velocidade.

A conservação do momento implica a preservação tanto do momento linear quanto do momento angular. A conservação do momento linear representa a equação de movimento de um meio contínuo, seguindo a Segunda Lei de Newton, que relaciona a cinemática do meio às forças internas e externas atuantes. A equação diferencial que descreve essa conservação pode ser expressa como:

$$\rho \frac{dv}{dt} = \operatorname{div}(\boldsymbol{\sigma}^T) + \rho g \quad (\text{A.2})$$

onde $\frac{dv}{dt}$ = representa o vetor aceleração, $\boldsymbol{\sigma}$ é o tensor de tensões e g é o vetor da aceleração gravitacional.

Tanto no Método dos Elementos Finitos (MEF), no Método dos Pontos Materiais (MPM) quanto no Método Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL), o termo de aceleração é levado em consideração na formulação dinâmica, permitindo a modelagem de problemas onde os efeitos inerciais são relevantes. Além da conservação do momento linear, a conservação do momento angular impõe a simetria do tensor de tensões:

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}^T \quad (\text{A.3})$$

Na formulação adotada, assume-se que os efeitos térmicos e qualquer fonte de energia térmica são desprezados, considerando-se apenas o trabalho mecânico como a única fonte de energia do sistema. Com essa consideração, a equação da conservação de energia pode ser expressa como:

$$\rho \frac{dE}{dt} = \dot{\epsilon}^T \boldsymbol{\sigma} \quad (\text{A.4})$$

onde E representa a energia interna por unidade de massa e $\dot{\epsilon}$ é a matriz de taxa de deformação. Essa equação descreve a variação da energia interna do meio contínuo devido à deformação e às tensões aplicadas, sendo um aspecto fundamental na análise de problemas geotécnicos dinâmicos.

Condições Iniciais e de Contorno

As condições iniciais e de contorno desempenham papel fundamental na formulação dos métodos MEF, MPM e CEL, pois definem as restrições e influenciam a evolução do sistema no tempo. Seja $\partial\Omega$ a fronteira do domínio Ω ocupado pelo meio, composta por duas partes distintas:

- $\partial\Omega_u$: fronteira onde o deslocamento é prescrito (condições essenciais, ou condições de Dirichlet);
- $\partial\Omega_\tau$: fronteira onde as tensões ou trações são especificadas (condições naturais, ou condições de Neumann).

As condições de contorno de deslocamento, também conhecidas como condições essenciais ou condições de Dirichlet, podem ser expressas como:

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \mathbf{U}(t) \text{ em } \partial\Omega_u(t) \quad (A.5)$$

onde $\mathbf{U}(t)$ representa o vetor de deslocamento prescrito na superfície.

Por outro lado, as condições de contorno de tração, também chamadas de condições naturais ou condições de Neumann, são definidas por:

$$\sigma(\mathbf{x}, t)\mathbf{n} = \tau(t) \text{ em } \partial\Omega_\tau(t) \quad (A.6)$$

onde \mathbf{n} é o vetor normal unitário para fora da superfície de contorno $\partial\Omega$, e $\tau(t)$ representa o vetor de tração prescrito sobre essa superfície. As condições iniciais para a análise são dadas por:

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t_0) = \mathbf{U}_0, \mathbf{v}(\mathbf{x}, t_0) = \mathbf{V}_0, \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}, t_0) = \boldsymbol{\sigma}_0 \quad (A.7)$$

onde \mathbf{U}_0 é o deslocamento inicial, \mathbf{V}_0 a velocidade inicial $\boldsymbol{\sigma}_0$ o estado de tensões iniciais no domínio.

A.1.2 Tensor de Tensões e Notação de Voigt

O tensor de tensões de Cauchy σ é o principal parâmetro utilizado para descrever o estado de tensões internas na configuração atual do meio contínuo, sendo amplamente utilizado nas formulações MPM e CEL. O tensor de tensões de Cauchy é definido na configuração atual(deformada) e se difere dos tensores de Piola-Kirchhoff já que o segundo é definido na configuração inicial (não deformada), e trata-se de um tensor simétrico de segunda ordem, cuja forma expandida em três dimensões é:

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (A.8)$$

Devido à conservação do momento angular, impõe-se a simetria do tensor, ou seja:

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx} \text{ e } \sigma_{yz} = \sigma_{zy} \quad (A.9)$$

Para fins computacionais, especialmente em métodos numéricos como o MEF, o MPM e o CEL, é comum representar esse tensor na chamada notação de Voigt, que o expressa como um vetor coluna com seis componentes independentes:

$$\sigma_{\text{Volgt}} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} \quad (A.10)$$

De forma análoga, o vetor de deformações na notação de Voigt é:

$$\varepsilon_{\text{Volgt}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (A.11)$$

Neste contexto, as componentes de deformação por cisalhamento são definidas como $\gamma_{ij} = 2\varepsilon_{ij}$, garantindo a consistência energética entre a formulação vetorial e a tensorial. Essa equivalência é assegurada pela preservação do produto interno:

$$\varepsilon^T \sigma = \varepsilon : \sigma \quad (A.12)$$

Taxa Objetiva de Jaumann

Em simulações que envolvem grandes deformações e rotações, como aquelas realizadas utilizando os métodos MPM e CEL, o uso direto da derivada material do tensor de tensões de Cauchy ($\dot{\sigma}$) pode gerar inconsistências numéricas. Isso ocorre porque, sob rotações finitas, a derivada material não preserva a objetividade, ou seja, não é invariante sob mudanças no referencial em rotação.

Para garantir que a evolução do estado de tensões seja independente de rotações rígidas do corpo, é necessário utilizar uma taxa objetiva da tensão. A abordagem mais utilizada para esse fim é a taxa corrotacional de Jaumann, que remove os efeitos puramente rotacionais. Sua formulação é dada por:

$$\dot{\sigma}_J = \dot{\sigma} + \sigma\omega - \omega\sigma \quad (A.13)$$

onde:

- $\dot{\sigma}$ é a taxa material da tensão de Cauchy;
- ω é a matriz de spin, dada pela parte antissimétrica do gradiente de velocidade $\mathbf{L} = \nabla\mathbf{v}$:

$$\omega = \frac{1}{2}(\nabla\mathbf{v} - (\nabla\mathbf{v})^T) \quad (A.14)$$

O uso da taxa de Jaumann garante que a atualização das tensões permaneça objetiva, ou seja, invariável sob rotações rígidas do sistema de referência, condição essencial para a estabilidade numérica em análises envolvendo grandes deslocamentos ou rotações acumuladas.

Nos métodos MPM e CEL, essa correção é implementada de forma sistemática, sendo aplicada a cada passo de tempo na integração das equações constitutivas. No método dos elementos finitos (MEF), a adoção de taxas objetivas como a de Jaumann é dependente da formulação escolhida, sendo intrínseca em abordagens corrotacionais e “Updated Lagrangian”, mas não obrigatória em formulações “Total Lagrangian”, onde todas as variáveis são referenciadas à configuração inicial.

Para a implementação numérica das leis constitutivas, assume-se que a taxa de tensão objetiva como a taxa de Jaumann é função da taxa de deformação, do estado atual de tensões, da

temperatura (quando aplicável) e de um conjunto de variáveis internas que descrevem o estado evolutivo do material, como endurecimento, amolecimento e dano acumulado. A relação incremental entre tensão e deformação será apresentada na sequência, considerando essas dependências.

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = f(\dot{\boldsymbol{\epsilon}}, \sigma, T, \chi) \quad (A.15)$$

De maneira geral, a taxa objetiva de tensão $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$ é função da taxa de deformação $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}$, do estado atual de tensões σ , da temperatura T (quando relevante) e de um conjunto de variáveis internas χ , que representam o estado evolutivo do material, como parâmetros associados a plasticidade, amolecimento, dano ou envelhecimento estrutural.

Para grande parte dos modelos constitutivos, essa relação pode ser expressa, em regime incremental, de forma linear por meio da matriz constitutiva tangente \mathbf{D} :

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D}\dot{\boldsymbol{\epsilon}} \quad (A.16)$$

A matriz \mathbf{D} contém os coeficientes constitutivos tangentes do material e caracteriza sua resposta instantânea à deformação. A formulação apresentada estabelece uma base para a modelagem de materiais com comportamentos complexos, como plasticidade, viscoplasticidade ou acoplamentos hidromecânicos.

A.1.3 Formulação Fraca da Conservação do Momento Linear

A implementação numérica da equação de conservação do momento linear nos métodos baseados em formulações do tipo MEF, incluindo o Método dos Pontos Materiais (MPM) e o Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL), inicia-se com a conversão da forma forte da equação em sua forma fraca, também conhecida como equação do trabalho virtual. Esta transformação é essencial para permitir a discretização espacial do problema.

Multiplicando a equação de movimento por uma função de teste, a velocidade virtual $\delta\vec{v}$ integrando sobre o domínio atual Ω , obtém-se:

$$\int_{\Omega} \delta\vec{v} \rho \frac{d\vec{v}}{dt} d\Omega = \int_{\Omega} \delta\vec{v} \operatorname{div}(\boldsymbol{\sigma}) d\Omega + \int_{\Omega} \delta\vec{v} \rho \vec{g} d\Omega \quad (A.17)$$

onde $\delta\vec{v} = 0$ em $d\Omega_u$ que representa a fronteira do domínio com deslocamentos prescritos. O primeiro termo do lado direito pode ser reformulado usando a identidade:

$$\int_{\Omega} \delta\vec{v} \operatorname{div}(\boldsymbol{\sigma}) d\Omega = \int_{\Omega} \operatorname{div}(\delta\vec{v}\boldsymbol{\sigma}) d\Omega - \int_{\Omega} \operatorname{div}(\delta\vec{v}) \boldsymbol{\sigma} d\Omega \quad (\text{A.18})$$

Aplicando o teorema da divergência de Gauss ao primeiro termo no lado direito da equação, obtemos:

$$\int_{\Omega} \operatorname{div}(\delta\vec{v}\boldsymbol{\sigma}) d\Omega = \int_{\partial\Omega} \delta\vec{v}(\boldsymbol{\sigma}\vec{n}) dS = \int_{\partial\Omega_{\tau}} \delta\vec{v}\vec{\tau} dS \quad (\text{A.19})$$

onde dS representa a integral sobre a superfície de contorno e $\partial\Omega_{\tau}$ é a região onde as forças de tração são aplicadas.

Substituindo essas expressões na equação original, a forma fraca da equação de conservação do momento linear resulta em:

$$\int_{\Omega} \delta\vec{v}\rho \frac{d\vec{v}}{dt} d\Omega = \int_{\partial\Omega} \delta\vec{v}\vec{\tau} dS - \int_{\Omega} \operatorname{div}(\delta\vec{v})\boldsymbol{\sigma} d\Omega + \int_{\Omega} \delta\vec{v}\rho\mathbf{g} d\Omega \quad (\text{A.20})$$

A.1.4 Aproximação Espaço-Temporal e Discretização

A discretização espacial é realizada subdividindo o domínio Ω elementos finitos Ω^{el} conectados por nós. Cada variável de campo, como deslocamento \mathbf{u} , velocidade \mathbf{v} e aceleração \mathbf{a} , é interpolada usando funções de forma $N(\mathbf{x})$.

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) \approx N(\mathbf{x})\mathbf{u}(t), \mathbf{v}(\mathbf{x}, t) \approx N(\mathbf{x})\mathbf{v}(t), \mathbf{a}(\mathbf{x}, t) \approx N(\mathbf{x})\mathbf{a}(t) \quad (\text{A.21})$$

onde os vetores $\mathbf{u}(t), \mathbf{v}(t)$ e $\mathbf{a}(t)$ contêm os valores nodais do deslocamento, velocidade e aceleração, respectivamente. As quantidades virtuais correspondentes são aproximadas da mesma forma, isto é, $\delta\mathbf{u} \approx N\delta\mathbf{u}$.

As quantidades virtuais correspondentes seguem a mesma interpolação:

$$\delta\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) \approx N(\mathbf{x})\delta\mathbf{u}(t) \quad (\text{A.22})$$

onde cada função de forma $N_i(\mathbf{x})$ pode ser expressa na forma matricial para cada nó i como

$$N_i(\mathbf{x}) = \begin{bmatrix} N_i(\mathbf{x}) & 0 & 0 \\ 0 & N_i(\mathbf{x}) & 0 \\ 0 & 0 & N_i(\mathbf{x}) \end{bmatrix} \quad (A.23)$$

A matriz de deformação-deslocamento B , que contém os gradientes das funções de forma, pode ser escrita como:

$$B(\mathbf{x}) = [B_1(\mathbf{x}) \quad B_2(\mathbf{x}) \quad \dots \quad B_{nn}(\mathbf{x})] \quad (A.24)$$

Com cada $B_i(\mathbf{x})$ definido como:

$$B_i(\mathbf{x}) = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i(\mathbf{x})}{\partial x_1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i(\mathbf{x})}{\partial x_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i(\mathbf{x})}{\partial x_3} \\ \frac{\partial N_i(\mathbf{x})}{\partial x_2} & \frac{\partial N_i(\mathbf{x})}{\partial x_1} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i(\mathbf{x})}{\partial x_3} & \frac{\partial N_i(\mathbf{x})}{\partial x_2} \\ \frac{\partial N_i(\mathbf{x})}{\partial x_3} & 0 & \frac{\partial N_i(\mathbf{x})}{\partial x_1} \end{bmatrix} \quad (A.25)$$

A.1.5 Forma Discretizada do Trabalho Virtual

A equação do trabalho virtual, na forma discretizada, torna-se:

$$\delta \mathbf{v}^T \int_{\Omega} N^T \rho N d\Omega = \delta \mathbf{v}^T \int_{\partial \Omega_{\tau}} N^T \tau dS - \delta \mathbf{v}^T \int_{\Omega} B^T \sigma d\Omega + \delta \mathbf{v}^T \int_{\Omega} N^T \rho \mathbf{g} d\Omega \quad (A.26)$$

onde $\vec{\tau}$ e \vec{g} contêm, respectivamente, as componentes das forças de tração e da aceleração gravitacional. O vetor $\delta \vec{v}$ representa as velocidades nodais virtuais, que são arbitrárias em todo o domínio, exceto nas fronteiras onde uma velocidade é prescrita.

Dessa forma, a equação do trabalho virtual na sua forma discretizada pode ser reescrita como:

$$\int_{\Omega} N^T \rho N d\Omega = \delta \mathbf{v}^T \int_{\partial \Omega_{\tau}} N^T \tau dS - \delta \mathbf{v}^T \int_{\Omega} B^T \sigma d\Omega + \delta \mathbf{v}^T \int_{\Omega} N^T \rho \mathbf{g} d\Omega \quad (A.27)$$

Na implementação numérica, as integrais da equação de conservação do momento linear são avaliadas para cada elemento, percorrendo todos os elementos da malha computacional. As matrizes globais são então formadas pelo processo de montagem das matrizes elementares. A integração numérica da equação:

$$\int_{\Omega} N^T \rho N d\Omega = \int_{\partial\Omega_{\tau}} N^T \tau dS \int_{\Omega} B^T \sigma d\Omega + \int_{\Omega} N^T \rho g d\Omega \quad (A.28)$$

E finalmente, a equação global do sistema é escrita como:

$$M \mathbf{a} = \mathbf{f}_{\text{ext}} - \mathbf{f}_{\text{int}} \quad (A.29)$$

onde a matriz de massa M , as forças externas \mathbf{f}_{ext} as forças internas \mathbf{f}_{int} , as forças de tração \mathbf{f}_{trac} e as forças gravitacionais \mathbf{f}_{grav} são definidas como:

$$M = \int_{\Omega} N^T \rho N d\Omega \quad (A.30)$$

$$\mathbf{f}_{\text{ext}} = \mathbf{f}_{\text{trac}} + \mathbf{f}_{\text{grav}} = \int_{\partial\Omega_r} N^T \tau dS + \int_{\Omega} N^T \rho g d\Omega \quad (A.31)$$

$$\mathbf{f}_{\text{int}} = \int_{\Omega} B^T \sigma d\Omega \quad (A.32)$$

Nessa formulação, os vetores τ e g contêm, respectivamente, as componentes das forças de tração e da aceleração gravitacional. O vetor δv representa as velocidades nodais virtuais, que são arbitrárias exceto nas fronteiras onde uma velocidade é prescrita

A.2 Seção específica ao MPM.

A.2.1 Aproximação Espaço-Temporal e Discretização no MPM

Aproximação Espaço-Temporal e Discretização no MPM: No Método dos Pontos Materiais (MPM), a aproximação espaço-temporal e a discretização do domínio diferem do MEF clássico, principalmente devido à introdução de pontos materiais como portadores de informações físicas (massa, velocidade, tensão etc.).

Em vez de discretizar o meio contínuo apenas em termos da malha de elementos fixos, o MPM utiliza:

- Uma malha de cálculo (geralmente estruturada, euleriana), temporariamente usada para calcular gradientes e resolver o sistema de equações;

- Pontos materiais que se movem com o meio e carregam todas as variáveis de estado (posição, velocidade, tensão, deformação, variáveis internas).

A sequência principal é:

- 1 Interpolação: As informações dos pontos materiais são projetadas (interpolaradas) para os nós da malha usando as funções de forma $N(x)$.
- 2 Cálculo nodal: As equações (massas, forças, acelerações) são resolvidas nos nós da malha.
- 3 Atualização: As acelerações e velocidades nodais são usadas para atualizar os pontos materiais (movimentá-los).
- 4 Reset: A malha é "zerada" após cada passo de tempo (não acumula variáveis) - apenas os pontos materiais guardam o histórico.

O deslocamento, velocidade e aceleração de um ponto material p são aproximados por:

$$\mathbf{u}_p(t) \approx \sum_{i=1}^{n_n} N_i(\mathbf{x}_p) \mathbf{u}_i(t) \quad \mathbf{v}_p(t) \approx \sum_{i=1}^{n_n} N_i(\mathbf{x}_p) \mathbf{v}_i(t) \quad \mathbf{a}_p(t) \approx \sum_{i=1}^{n_n} N_i(\mathbf{x}_p) \mathbf{a}_i(t) \quad (A.33)$$

onde $N_i(\mathbf{x}_p)$ é o valor da função de forma do nó i avaliada na posição do ponto p . Essa característica confere ao MPM grande capacidade de tratar grandes deformações sem os problemas de distorção da malha típicos do MEF puro.

Resumo:

- A integração no MPM é realizada sobre os pontos materiais.
- A malha atua apenas como ferramenta auxiliar de cálculo e não guarda histórico.
- Cada passo de tempo consiste em mapear estados entre pontos e nós e reverter.

A.2.2 Formulação Monofásica Single Point no MPM

Nesta seção, é descrita a formulação específica do Método dos Pontos Materiais (MPM) para o caso monofásico (*single-point*), destacando as diferenças fundamentais em relação ao Método dos Elementos Finitos (MEF). A principal diferença do MPM em relação ao MEF é que o meio contínuo é discretizado não apenas pela malha de cálculo, mas também em um número finito de subdomínios denominados pontos materiais. O número total de pontos materiais dentro de um elemento é denotado por n_{MP} .

Cada ponto material move-se junto com o esqueleto sólido do meio que representa, proporcionando uma descrição Lagrangeana do movimento. Os pontos carregam todas as informações relevantes, como deslocamento, velocidade, tensão, deformação e variáveis internas. A massa associada a cada ponto material permanece constante ao longo do tempo.

Em termos numéricos, os pontos materiais podem ser comparados aos pontos de integração de Gauss do MEF, com a diferença crucial de que, no MPM, esses pontos podem se mover livremente pela malha computacional e não estão fixos dentro dos elementos.

Os elementos que contêm pelo menos um ponto material são chamados de elementos ativos. Apenas os nós desses elementos participam na formação e solução das equações de balanço de momento. Elementos vazios, que não possuem pontos materiais, são ignorados durante o cálculo, reduzindo o custo computacional.

Inicialmente, cada ponto material é posicionado em uma coordenada local ξ_{MP} pré-definida dentro do elemento. Sua posição global \mathbf{x}_{MP} é interpolada a partir das coordenadas nodais \mathbf{x}_i usando as funções de forma N_i :

$$\mathbf{x}_{MP}(\xi_{MP}) \approx \sum_{i=1}^{nn,el} N_i(\xi_{MP}) \mathbf{x}_i \quad (A.34)$$

onde nn, el é o número de nós por elemento, $N_i(\xi_{MP})$ é a função de forma associada ao nó i avaliada na posição local do ponto material e \mathbf{x}_i são as coordenadas nodais. O volume associado a cada ponto material é calculado de forma que todos os pontos materiais dentro de um elemento compartilhem, inicialmente, a mesma fração do volume total do elemento. Assim, o volume do ponto material é dado por:

$$V_{MP} = \frac{1}{n_{MP}} \int_{\Omega_{el}} \sum_{q=1}^{n_{q,el}} w_q \mathbf{J}(\xi_q) d\Omega_{el} \quad (A.35)$$

onde V_{MP} é o volume associado ao ponto material, n_{MP} é o número de pontos materiais dentro do elemento, $n_{q,el}$ é o número de pontos de Gauss no elemento, w_q é o peso de integração associado ao ponto de Gauss q , e \mathbf{J} é a matriz Jacobiana.

A massa de cada ponto material é então calculada como:

$$m_{MP} = \rho_{MP} V_{MP} \quad (A.36)$$

onde ρ_{MP} é a densidade do material ao qual o ponto material está associado. Para simplificar os cálculos, pode-se utilizar uma matriz de massa concentrada (M_{lumped}) em vez da matriz de massa consistente M . A matriz de massa concentrada é uma matriz diagonal, cujos elementos m são obtidos somando-se os valores correspondentes da matriz de massa consistente, resultando na equação:

$$M_{lumped} = \sum_{MP=1}^{n_{MP}} m_{MP} N(\xi_{MP}) \quad (A.37)$$

O uso dessa matriz de massa concentrada simplifica a inversão da matriz de massa, tornando-a trivial. No entanto, uma consequência dessa simplificação é a introdução de uma leve dissipação da energia cinética no sistema. No MPM, as tensões são integradas nos pontos materiais, o que significa que os pontos de quadratura coincidem com os pontos materiais. O peso de integração associado a cada ponto material é o seu volume V_{MP} , permitindo que a integração das tensões seja aproximada pela equação:

$$\int_{\Omega_{el}} B^T \boldsymbol{\sigma} d\Omega_{el} \approx \sum_{MP=1}^{n_{MP}} V_{MP} B^T(\xi_{MP}) \boldsymbol{\sigma}_{MP} \quad (A.38)$$

Essa abordagem permite uma modelagem mais flexível das deformações do meio contínuo, garantindo que a informação de tensão e deformação seja transportada junto aos pontos materiais, o que diferencia o MPM de outras abordagens baseadas em malha fixa.

As forças externas são mapeadas para os pontos materiais (MPs) localizados próximos aos elementos de contorno onde são aplicadas as trações. Esses MPs, denominados boundary MPs, transportam a carga de tração superficial ao longo da simulação. A força de tração na superfície é interpolada a partir dos nós do elemento de contorno até os MPs de contorno, de modo que a tração em um ponto material localizado na fronteira pode ser expressa como

$$\boldsymbol{\tau}(\mathbf{x}_{bMP}) \approx \sum_{i=1}^{nn,bel} N_i(\xi_{bMP}) \boldsymbol{\tau}(\mathbf{x}_i) \quad (A.39)$$

onde nn , bel representa o número de nós do elemento de contorno, N_i é a função de forma associada ao nó i do elemento de contorno, e ξ_{bMP} são as coordenadas locais do ponto material

de contorno (boundary MP). Essas coordenadas correspondem à projeção do ponto material sobre o elemento de contorno. A superfície de tração do elemento de contorno é denotada por S_{el} . Assim, as integrais da equação de balanceamento de momento podem ser aproximadas para cada elemento por:

$$M \approx \sum_{MP=1}^{nMP} m_{MP} N(\xi_{MP}) \quad (A.40)$$

$$\mathbf{f}_{trac} \approx \sum_{bMP=1}^{nbMP} \left(\frac{S_{el}}{nbMP} N^T(\xi_{MP}) \sum_{i=1}^{nn,bel} N_i(\xi_{bMP}) \tau(\mathbf{x}_i) \right) \quad (A.41)$$

$$\mathbf{f}_{grav} \approx \sum_{MP=1}^{nMP} m_{MP} N^T(\xi_{MP}) \mathbf{g}, \mathbf{f}_{int} \quad (A.42)$$

$$\mathbf{f}_{int} \approx \sum_{MP=1}^{nMP} V_{MP} B^T(\xi_{MP}) \boldsymbol{\sigma}_{MP} \quad (A.43)$$

O tempo é discretizado em instantes k , com incrementos de tempo Δt , de forma que a atualização temporal segue a relação:

$$t^{k+1} = t^k + \Delta t \quad (A.44)$$

A equação de balanço de momento (Eq. 2.23) é escrita no instante t^k , resultando em:

$$M^k \mathbf{a}^k = \mathbf{f}_{ext}^k - \mathbf{f}_{int}^k \quad (A.45)$$

onde \mathbf{a}^k é a aceleração desconhecida a ser determinada.

Para a atualização da velocidade, é utilizado um esquema explícito de integração temporal de Euler, que é um método numérico de primeira ordem para a solução de equações diferenciais ordinárias com um valor inicial dado. Sendo \mathbf{v}^k a velocidade no instante t^k , a velocidade no próximo passo de tempo t^{k+1} é calculada a partir da aceleração no instante anterior, conforme:

$$\mathbf{v}^{k+1} = \mathbf{v}^k + \Delta t \mathbf{a}^k \quad (A.46)$$

Os deslocamentos \mathbf{u} no tempo t^{k+1} são calculados utilizando a velocidade nodal atualizada \mathbf{v}^{k+1} , conforme

$$\mathbf{u}^{k+1} = \mathbf{u}^k + \Delta t \mathbf{v}^{k+1} \quad (A.47)$$

Esse algoritmo foi originalmente desenvolvido por Sulsky et al. e é idêntico ao utilizado no método dos elementos finitos Lagrangeano (FEM). No entanto, essa abordagem pode levar a

matrizes de massa mal condicionadas no MPM, pois as massas nodais podem atingir valores próximos de zero quando um ponto material entra em um elemento anteriormente vazio e ainda está próximo da fronteira desse elemento.

Para mitigar esse problema, Sulsky et al. introduziram uma modificação no algoritmo que substitui o uso direto da velocidade pelo uso do momento sempre que possível, evitando a divisão por massas nodais próximas de zero, o que melhora a estabilidade numérica do método.

O ciclo computacional do Método dos Pontos Materiais (MPM) em cada passo de tempo pode ser resumido nas seguintes etapas:

- 1 Cálculo da massa nodal: A massa nodal é calculada utilizando as funções de forma para formar a matriz de massa concentrada M_i^k no instante t^k , conforme a equação

$$M \approx \sum_{MP=1}^{nMP} m_{MP} N(\xi_{MP}) \quad (A.48)$$

- 2 Avaliação das forças internas e externas: As forças internas $\mathbf{f}_{int,i}^k$ e externas $\mathbf{f}_{ext,i}^k$ nos nós são avaliadas utilizando as equações

$$\mathbf{f}_{trac} \approx \sum_{bMP=1}^{nbMP} \left(\frac{S_{el}}{nbMP} N^T(\xi_{MP}) \sum_{i=1}^{nn,bel} N_i(\xi_{bMP}) \boldsymbol{\tau}(\mathbf{x}_i) \right) \quad (A.49)$$

$$\mathbf{f}_{grav} \approx \sum_{MP=1}^{nMP} m_{MP} N^T(\xi_{MP}) \mathbf{g} \quad (A.50)$$

$$\mathbf{f}_{int} \approx \sum_{MP=1}^{nMP} V_{MP} B^T(\xi_{MP}) \quad (A.51)$$

- 3 Resolução da equação de balanço do momento e determinação da aceleração nodal: A aceleração nodal \mathbf{a}_i^k é determinada a partir da equação

$$\mathbf{a}_i^k = (M_i^k)^{-1} (\mathbf{f}_{ext,i}^k - f_{int,i}^k) \quad (A.52)$$

- 4 Atualização da velocidade nos pontos materiais: As velocidades nos MPs são atualizadas utilizando as acelerações nodais e as funções de forma, conforme

$$\mathbf{v}_{MP}^{k+1} = \mathbf{v}_{MP}^k + \Delta t \sum_{i=1}^{nn,el} N_i(\xi_{MP}^k) \mathbf{a}_i^k \quad (A.53)$$

5 Atualização do momento nodal: O momento nodal é atualizado considerando as velocidades dos MPs

$$\mathbf{P}_i^{k+1} = \sum_{el=1}^{nel,i} \sum_{MP=1}^{nMP} m_{MP} N_i(\xi_{MP}^k) \mathbf{v}_{MP}^{k+1} \quad (A.54)$$

6 Atualização das velocidades nodais: As velocidades nodais são recalculadas conforme

$$\mathbf{v}_i^{k+1} = \frac{\mathbf{P}_i^{k+1}}{M_i^k} \quad (A.55)$$

7 Cálculo do incremento de deslocamento nodal: O deslocamento nodal é atualizado com

$$\Delta \mathbf{u}_i^{k+1} = \Delta t \mathbf{v}_i^{k+1} \quad (3.56)$$

8 Cálculo do incremento de deformação: O incremento de deformação nos MPs é computado como

$$\Delta \varepsilon_{MP}^{k+1} = B(\xi_{MP}^k) \Delta \mathbf{u}_i^{k+1} \quad (A.57)$$

9 Atualização das tensões utilizando o modelo constitutivo: A partir da relação incremental entre tensão e deformação, conforme

$$\dot{\sigma} = \mathbf{D} \dot{\varepsilon} \quad (A.58)$$

10 Atualização do volume e da densidade de massa dos MPs: O volume e a densidade dos MPs são recalculados utilizando

$$V_{MP}^{k+1} = (1 + \Delta \varepsilon_{vol,MP}^{k+1}) V_{MP}^k \quad (A.59)$$

$$\rho_{MP}^{k+1} = \frac{\rho_{MP}^k}{1 + \Delta \varepsilon_{vol,MP}^{k+1}} \quad (A.60)$$

11 Atualização das posições e deslocamentos dos MPs: As posições e deslocamentos dos MPs são atualizados conforme

$$\mathbf{u}_{MP}^{k+1} = \mathbf{u}_{MP}^k + \sum_{i=1}^{nn,el} N_i(\xi_{MP}^k) \Delta \mathbf{u}_i^{k+1} \quad (A.61)$$

$$\mathbf{x}_{MP}^{k+1} = \mathbf{x}_{MP}^k + \sum_{i=1}^{nn,el} N_i(\xi_{MP}^k) \Delta \mathbf{u}_i^{k+1} \quad (A.62)$$

12 Reinicialização da malha computacional: Após o passo de tempo, os valores nodais são descartados, pois todas as informações atualizadas são transportadas pelos pontos materiais. Em seguida, a malha computacional é reinicializada para o próximo passo de tempo.

Esse ciclo computacional é repetido a cada incremento de tempo, garantindo a evolução dinâmica da simulação no Método dos Pontos Materiais.

A.2.3 Formulação bifásica single point MPM

Diferente da formulação monofásica, onde apenas a fase sólida é considerada, a formulação bifásica single-point permite capturar fenômenos como o desenvolvimento de pressões de poro e o fluxo de fluido dentro do meio poroso. Essa formulação é mais complexa que a monofásica, mas é bem mais simples que a formulação bifásica “*double-point*”. A principal vantagem da formulação “*single-point*” é a simplicidade na implementação, pois mantém um único conjunto de MPs para representar o meio saturado. No entanto, a suposição de que os MPs seguem o movimento da fase sólida pode limitar a precisão da modelagem quando há grande fluxo relativo entre as fases, o que leva à necessidade da formulação *double-point*.

No contexto do MPM, a formulação bifásica single-point adota um único conjunto de pontos materiais (MPs) para representar o meio poroso saturado. Cada MP representa um volume de solo saturado, armazenando informações de ambas as fases, sólida e líquida. O volume associado a um ponto material é a soma dos volumes parciais da fase sólida e da fase líquida, de acordo com

$$V_{MP} = V_{MP}^S + V_{MP}^L \quad (A.63)$$

onde os subscritos *S* e *L* referem-se, respectivamente, às fases sólida e líquida. Diferente do modelo monofásico, onde a massa do MP é constante, aqui a massa total pode variar devido ao fluxo de líquido para dentro ou para fora do MP. No entanto, a massa da fase sólida permanece constante ao longo da simulação, garantindo automaticamente a conservação da fase sólida. A descrição do movimento continua Lagrangeana para a fase sólida, enquanto o deslocamento da fase líquida é descrito em relação ao movimento da fase sólida.

Equações Governantes: A formulação bifásica single-point é construída dentro do formalismo de meio contínuo, resolvendo um conjunto de equações físicas que incluem o balanço dinâmico de momento para a fase líquida, o balanço dinâmico de momento para a mistura e as equações de conservação de massa para ambas as fases.

Conservação do Momento: O balanço de momento para a mistura, considerando ambas as fases, é expresso como

$$n_S \rho_S \mathbf{a}_S + n_L \rho_L \mathbf{a}_L = \text{div}(\boldsymbol{\sigma}) + \rho_m \mathbf{g} \quad (\text{A.64})$$

onde ρ_S e ρ_L são, respectivamente, as densidades das fases sólida e líquida, n_S e n_L são as frações volumétricas das fases sólida e líquida, e ρ_m é a densidade da mistura, definida como:

$$\rho_m = n_S \rho_S + n_L \rho_L \quad (\text{A.65})$$

Para solos saturados, a fração volumétrica da fase líquida n_L equivale à porosidade do esqueleto sólido n , satisfazendo a relação $n_L + n_S = 1$.

A equação de balanço de momento para a fase líquida, por unidade de volume de fluido, é escrita como:

$$\rho_L \mathbf{a}_L = \nabla p_L - \mathbf{f}_d + \rho_L \mathbf{g} \quad (\text{A.66})$$

onde p_L é a pressão da fase líquida e \mathbf{f}_d é a força de arrasto exercida pela fase sólida sobre o fluido.

Conservação de Massa: A equação de conservação de massa da fase sólida é dada por:

$$\frac{d(n_S \rho_S)}{dt} + \text{div}(n_S \rho_S \mathbf{v}_S) = 0 \quad (\text{A.67})$$

onde \mathbf{v}_S é o vetor velocidade da fase sólida. Analogamente, a conservação de massa para a fase líquida pode ser expressa como:

$$\frac{d(n_L \rho_L)}{dt} + \text{div}(n_L \rho_L \mathbf{v}_L) = 0 \quad (\text{A.68})$$

onde \mathbf{v}_L representa a velocidade real da fase líquida: Ao assumir que os grãos sólidos são incompressíveis e desprezar variações espaciais na densidade e na porosidade, as equações de conservação de massa para as fases sólida e líquida se reduzem para:

$$-\frac{D_S n_L}{Dt} + n_S \text{div}(\mathbf{v}_S) = 0 \quad (\text{A.69})$$

$$\rho_L \frac{D_S n_L}{Dt} + n_L \frac{D_S \rho_L}{Dt} + n_L \rho_L \text{div}(\mathbf{v}_L) = 0 \quad (\text{A.70})$$

onde a derivada material em relação à fase sólida é dada por:

$$\frac{D_S(\cdot)}{Dt} = \frac{d(\cdot)}{dt} + \mathbf{v}_S \nabla(\cdot) \quad (\text{A.71})$$

ao substituir a equação de conservação de massa da fase sólida na equação da fase líquida, o termo $\frac{D_S n_L}{Dt}$ é eliminado, resultando em:

$$n_S \operatorname{div}(\mathbf{v}_S) + n_L \frac{D_S \rho_L}{Dt} + n_L \operatorname{div}(\mathbf{v}_L) = 0 \quad (A.72)$$

O fluido é considerado fracamente compressível, e a taxa de variação da deformação volumétrica da fase líquida $\varepsilon_{vol,L}$ é definida como:

$$\frac{D_S \varepsilon_{vol,L}}{Dt} = -\frac{1}{\rho_L} \frac{D_S \rho_L}{Dt} \quad (A.73)$$

Substituindo essa relação na equação de conservação de massa da mistura, obtemos:

$$\frac{D_S \varepsilon_{vol,L}}{Dt} = \frac{1}{n_L} [n_S \operatorname{div}(\mathbf{v}_S) + n_L \operatorname{div}(\mathbf{v}_L)] \quad (A.74)$$

Essa equação, conhecida como equação de armazenamento, representa a taxa de deformação volumétrica do fluido intersticial. Por fim, ao reorganizar os termos da equação de conservação de massa da fase sólida, obtemos:

$$\frac{D_S n_L}{Dt} = n_S \operatorname{div}(\mathbf{v}_S) \quad (A.75)$$

Esta equação expressa a variação da fração volumétrica da fase líquida (porosidade), fundamental para a análise da resposta hidromecânica do meio saturado.

Na formulação bifásica single-point, as equações constitutivas para ambas as fases são essenciais para descrever completamente o comportamento dos solos saturados. Assumindo a validade do conceito de tensões efetivas de Terzaghi, o comportamento mecânico do esqueleto sólido pode ser modelado em termos de tensões efetivas. A relação geral entre tensão e deformação para a fase sólida é dada por:

$$\frac{D_S \sigma'}{Dt} = \mathbf{D} \frac{D_S \varepsilon}{Dt} \quad (A.76)$$

onde \mathbf{D} é a matriz de rigidez tangente do material. Para a fase líquida, a relação constitutiva considera a relação entre a deformação volumétrica do fluido intersticial e a pressão da fase líquida, expressa por:

$$\frac{D_S p_L}{Dt} = K_L \frac{D_S \varepsilon_{vol,L}}{Dt} \quad (A.77)$$

onde K_L é o módulo de compressibilidade volumétrica do fluido. Essa equação descreve a variação da pressão do fluido em resposta às mudanças no volume dos poros.

Condições de Contorno: A formulação proposta requer que a fronteira do domínio seja a união das seguintes condições de contorno:

$$\partial\Omega = \partial\Omega_u \cup \partial\Omega_\tau \cup \partial\Omega_{vL} \cup \partial\Omega_p \quad (A.78)$$

onde $\partial\Omega_u$ é a fronteira com deslocamento (ou velocidade) prescrito para a fase sólida, $\partial\Omega_\tau$ é a fronteira com tensões totais prescritos, $\partial\Omega_{vL}$ representa a fronteira com velocidade prescrita para a fase líquida, e $\partial\Omega_p$ define a fronteira onde a pressão da fase líquida é imposta. Além disso, as seguintes condições devem ser satisfeitas para evitar sobreposição de restrições.

$$\partial\Omega_u \cap \partial\Omega_\tau = 0, \quad \partial\Omega_{vL} \cap \partial\Omega_p = 0 \quad (A.79)$$

Hipóteses da Formulação: Para simplificar o modelo, algumas hipóteses são adotadas. Assume-se que as variações espaciais de densidade e porosidade são desprezíveis, considerando os grãos sólidos como incompressíveis. Além disso, o escoamento da fase líquida é considerado laminar e estacionário para regimes de baixa velocidade. A força de interação entre as fases sólida e líquida, ou seja, a força de arrasto \mathbf{f}_d , segue a Lei de Darcy, dada por:

$$\mathbf{f}_d = n_L \frac{\mu_L}{\kappa_L} (\mathbf{v}_L - \mathbf{v}_S) \quad (A.80)$$

onde μ_L é a viscosidade dinâmica do fluido e κ_L é a permeabilidade intrínseca da fase líquida. Essa hipótese pode ser controversa para fluxos de alta velocidade, onde as forças de arrasto tornam-se não lineares. A permeabilidade intrínseca κ_L pode ser expressa em termos da permeabilidade de Darcy k_L , conforme:

$$\kappa_L = \frac{k_L \mu_L}{\rho_L g} \quad (A.81)$$

A conservação de massa da fase sólida é automaticamente satisfeita, pois a massa da fase sólida permanece constante em cada MP. No entanto, essa condição não se mantém naturalmente para a fase líquida, já que o fluido pode se mover em relação ao esqueleto sólido devido a variações na deformação volumétrica do solo (mudanças na porosidade). Como resultado, a massa de fluido nos MPs pode variar, e a precisão da solução depende da exatidão com que o balanço de massa da fase líquida é resolvido.

Na formulação bifásica single-point, fluxos resultantes de variações espaciais da massa líquida são desprezados, ou seja, assume-se que

$$\nabla(n_L \rho_L) \approx 0 \quad (A.82)$$

Essa hipótese é razoável quando os gradientes de porosidade são pequenos, mas pode introduzir erros quando materiais com porosidades muito diferentes estão em contato. Além disso, para

derivar as equações de armazenamento e permeabilidade, o fluido é considerado fracamente compressível, e as tensões cisalhantes na fase líquida são desprezadas.

A.3 SEÇÃO ESPECÍFICA CEL

O Método Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL), conforme implementado no Abaqus/Explicit, emprega uma abordagem específica de discretização e movimentação de material que difere tanto do Método dos Elementos Finitos (MEF) convencional quanto do Método dos Pontos Materiais (MPM).

No CEL, o domínio é discretizado por uma malha fixa euleriana tridimensional composta por elementos EC3D8R (elemento hexaédrico com integração reduzida). No CEL:O domínio Ω é discretizado utilizando uma malha fixa euleriana, que cobre uma região do espaço que pode ou não ser inicialmente preenchida por material. O material é representado dentro dos elementos por meio de uma fração de volume (V_f), uma variável que indica a proporção do elemento ocupada pelo material.

- As quantidades de interesse físico (massa, momento, energia) são transportadas através da malha fixa segundo o movimento relativo do material em relação aos elementos.

A fração de volume em cada elemento $V_f(x, t)$ é definida no intervalo:

$$0 \leq V_f(x, t) \leq 1$$

sendo:

- $V_f = 0$ para elementos vazios,
- $V_f = 1$ para elementos totalmente preenchidos,
- $0 < V_f < 1$ para elementos de interface.

As variáveis de campo, como deslocamento $\mathbf{u}(x, t)$, são aproximadas através de funções de forma associadas à malha euleriana:

$$\mathbf{u}(x, t) \approx \sum_{i=1}^{n_n} N_i(x) \mathbf{u}_i(t) \quad (A.83)$$

onde $N_i(x)$ são as funções de forma associadas aos nós da malha.

A.3.1 Movimentação do Material e Atualização de Volume no CEL

No Método Coupled Eulerian–Lagrangian (CEL), a movimentação do material é representada por meio da variável fração de volume associada a cada elemento da malha fixa. O material atravessa os elementos ao longo do tempo, enquanto a malha permanece imutável (não sofre deformação). Esse processo é essencial para garantir a correta conservação das grandezas físicas — massa, quantidade de movimento e energia — no domínio Euleriano. A estratégia de atualização do estado do sistema no CEL é dividida em duas fases principais:

Fase Lagrangeana: Inicialmente, as equações de conservação são resolvidas assumindo que o material se move junto com os nós da malha, de forma semelhante ao comportamento do Método dos Elementos Finitos (MEF) em sua formulação lagrangeana. Nesta fase não há transporte relativo do material entre os elementos, as grandezas físicas (massa, momento e energia) são atualizadas considerando o material fixo em relação à malha, são aplicados

No entanto, esse avanço temporal baseado na suposição de movimento conjunto entre malha e material não é suficiente para representar corretamente os efeitos de grandes deformações, visto que, no CEL, a malha permanece fixa e é o material que se move através dela.

Então após a etapa Lagrangeana, é realizada uma correção para contabilizar o transporte efetivo do material em relação à malha fixa, conhecida como fase Euleriana ou de advecção. Nessa etapa o fluxo de material entre os elementos da malha é computado, as frações de volume $V_f = (x, t)$ de cada elemento são atualizadas, as variáveis associadas ao material, como densidade, energia interna e outras propriedades, são redistribuídas.

A advecção é implementada de forma explícita, utilizando esquemas numéricos que garantem:

sendo:

- A conservação rigorosa da massa no domínio computacional,
- A preservação das propriedades do material durante o transporte,
- A minimização de erros numéricos, como oscilações espúrias ou difusão numérica artificial excessiva

Este mecanismo é indispensável para simulações envolvendo grandes deslocamentos, colapsos, impactos ou escoamentos, onde o material pode atravessar sucessivamente os limites de múltiplos elementos ao longo do tempo de simulação

A. 3.2 Métodos de Advecção e Projeção no CEL do Abaqus

Durante a fase Euleriana, o Abaqus/Explicit realiza o transporte das variáveis físicas com os seguintes esquemas numéricos:

a) Método de Advecção de Segunda Ordem (Van Leer):

- Baseado em Van Leer (1977), é utilizado para transportar massa, energia e outras grandezas;
- Utiliza interpolação quadrática com limitadores para preservar monotonicidade e reduzir difusão numérica;
- Opera com base volumétrica, integrando variáveis sobre o volume dos elementos destino;
- É fundamental para manter a formulação volumétrica e garantir estabilidade e precisão.

b) Projeção do Momento (Moment Projection Method):

- Utiliza massas e velocidades nodais para recalcular a quantidade de movimento após a advecção;
- Garante conservação da quantidade de movimento entre elementos;
- Essencial para evitar inconsistências nos campos de velocidade, especialmente após grandes fluxos materiais.

Esses métodos formam a base do transporte explícito no CEL e são críticos para a robustez do método quando aplicado a grandes deformações.

A. 3.3 Integração das Fases

O esquema global de resolução em cada incremento de tempo no CEL, portanto, é composto por:

1. Fase Lagrangeana: atualização temporária da resposta do material assumindo que a malha acompanha o movimento;

2. Fase Euleriana: advecção e atualização explícita das frações de volume e quantidades materiais em cada elemento.

Essa estrutura híbrida permite que o CEL combine:

- A robustez da resolução Lagrangeana para efeitos locais (como impacto e contato),
- Com a flexibilidade da movimentação Euleriana para descrever grandes fluxos e deformações.

Conservação de Massa e Equilíbrio no CEL

Conforme discutido anteriormente na formulação geral, os princípios de conservação da massa, do momento linear e da energia interna governam o comportamento de um meio contínuo.

No contexto específico do Método Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL), implementado no Abaqus/Explicit, esses princípios continuam válidos, mas são tratados de maneira particular em razão da movimentação do material através da malha fixa.

Conservação de Massa: Após à movimentação do material (fases Lagrangeana e Euleriana descritas na Seção 3.2.2), o Abaqus realiza a atualização das frações de volume $V_f(x, t)$ nos elementos eulerianos. A conservação de massa é assegurada mediante:

- A contabilização do fluxo de material entre elementos adjacentes durante a fase Euleriana;
- A imposição explícita de que a massa total do material transferido de um elemento para seus vizinhos seja igual à massa removida do elemento de origem.

Durante o processo de advecção, a massa em cada elemento é atualizada utilizando a seguinte expressão discretizada:

$$m_i^{n+1} = m_i^n + \sum_j m_{ji} - \sum_j m_{ij} \quad (A.84)$$

onde:

- m_i^n é a massa do elemento i no instante n ,
- Δm_{in} é a variação de massa resultante do fluxo de material entre os elementos durante o incremento de tempo.

Esse procedimento garante que a massa global do sistema permaneça constante, respeitando o princípio de conservação de massa, mesmo diante de grandes deformações e movimentações de material através da malha.

Conservação de Momento e Equilíbrio: Em paralelo à atualização da massa, o equilíbrio das forças no domínio euleriano é mantido.

Após o remapeamento (advecção):

- As quantidades como quantidade de movimento ($\rho\mathbf{v}$) e energia interna são recalculadas com base nas novas frações de volume.
- As forças internas e externas são atualizadas levando em consideração a nova distribuição de material.

O equilíbrio das forças é resolvido a partir da forma discretizada da equação do movimento, como descrito na anteriormente, mas agora ponderado pela fração de volume V_f de cada elemento.