

NELSON SANTOS DE OLIVEIRA ALVES

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ATERROS REFORÇADOS
SOBRE SOLOS MOLES COM UTILIZAÇÃO DE DRENOS VERTICAIS
PRÉ-FABRICADOS**

**São Paulo
2014**

NELSON SANTOS DE OLIVEIRA ALVES

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ATERROS REFORÇADOS
SOBRE SOLOS MOLES COM UTILIZAÇÃO DE DRENOS VERTICAIS
PRÉ-FABRICADOS**

**Dissertação apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para obtenção
do título de mestre em Engenharia**

**Orientador: Prof. Livre-Docente
Marcos Massao Futai**

**São Paulo
2014**

NELSON SANTOS DE OLIVEIRA ALVES

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ATERROS REFORÇADOS
SOBRE SOLOS MOLES COM UTILIZAÇÃO DE DRENOS VERTICAIS
PRÉ-FABRICADOS**

**Dissertação apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para obtenção
do título de mestre em Engenharia**

Área de concentração: Engenharia Geotécnica

Orientador: Prof. Livre-Docente

Marcos Massao Futai

**São Paulo
2014**

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, de Janeiro de 2014.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Alves, Nelson Santos de Oliveira

Estudo do comportamento de aterros reforçados sobre solos mole com utilização de drenos verticais pré-fabricados / N.S.O.

Alves. -- versão corr. -- São Paulo, 2014.

354 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.

1.Aterros (Comportamento; Estudo) 2.Solos moles 3.Drenagem I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Construção Civil II.t.

*À minha esposa Renata e minhas filhas
Natália e Marcela, amo vocês.*

*À memória do meu avô Fernando
que nos deixou recentemente*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus por me dar saúde para concretizar este trabalho.

Em especial a minha esposa Renata pelo seu incentivo, apoio e compreensão pelas vezes em que não pude estar com ela. E as minhas lindas filhas que mesmo tão pequenas trazem alegria imensa a minha vida.

Ao meu pai Rui Alves, por toda dedicação e ensinamentos, incentivo e apoio durante toda vida acadêmica e profissional.

Ao Professor Marcos Massao Futai pelos ensinamentos, paciência, incentivo e orientação durante o desenvolvimento desta pesquisa.

A minha mãe Guida que sempre este ao meu lado quando precisei, aos meus irmãos Eduardo, pela ajuda sempre que solicitada, e Rafael pela colaboração e elaboração de gráficos presentes neste trabalho.

A todos os professores da Pós-Graduação que contribuíram muito com seus conhecimentos.

Aos professores Mauricio Abramento e Paulo Hemi pelas importantes sugestões fornecidas no exame de qualificação.

Ao colega Erich por sua colaboração na elaboração dos gráficos.

E a todos que colaboraram direta e indiretamente com este trabalho.

RESUMO

Neste trabalho apresentou-se a simulação numérica de aterros reforçado sobre argila mole com uso de drenos verticais pré-fabricados. O objetivo foi analisar o comportamento de um aterro reforçado com geossintético aliado ao uso de drenos verticais pré-fabricados.

As análises numéricas de tensão-deformação foram realizadas pelo software PLAXIS 8.2. 2D.

Pretendeu-se analisar as influências da rigidez do reforço, espaçamento entre drenos, velocidade de construção, construção do aterro em etapas, no comportamento dos aterros, como recalques verticais, deformações laterais e deformação do reforço.

Foi utilizada a metodologia apresentada por Li & Rowe (2001), para a validação da modelagem dos aterros. A calibração do programa foi feita com a literatura de aterros reforçados.

Nos resultados apresentados foram verificadas vantagens, como por exemplo: aceleração dos recalques e possibilidade da construção de aterros mais altos.

O MEF mostrou que pode ser útil na escolha do reforço mais adequado para a condição de obra desejada, juntamente com espaçamento entre drenos. Foi possível verificar que a combinação de ambos os elementos pode ser bastante vantajosa em relação à utilização de apenas um deles.

As deformações do reforço determinadas pelo MEF podem ser usadas para escolher o reforço adequado para um aterro sobre solo mole.

Através dos resultados do método de elementos finitos pretendeu-se definir uma metodologia para calcular as deformações do reforço para uma altura de aterro determinada.

Palavras-chave: Aterros sobre solos moles; aterros reforçados; drenos verticais

ABSTRACT

This paper presents the numerical simulation of reinforced embankment on soft clay with the use of prefabricated vertical drains. The objective is to analyze the behavior of a geosynthetic reinforced embankment along with the use of prefabricated vertical drains.

The numerical analyzes of the stress-strain were performed by software PLAXIS 8.2. 2D.

It was intended to analyze the influence of the stiffness of the reinforcement spacing between drains, construction speed, construction of the embankment in stages, the behavior of the landfill as settlements vertical, lateral deformations and deformation strengthening.

We used the method presented by Li & Rowe (2001), to validate the modeling of landfills. The calibration was performed with the program literature reinforced embankments.

In the following results were observed advantages such as: speeding up the possibility of repression and construction of embankments higher.

MEF showed that may be helpful in selecting the most suitable for enhancing the desired work condition, with the spacing between drains. It can be seen that the combination of both elements can be quite advantageous over the use of just one.

The deformation of the reinforcement determined by MEF can be used to choose the proper reinforcement for an embankment on soft soil.

Through the results of the finite element method was intended to define a methodology to calculate the deformations of the reinforcement to a height of embankment determined.

Key-words: Embankments on soft soils, reinforced embankments, vertical drains

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. – Mapa esquemático da Baixada Santista (Massad 1994)	6
Figura 2.2. – Curva de variação relativo do nível do mar, de 7000 anos ate hoje (Massad 1994)	6
Figura 2.3. – Ilustração dos possíveis estádios da gênese das planícies sedimentares paulistas (Massad 1999).....	9
Figura 2.4. - Perfis de sondagens - Cais do “Ferry-Boat” de Guarujá (Massad, 1994).	10
Figura 2.5. – Classes de ruptura de aterros sobre solos moles (Almeida, 1996) ...	13
Figura 2.6. – Estados limites últimos para aterros reforçados sobre solos moles (BS 8006, 1995).	15
Figura 2.7. – Perfis de aterros sobre solo mole sem e com drenos verticais instalados	19
Figura 2.8. – Variação do coeficiente de segurança ao longo do tempo (Jewell, 1988).	20
Figura 2.9. – Compatibilidade de deformações solo vs reforço (adaptada Jewell, 1996).	22
Figura 2.10. – Diversos métodos construtivos de aterros sobre solos moles – (Leroueil, 1997).	23
Figura 3.1. – Exemplo de geotêxteis e geogrelhas	31
Figura 4.1. – Curvas de grau de adensamento radial (Barron, 1948).	38
Figura 4.2. – Configuração de malhas típicas para drenos verticais	40
Figura 4.3. – Equivalência entre seção circular e seção retangular	42
Figura 4.4. – Amolgamento em função da instalação do dreno (Hansbo, 1981).....	46
Figura 4.5. – Gráfico Grau de Adensamento médio vs Fator tempo radial para drenos ideais.	48
Figura 4.6. – Gráfico Grau de Adensamento médio vs Fator tempo radial com consideração do amolgamento.	49
Figura 5.1. – Distribuição das tensões cisalhantes na base do aterro não reforçado (Jewell, 1988)	52
Figura 5.2. – Distribuição das tensões na base do aterro não-reforçado e reforçado (Jewell, 1988)	53
Figura 5.3. – Redução da capacidade de carga devido às tensões cisalhantes (Jewell, 1988)	53
Figura 5.4. – influência do aumento da resistência com a profundidade na capacidade de carga (Jewell, 1988).	54
Figura 5.5. – Fator, N_c , de capacidade de carga para solo não homogêneo (Rowe e Soderman, 1987).	55
Figura 5.6. – Definição das variáveis para estimar a máxima altura para um aterro perfeitamente reforçado (Rowe e Soderman, 1987).	55

Figura 5.7. – Efeito da não-homogeneidade na profundidade da área de ruptura sob a sapata rígida (Rowe e Soderman, 1987).....	57
Figura 5.8. – Possíveis superfícies de ruptura que tangenciam a mesma linha.....	58
Figura 5.9. – Método de Low sem consideração do reforço.....	59
Figura 5.10. – Gráficos para determinação de N_1 e N_2 e λ	60
Figura 5.11. – Gráfico para determinação de N_1+N_2	60
Figura 5.12. – Método de Low com consideração do reforço.....	61
Figura 5.13. - Determinação de I_R , número de estabilidade.....	62
Figura 5.14. – Método de equilíbrio limite proposto por Jewell (1987)	63
Figura 5.15. – Método de equilíbrio limite proposto por Mylleville e Rowe (1988)...	64
Figura 5.16. – Método Jewell (1996)	67
Figura 5.17. – Deformação compatível, ε_a , vs parâmetro adimensional Ω (Rowe e Soderman (1985) apud Sharma (1994)).	69
Figura 5.18. – Análise dos dados de Hinchberger e Rowe (2003) apud Futai (2010).....	71
Figura 5.19. – Deformação de compatibilidade do reforço (Futai, 2010).....	72
Figura 5.20. – Correlação entre N e a rigidez do reforço, J (Futai, 2010).	73
Figura 6.1. – Nós e pontos de Gauss malha de 6 e 15 nós.	78
Figura 6.2. – Gráfico tensão deformação para o modelo Mohr-Coulomb.....	79
Figura 6.3. – Gráfico deformação volumétrica por tensões médias efetivas	81
Figura 7.1. – Geometria do aterro Li & Rowe (2001).....	87
Figura 7.2. – Tensão de pré-adensamento e tensão vertical efetiva inicial dos solos A e B (Li e Rowe 2001).	88
Figura 7.3. – Definição de altura líquida e deformação de compatibilidade (Futai, 2010).	90
Figura 7.4. – Variação da altura líquida para os aterros sobre os solos A e B (Li e Rowe 2001).....	91
Figura 7.5. – Altura máxima, H_{ε} , de aterros reforçados com diferentes rigidezes e tensões admissíveis. (Li e Rowe 2001).....	92
Figura 7.6. – Efeito da velocidade de construção na estabilidade de aterros reforçados ($J=1000$ kN/m) e não reforçados (Li e Rowe 2001).....	94
Figura 7.7. – Efeito da velocidade de construção na deformação do solo A e a máxima tensão no reforço (Li e Rowe 2001).....	95
Figura 7.8. - Efeito do espaçamento dos PVDs (Li e Rowe 2001).	96
Figura 7.9. – Efeito da capacidade de descarga na estabilidade e adensamento ao final da construção (Li e Rowe 2001)	97
Figura 7.10. – Variação da altura máxima com força de tração mobilizada no reforço para 2 estágios de construção (Li e Rowe 2001).	98

Figura 7.11. – Variação da máxima tensão no reforço com altura de preenchimento do aterro (Li e Rowe 2001).	100
Figura 7.12. – Contorno do ganho de resistência ΔS_u (kPa) ao final da construção (Li e Rowe, 2001).....	101
Figura 7.13. – Deformação no reforço após fim do período construtivo (Rowe e Li, 2005).	102
Figura 7.14. – Deslocamentos no pé do talude após fim do período construtivo (Rowe e Li, 2005).	103
Figura 7.15. – Deformação do reforço ao final da construção.....	103
Figura 7.16. – Deslocamentos ao final da construção para aterro construído com velocidade de 6,0 m/mês e $J= 6000$ kN/m e espaçamento entre drenos de 2,0 m.	104
Figura 7.17. – Localização de alguns depósitos de argila na Malásia e localização dos aterros experimentais (Indraratna et al., 2005)	105
Figura 7.18. – Seção transversal do Aterro 1 (Indraratna et al., 2005).....	106
Figura 7.19. – Malha de elementos finitos utilizada para o Aterro 1 (Indraratna et al., 2005).	106
Figura 7.20. – Variação do excesso de poro pressão no sob o centro do aterro (Indraratna et al., 2005).	108
Figura 7.21. – Variação do recalque superficial (Indraratna et al., 2005).	108
Figura 7.22. – Deslocamentos laterais a 10 m do centro do aterro (Indraratna et al., 2005).	109
Figura 7.23. – Seção transversal com geometria do aterro 14 e instrumentação (Indraratna et al., 2005).	109
Figura 7.24. – Malha de elementos finitos do aterro 14 (Indraratna et al., 2005). .	110
Figura 7.25. – Variação do recalque (Indraratna et al., 2005).	111
Figura 7.26. – Variação da pressão neutra (Indraratna et al., 2005).	112
Figura 7.27. – Áreas de estudo dos aterros (Arulrajah, 2005).....	113
Figura 7.28. – Perfil geotécnico e instrumentação (Arulrajah ,2005).....	113
Figura 7.29. – Modelagem plana do aterro (Arulrajah, 2005)	114
Figura 7.30. – Comparação entre curvas tempo x recalque numérica e experimental (Arulrajah, 2005).	116
Figura 7.31. – Resultados dos ensaios de campo para o aterro AE1 e S_u adotado (Oliveira, 2006).....	118
Figura 7.32. – Planta esquemática da geometria dos aterros (Oliveira, 2006).....	118
Figura 7.33. – Seção transversal da configuração final do aterro AE1 (Oliveira, 2006).	119
Figura 7.34. – Recalques x dada x espessura do aterro - Aterro AE1 (Oliveira, 2006).	121

Figura 7.35. – Deslocamentos dos marcos superficiais x data x espessura do aterro - Aterro AE1 (Oliveira, 2006).....	122
Figura 7.36. – Deslocamentos verticais sob e a frente do aterro AE1 (Oliveira, 2006).	122
Figura 7.37. – Deslocamentos horizontais do aterro AE1 (Oliveira, 2006).....	123
Figura 7.38. – Esforços de tração máximos medidos nos reforços ao longo do tempo de construção (Oliveira, 2006).	124
Figura 8.1. – Geometria do aterro Li & Rowe (2001).....	126
Figura 8.2. – Variação da altura líquida Li & Rowe (2001) comparadas com curvas obtidas no PLAXIS.....	128
Figura 8.3. – Geometria do aterro no programa PLAXIS 8.2 com B=2,8 m.	130
Figura 8.4. – Malha de elementos finitos para caso de espaçamento entre drenos B= 2,0 m.....	132
Figura 8.5. – Tensão vertical efetiva inicial	133
Figura 8.6. – Pressão neutra inicial	133
Figura 8.7. – Tensão vertical efetiva inicial e tensão vertical efetiva final	134
Figura 8.8. – Tensão vertical efetiva inicial e tensão vertical efetiva final	135
Figura 8.9. – Gráfico comparativo da contribuição do reforço na altura líquida em relação ao aterro não reforçado – Casos com espaçamento entre drenos B = 2,0 m em foram atingidas a ruptura.	138
Figura 8.10. – Gráfico comparativo da contribuição parcial do reforço na altura líquida em relação ao aterro não reforçado – Casos com espaçamento entre drenos B=2,0 m em que foram atingidas a ruptura.....	138
Figura 8.11. - Gráfico de altura líquida para o caso de velocidade de construção 0,5 m/mês e espaçamento entre drenos B=2,0 m.....	139
Figura 8.12. - Gráfico de altura líquida para o caso de velocidade de construção 1,0 m/mês e espaçamento entre drenos B=2,0 m.....	139
Figura 8.13. – Gráfico de altura líquida para o caso de velocidade de construção 2,0 m/mês e espaçamento entre drenos B=2,0 m.....	140
Figura 8.14. – Gráfico de altura líquida para o caso de velocidade de construção 4,0 m/mês e espaçamento entre drenos B=2,0 m.....	140
Figura 8.15. – Gráfico de altura líquida para o caso de velocidade de construção 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos B=2,0 m.....	141
Figura 8.16. - Gráfico de altura líquida para o caso de velocidade de construção 2,0 m/mês rigidez J = 2000 kN/m	142
Figura 8.17. - Gráfico de altura líquida para o caso de velocidade de construção 4,0 m/mês rigidez J = 2000 kN/m	142
Figura 8.18. – Deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidade de construção de 0,5 m/mês e espaçamento entre drenos de B= 2,0 m.	144

Figura 8.19. – Deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidade de construção de 1,0 m/mês e espaçamento entre drenos de B= 2,0 m.	145
Figura 8.20. - Deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidade de construção de 2,0 m/mês e espaçamento entre drenos de B= 2,0 m.	146
Figura 8.21. - Deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidade de construção de 4,0 m/mês e espaçamento entre drenos de B= 2,0 m.	147
Figura 8.22. - Deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidade de construção de 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos de B= 2,0 m.	148
Figura 8.23. - Comparação da deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidades de construção de 2,0 m/mês e 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos de B= 2,0 m.	149
Figura 8.24. - Deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidade de construção de 2,0 m/mês e rigidez J = 2000 kN/m.....	150
Figura 8.25. - Deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidade de construção de 0,5 m/mês e rigidez J = 6000 kN/m.....	151
Figura 8.26. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com B=2,0 m, J=2000 kN/m e velocidade de construção = 0,5m/mês. Espessura de preenchimento de 1,0 m.....	153
Figura 8.27. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com B=2,0 m, J=2000 kN/m e velocidade de construção = 0,5m/mês. Espessura de preenchimento de 2,0 m.....	153
Figura 8.28. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com B=2,0 m, J=2000 kN/m e velocidade de construção = 0,5m/mês. Espessura de preenchimento de 3,0 m.....	154
Figura 8.29. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com B=2,0 m, J=2000 kN/m e velocidade de construção = 0,5m/mês. Espessura de preenchimento de 4,0 m.....	154
Figura 8.30. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com B=2,0 m, J=2000 kN/m e velocidade de construção = 0,5m/mês. Espessura de preenchimento de 5,0 m.....	155
Figura 8.31. Vetores deslocamento para aterro com drenos com B=2,0 m, J=2000 kN/m e velocidade de construção = 2,0m/mês. Espessura de preenchimento de 1,0 m.....	155
Figura 8.32. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com B=2,0 m, J=2000 kN/m e velocidade de construção = 2,0m/mês. Espessura de preenchimento de 2,0 m.....	156
Figura 8.33. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com B=2,0 m, J=2000 kN/m e velocidade de construção = 2,0m/mês. Espessura de preenchimento de 3,0 m.....	156

Figura 8.34. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $2,0$ m/mês. Espessura de preenchimento de $4,0$ m.....	157
Figura 8.35. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $2,0$ m/mês. Espessura de preenchimento de $4,4$ m, instante da ruptura, ponto de altura líquida máxima.....	157
Figura 8.36. – Malha deformada no instante da ruptura para o caso com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção $2,0$ m/mês. (Fase 22 – $4,4$ m de espessura de preenchimento – fase de altura líquida máxima).....	158
Figura 8.37. – Malha deformada no instante da ruptura para o caso com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção $0,5$ m/mês. (Fase 25 – $5,0$ m de espessura de preenchimento).....	159
Figura 8.38. – Deslocamento lateral sob o pé do talude ao longo do período construtivo. (a) drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção $2,0$ m/mês. (b) drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção $0,5$ m/mês.	159
Figura 8.39. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=1,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $2,0$ m/mês. Espessura de preenchimento de $3,0$ m.....	160
Figura 8.40. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $2,0$ m/mês. Espessura de preenchimento de $3,0$ m.....	161
Figura 8.41. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=3,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $2,0$ m/mês. Espessura de preenchimento de $3,0$ m.....	161
Figura 8.42. – Deslocamento lateral em função do espaçamento entre os drenos para velocidade de construção de $2,0$ m/mês e rigidez do reforço $J=2000$ kN/m com espessura de preenchimento de $3,0$ m.	162
Figura 8.43. – Comparação da altura líquida para casos com estágio e sem estágio de construção com espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m, velocidade de construção de $6,0$ m/mês e rigidez do reforço $J= 1000$ kN/m, $J= 6000$ kN/m e não reforçado.....	164
Figura 8.44. – Alturas líquidas para as análises “1” a “5” com diferentes estágios de construção. Velocidade de construção $6,0$ m/mês, espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m	166
Figura 8.45. – Recalques verticais para as análises “1” a “5” com diferentes estágios de construção. Velocidade de construção $6,0$ m/mês, espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m	166
Figura 8.46. – Deformação do reforço em função do grau de adensamento médio para Velocidade de $0,5$ m/mês e espaçamento entre drenos de $1,0$ m (a), $2,0$ m (b) e $3,0$ m (c) para diferentes rigidezes.	168

Figura 8.47. – Deformação do reforço em função do grau de adensamento médio para Velocidade de 2,0 m/mês e espaçamento entre drenos de 1,0 m (a), 2,0 m (b) e 3,0 m (c) para diferentes rigidezes.	169
Figura 9.1. - Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos B = 2,0 m, velocidade de construção de 0,5 m/mês.	171
Figura 9.2. - Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos B = 2,0 m, velocidade de construção de 1,0 m/mês.	172
Figura 9.3. - Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos B = 2,0 m, velocidade de construção de 2,0 m/mês	173
Figura 9.4. - Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos B = 2,0 m, velocidade de construção de 4,0 m/mês	174
Figura 9.5. - Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos B = 2,0 m, velocidade de construção de 6,0 m/mês	175
Figura 9.6. - Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 0,5 m/mês e rigidez do reforço J = 2000 kN/m	177
Figura 9.7. - Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 1,0 m/mês e rigidez do reforço J = 2000 kN/m	178
Figura 9.8. - Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 2,0 m/mês e rigidez do reforço J = 2000 kN/m	179
Figura 9.9. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 4,0 m/mês e rigidez do reforço J = 2000 kN/m	180
Figura 9.10. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 6,0 m/mês e rigidez do reforço J = 2000 kN/m	181
Figura 9.11. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamentos entre drenos B = 1,0 m e rigidez do reforço J = 2000 kN/m.	183
Figura 9.12. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamentos entre drenos B = 2,0 m e rigidez do reforço J = 2000 kN/m	184
Figura 9.13. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamentos entre drenos B = 3,0 m e rigidez do reforço J = 2000 kN/m	185
Figura 9.14. - Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 0,5 m/mês e espaçamentos entre drenos B = 2,0 m ..	187
Figura 9.15. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 1,0 m/mês e espaçamentos entre drenos B = 2,0 m ..	188
Figura 9.16. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 2,0 m/mês e espaçamentos entre drenos B = 2,0 m ..	189
Figura 9.17. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 4,0 m/mês e espaçamentos entre drenos B = 2,0 m ..	190
Figura 9.18. - Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 6,0 m/mês e espaçamentos entre drenos B = 2,0 m ..	191

Figura 10.1. – Posição geométrica dos pontos analisados nas trajetórias de tensões.....	193
Figura 10.2. – Trajetória de tensões, deformação do reforço e altura líquida para velocidade de construção 0,5 m/mês, espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 500$ kN/m.....	195
196	
Figura 10.3. – Trajetória de tensões, deformação do reforço e altura líquida para velocidade de construção 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 1000$ kN/m.....	196
Figura 10.4. –Trajetória de tensões, deformação do reforço e altura líquida para velocidade de construção 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 1000$ kN/m.....	197
Figura 10.5. – Trajetória de tensões, deformação do reforço e altura líquida para velocidade de construção 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.....	198
Figura 10.6. – Comparação da trajetória de tensões no ponto “C”.....	199
Figura 10.7. – Seção transversal com posição dos pontos analisados para os índices de vazios.....	201
Figura 10.8. – Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000$ kN/m.	202
Figura 10.9. – Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000$ kN/m.	202
Figura 10.10. – Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 4000$ kN/m.	203
Figura 10.11. – Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 4000$ kN/m.	203
Figura 10.12. – Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 1,0 m e $J = 4000$ kN/m.	204
Figura 10.13. – Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 1,0 m e $J = 4000$ kN/m.	204
Figura 10.14. – Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 4000$ kN/m.	205
Figura 10.15. – Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 4000$ kN/m.	205
Figura 10.16. – Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 3,0 m e $J = 4000$ kN/m.	206
Figura 10.17. – Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 3,0 m e $J = 4000$ kN/m.	206

Figura 10.18. – Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$.	207
Figura 10.19. – Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$.	207
Figura 10.20. – Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$ e permeabilidade $k = 2 \times 10^{-5} \text{ m/dia}$.	208
Figura 10.21. – Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$ e permeabilidade $k = 2 \times 10^{-5} \text{ m/dia}$.	208
Figura 10.22. – Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$ e permeabilidade $k = 5 \times 10^{-5} \text{ m/dia}$.	209
Figura 10.23. – Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$ e permeabilidade $k = 5 \times 10^{-5} \text{ m/dia}$.	209
Figura 10.24. – Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$ e permeabilidade $k = 2 \times 10^{-4} \text{ m/dia}$.	210
Figura 10.25. – Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$ e permeabilidade $k = 2 \times 10^{-4} \text{ m/dia}$.	210
Figura 10.26. – Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$ e permeabilidade $k = 5 \times 10^{-4} \text{ m/dia}$.	211
Figura 10.27. – Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$ e permeabilidade $k = 5 \times 10^{-4} \text{ m/dia}$.	211
Figura 11.1. – Deformação admissível de compatibilidade	213
Figura 11.2. – Curva de normalização	213
Figura 11.3. – Definição dos pontos de intersecção α e β (Fuentes, 2012).	214
Figura 11.4. – Normalização para velocidade de construção $V = 2,0 \text{ m/mês}$, espaçamento dos drenos $B = 2,0 \text{ m}$ e Rigidez $J = 500 \text{ kN/m}$.	215
Figura 11.5. – Normalização para velocidade de construção $V = 4,0 \text{ m/mês}$, espaçamento dos drenos $B = 2,0 \text{ m}$ e Rigidez $J = 500 \text{ kN/m}$.	216
Figura 11.6. – Normalização para velocidade de construção $V = 4,0 \text{ m/mês}$, espaçamento dos drenos $B = 3,0 \text{ m}$ e Rigidez $J = 1000 \text{ kN/m}$.	216
Figura 11.7. – Normalização para velocidade de construção $V = 6,0 \text{ m/mês}$, espaçamento dos drenos $B = 1,0 \text{ m}$ e Rigidez $J = 1000 \text{ kN/m}$.	217
Figura 11.8. – Normalização para velocidade de construção $V = 6,0 \text{ m/mês}$, espaçamento dos drenos $B = 3,0 \text{ m}$ e Rigidez $J = 2000 \text{ kN/m}$.	217

Figura 11.9. – Correlação entre α e rigidez do reforço J	218
Figura 11.10. – Correlação entre β e rigidez do reforço J	218
Figura 11.11. – Correlação entre α e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c).	219
Figura 11.12. Correlação entre β e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c).	220
Figura 11.13. – Gráfico normalizado para velocidade de construção de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e rigidez de J = 2000 kN/m.	221
Figura 11.14. – Gráfico normalizado para velocidade de construção de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e rigidez de J = 4000 kN/m.	221
Figura 11.15. – Gráfico normalizado para velocidade de construção de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e rigidez de J = 6000 kN/m.	222
Figura 11.16. – Determinação do valor de α em função da expressão ($S_{u0} + 7,5\rho$) de Futai (2010), (Fuentes 2012).	222
Figura 11.17. – Curvas de tensão de pré-adensamento.	224
Figura 11.18. – Evolução da tensão vertical efetiva para caso de Velocidade de 2,0 m/mês; espaçamento entre drenos de 2,0 m e J = 1000 kN/m.	225
Figura 11.19. – Tensão vertical efetiva para caso de Velocidade de 2,0 m/mês; espaçamento entre drenos de 2,0 m e J = 1000 kN/m.	226
Figura 11.20. – Resistência do solo no instante da ruptura para caso de Velocidade de 2,0 m/mês; espaçamento entre drenos de 2,0 m e J = 1000 kN/m.	227
Figura 11.21. Correlação entre α e resistência do solo para B= 1m (a), B = 2 m (b) e B = 3 m (c).	229
Figura 11.22. Correlação entre α e resistência do solo.	230
Figura 11.23. Correlação entre β , resistência do solo e rigidez do reforço.	230
Figura 12.1. - Gráfico de altura líquida e deformação do reforço para o caso de velocidade de construção 1,0 m/mês e espaçamento entre drenos B=2,0 m.	233
Figura 12.2. – Gráfico de altura líquida e deformação do reforço para o caso de velocidade de construção 2,0 m/mês e espaçamento entre drenos B=2,0 m.	234
Figura 12.3. – Gráfico de altura líquida e deformação do reforço para o caso de velocidade de construção 4,0 m/mês e espaçamento entre drenos B=2,0 m.	235
Figura 12.4. – Gráfico de altura líquida e deformação do reforço para o caso de velocidade de construção 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos B=2,0 m.	236

Figura 12.5. – Comparação entre alturas líquidas entre reforço com limitação de deformação e não limitado. Caso de velocidade de construção 1,0 m/mês e espaçamento entre drenos B=2,0 m.....	237
Figura 12.6. – Comparação entre alturas líquidas entre reforço com limitação de deformação e não limitado. Caso de velocidade de construção 2,0 m/mês e espaçamento entre drenos B=2,0 m.....	237
Figura 12.7. – Comparação entre alturas líquidas entre reforço com limitação de deformação e não limitado. Caso de velocidade de construção 4,0 m/mês e espaçamento entre drenos B=2,0 m.....	238
Figura 12.8. – Comparação entre alturas líquidas entre reforço com limitação de deformação e não limitado. Caso de velocidade de construção 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos B=2,0 m.....	238
Figura 12.9. – Curva de normalização para velocidade de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de B= 2,0 m e rigidez do reforço J = 1000 kN/m com limitação da deformação do reforço em 5%.	239
Figura 12.10. – Curva de normalização para velocidade de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de B= 2,0 m e rigidez do reforço J = 2000 kN/m com limitação da deformação do reforço em 5%.	239
Figura 12.11. – Curva de normalização para velocidade de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de B= 2,0 m e rigidez do reforço J = 4000 kN/m com limitação da deformação do reforço em 5%.	240
Figura 12.12. – Tensões verticais para velocidade de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de B= 2,0 m e rigidez do reforço J = 1000 kN/m com limitação da deformação do reforço em 5%.	241
Figura 12.13. – Tensões verticais para velocidade de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de B= 2,0 m e rigidez do reforço J = 2000 kN/m com limitação da deformação do reforço em 5%.	241
Figura 12.14. – Tensões verticais para velocidade de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de B= 2,0 m e rigidez do reforço J = 4000 kN/m com limitação da deformação do reforço em 5%.	242
Figura 12.15. – Tensões verticais para velocidade de 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos de B= 2,0 m e rigidez do reforço J = 2000 kN/m com limitação da deformação do reforço em 5%.	242
Figura 12.16. – Correlação entre α e rigidez do reforço para deformação do reforço limitada em 5%......	243
243	
Figura 12.17. – Correlação entre β e rigidez do reforço para deformação do reforço limitada em 5%......	243
Figura 12.18. – Correlação entre α e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c) 5%.	245
Figura 12.19. – Correlação entre β e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c) 5%.	246

Figura 12.20. – Resistência do solo no instante da ruptura para caso de Velocidade de 2,0 m/mês; espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000$ kN/m com limitação de 5% de deformação.	247
Figura 12.21. Correlação entre α e resistência do solo para $B= 1$ m (a), $B = 2$ m (b) e $B = 3$ m (c) para casos com deformação do reforço limitada em 5%.	248
Figura 12.22. Correlação entre α e resistência do solo para casos com deformação do reforço limitada em 5%.	249
Figura 12.23. Correlação entre β , resistência do solo e rigidez do reforço para casos com deformação do reforço limitada em 5%.	249
Figura 12.24. – Correlação entre α e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c) 3%.	251
Figura 12.25. – Correlação entre β e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c) 3%.	252
Figura 12.26. – Correlação entre α e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c) 10%.	253
Figura 12.27. – Correlação entre β e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c) 10%.	254
Figura 12.28. Correlação entre α e resistência do solo para $B= 1$ m (a), $B = 2$ m (b) e $B = 3$ m (c) para casos com deformação do reforço limitada em 3%.	255
Figura 12.29. - Correlação entre α e resistência do solo para casos com deformação do reforço limitada em 3%.	256
Figura 12.30. - Correlação entre β , resistência do solo e rigidez do reforço para casos com deformação do reforço limitada em 3%.	256
Figura 12.31. Correlação entre α e resistência do solo para $B= 1$ m (a), $B = 2$ m (b) e $B = 3$ m (c) para casos com deformação do reforço limitada em 10%.	257
Figura 12.32. - Correlação entre α e resistência do solo para casos com deformação do reforço limitada em 10%.	258
Figura 12.33. - Correlação entre β , resistência do solo e rigidez do reforço para casos com deformação do reforço limitada em 10%.	258
Figura 12.34. - Correlação entre α e resistência do solo para casos com deformação do reforço limitada.	260
Figura 12.35. - Correlação entre β e resistência do solo para casos com deformação do reforço limitada.	260
Figura 12.36. - Correlação entre α e resistência do solo para casos com deformação do reforço limitada com planos de deformação separados.	261
Figura 12.37. - Variação da constante independente a em função condição de drenagem e limitação do reforço.	262

Figura 12.38. Variação do coeficiente angular a' em função condição de drenagem e limitação do reforço.	262
Figura 12.39. - Variação da constante independente b em função condição de drenagem e limitação do reforço	264
Figura 12.40. - Variação de b' em função condição de drenagem e limitação do reforço	264
Figura 12.41. - Variação de b'' em função condição de drenagem e limitação do reforço	264
Figura 12.42. - Fluxograma da metodologia.....	266
Figura 12.43. – Deformação do reforço para altura de 3,0 m de aterro.	268
Figura 12.44. – Perfil de resistência do solo de fundação do aterro AE1, Oliveira (2006).....	271
Figura 12.45. – Perfil de resistência do solo de fundação do aterro AE1 no instante da ruptura, Oliveira (2006).....	272
Figura 12.46. – Fator de correção devido à presença de camada de areia, Futai (2010).....	274
Figura 12.47. – Tensão vertical efetiva inicial.....	275
Figura 12.48. – Tensão vertical efetiva ao final do adensamento	275
Figura 12.49. – Tensão vertical efetiva em um instante de tempo (t) modelo real	275
Figura 12.50. – Tensão vertical efetiva em um instante de tempo (t) modelo simplificado.....	276
Figura I.1. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m, velocidade de construção de $0,5$ m/mês.	285
Figura I.2. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m, velocidade de construção de $0,5$ m/mês.	286
Figura I.3. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m, velocidade de construção de $0,5$ m/mês.	287
Figura I.4. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m, velocidade de construção de $1,0$ m/mês.	288
Figura I.5. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m, velocidade de construção de $1,0$ m/mês.	289
Figura I.6. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m, velocidade de construção de $1,0$ m/mês	290
Figura I.7. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m, velocidade de construção de $2,0$ m/mês	291
Figura I.8. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m, velocidade de construção de $2,0$ m/mês.	292
Figura I.9. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m, velocidade de construção de $2,0$ m/mês	293
Figura I.10. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m, velocidade de construção de $4,0$ m/mês	294

Figura I.11. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m, velocidade de construção de $4,0$ m/mês.	295
Figura I.12. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m, velocidade de construção de $4,0$ m/mês.	296
Figura I.13. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m, velocidade de construção de $6,0$ m/mês.	297
Figura I.14. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m, velocidade de construção de $6,0$ m/mês.	298
Figura I.15. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m, velocidade de construção de $6,0$ m/mês.	299
Figura II.1. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $0,5$ m/mês e rigidez do reforço $J = 500$ kN/m.	300
Figura II.2. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $0,5$ m/mês e rigidez do reforço $J = 1000$ kN/m.	301
Figura II.3. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $0,5$ m/mês e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.	302
Figura II.4. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $0,5$ m/mês e rigidez do reforço $J = 4000$ kN/m.	303
Figura II.5. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $0,5$ m/mês e rigidez do reforço $J = 6000$ kN/m.	304
Figura II.6. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $1,0$ m/mês e rigidez do reforço $J = 500$ kN/m.	305
Figura II.7. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $1,0$ m/mês e rigidez do reforço $J = 1000$ kN/m.	306
Figura II.8. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $1,0$ m/mês e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.	307
Figura II.9. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $1,0$ m/mês e rigidez do reforço $J = 4000$ kN/m.	308
Figura II.10. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $1,0$ m/mês e rigidez do reforço $J = 6000$ kN/m.	309
Figura II.11. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $2,0$ m/mês e rigidez do reforço $J = 500$ kN/m.	310
Figura II.12. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $2,0$ m/mês e rigidez do reforço $J = 1000$ kN/m.	311
Figura II.13. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $2,0$ m/mês e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.	312
Figura II.14. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $2,0$ m/mês e rigidez do reforço $J = 4000$ kN/m.	313
Figura II.15. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $2,0$ m/mês e rigidez do reforço $J = 6000$ kN/m.	314
Figura II.16. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de $4,0$ m/mês e rigidez do reforço $J = 500$ kN/m.	315

Figura II.17. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 4,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 1000$ kN/m.....	316
Figura II.18. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 4,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.....	317
Figura II.19. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 4,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 4000$ kN/m.....	318
Figura II.20. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 4,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 6000$ kN/m.....	319
Figura II.21. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 6,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 500$ kN/m.....	320
Figura II.22. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 6,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 1000$ kN/m.....	321
Figura II.23. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 6,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.....	322
Figura II.24. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 6,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 4000$ kN/m.....	323
Figura II.25. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 6,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 6000$ kN/m.....	324
Figura III.1. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 0,5 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m. ...	325
Figura III.2. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 0,5 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m. ...	326
Figura III.3. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 0,5 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m. ...	327
Figura III.4. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 1,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m. ...	328
Figura III.5. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 1,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m. ...	329
Figura III.6. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 1,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m. ...	330
Figura III.7. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 2,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m. ...	331
Figura III.8. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 2,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m. ...	332
Figura III.9. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 2,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m. ...	333
Figura III.10. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 4,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m.	334
Figura III.11. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 4,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m.	335
Figura III.12. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 4,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m.	336

Figura III.13.	Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m.	337
Figura III.14.	Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m.	338
Figura III.15.	Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m.	339
Figura IV.1.	Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m e rigidez do reforço $J = 500$ kN/m.	340
Figura IV.2.	Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m e rigidez do reforço $J = 1000$ kN/m.	341
Figura IV.3.	Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.	342
Figura IV.4.	Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m e rigidez do reforço $J = 4000$ kN/m.	343
Figura IV.5.	Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m e rigidez do reforço $J = 6000$ kN/m.	344
Figura IV.6.	Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 500$ kN/m.	345
Figura IV.7.	Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 1000$ kN/m.	346
Figura IV.8.	Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.	347
Figura IV.9.	Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 4000$ kN/m.	348
Figura IV.10.	- Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 6000$ kN/m.	349
Figura IV.11.	Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m e rigidez do reforço $J = 500$ kN/m.	350
Figura IV.12.	Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m e rigidez do reforço $J = 1000$ kN/m.	351

Figura IV.13. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.....	352
Figura IV.14. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m e rigidez do reforço $J = 4000$ kN/m.....	353
Figura IV.15. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m e rigidez do reforço $J = 6000$ kN/m.....	354

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. – Retirada de Massad (1999) apresenta as semelhanças e diferenças entre as Argilas de Mangues, Argilas de SFL e Argilas Transicionais (ATs).	11
Tabela 2.2. – Parâmetros característicos das Argilas de SFL com $OCR \leq 2$ e $N_{spt}=0$ (Massad 1999).	12
Tabela 2.3. – Parâmetros característicos das Argilas de SFL com $OCR >2$ e $1 \leq N_{spt} \leq 4$ Massad (1999).	12
Tabela 3.1. – Monômeros utilizados na fabricação dos geossintéticos (Koerner, 1998).	27
Tabela 3.2. – Tipos de Geossintéticos e suas Principais Aplicações (adaptado de Koerner, 1998).	28
Tabela 3.3. – Faixa de valores de resistência à tração de geotêxteis nacionais (Bueno, 2003).	30
Tabela 3.4. – Vantagens e desvantagens dos polímeros utilizados na fabricação de geossintéticos (Koerner, 1998).	31
Tabela 4.1. – Equivalência do espaçamento entre drenos no plano	44
Tabela 4.2. – Valores de n e $F(n)$ para o caso de drenos ideais para os espaçamentos considerados.	48
Tabela 4.3. – Valores de n e $F(n)$ para o caso com consideração do amolgamento do solo para os espaçamentos considerados.	49
Tabela 5.1. - Expressões propostas para deformação de compatibilidade (Futai, 2010).	72
Tabela 7.1. – Parâmetros dos solos A e B	88
Tabela 7.2. – Parâmetros utilizados na modelagem	107
Tabela 7.3. – Parâmetros utilizados na modelagem utilizando modelo de cálculo <i>Cam-Clay</i>	110
Tabela 7.4. – Parâmetros de solo do aterro utilizados na modelagem do aterro (Arulrajah, 2005).	115
Tabela 7.5. – Parâmetros de solo de fundação utilizados na modelagem do aterro (Arulrajah, 2005).	115
Tabela 8.1. – Parâmetros do solo utilizado.	127
Tabela 8.2. – Equivalência do espaçamento entre drenos.	129
Tabela 8.3. – Casos analisados	131
Tabela 8.4. – Tabela comparativa da contribuição do reforço na altura líquida em relação ao aterro não reforçado – Casos com espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m em que foram atingidas a ruptura.	137
Tabela 8.5. – Tabela comparativa da contribuição parcial do reforço na altura líquida em relação ao aterro não reforçado – Casos com espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m em foram atingidas a ruptura .	137

Tabela 9.1. Resumo dos valores de altura líquida dos aterros e deformações do reforço	192
Tabela 10.1. – Altura de construção dos aterros para os casos apresentados	201
Tabela 11.1. – Correlação para solos normalmente adensados (Almeida, 1988).	227
Tabela 11.2. –Correlação para solos sobreadensados isotrópicos (Almeida, 1988).	227
Tabela 11.3. –Correlação para solos sobreadensados anisotrópicos (Almeida, 1988).	228
Tabela 12.1. – Tabela Resumo das expressões para determinação de α e β	261
Tabela 12.2. - Tabela de cálculo da metodologia	267
Tabela 12.3. - Tabela de cálculo da metodologia para determinação da deformação do reforço	270
Tabela 12.4. - Tabela resumo de deformações e força mobilizada no reforço.....	273
Tabela 12.5. - Tabela de cálculo de deformações e força mobilizada no reforço..	274

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	Apresentação Geral e Justificativa	1
1.2.	Objetivos e Organização do trabalho	2
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1.	Argilas de Santos segundo Massad	5
2.1.1.	Sedimentação na planície costeira de Santos.....	7
2.1.2.	Características gerais dos sedimentos.....	10
2.3.	Métodos construtivos de aterros sobre solos moles.....	16
3.	GEOSSINTÉTICOS COMO ELEMENTOS DE REFORÇO	24
3.1.	Introdução	24
3.2.	Tipos de geossintéticos.....	25
3.1.	Propriedades Geossintéticos	26
3.1.1.	Propriedades físicas.....	28
3.1.1.	Propriedades mecânicas	29
4.	TEORIAS DE ADENSAMENTO.....	32
4.1.	Teoria de adensamento de Terzaghi e Frolich (1936)	32
4.2.	Teoria de adensamento de Barron (1948)	35
4.3.	Teoria de adensamento para drenagem combinada radial e vertical	39
4.4.	Drenos verticais.....	39
4.4.1.	Eficiência dos drenos verticais	41
4.4.2.	Diâmetro equivalente dos drenos verticais pré-fabricados.....	42
4.4.3.	Área de influência e espaçamento dos drenos verticais	44
4.4.4.	Influência do amolgamento do solo na instalação dos drenos – efeito “smear”	45
4.4.5.	Efeito da resistência hidráulica dos drenos verticais	47
4.5.	Curvas de Grau de adensamento médio para os espaçamentos utilizados	48
4.5.1.	Caso com drenos ideais	48
4.5.1.	Caso com consideração do amolgamento	49
5.	ANÁLISE DE ESTABILIDADE	50
5.1.	Introdução	50
5.2.	Capacidade de carga – soluções da plasticidade	51
5.3.	Equilíbrio limite.....	57
5.3.1.	Método de Low sem consideração do reforço (1989)	58

5.3.2.	Método de Low et al. com consideração do reforço (1990).....	60
5.3.3.	Método de Jewell (1987)	63
5.3.4.	Método de Mylleville e Rowe (1988)	64
5.3.5.	Método de Jewell (1996) – solução analítica.....	67
5.4.	Método para determinação da deformação de compatibilidade do reforço (Futai, 2010)	69
5.5.	Elementos finitos.....	74
6.	PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITO PLAXIS	76
6.1.	Características do programa.....	76
6.2.	Malha de elementos finitos.....	77
6.3.	Modelo <i>Mohr-Coulomb</i>	79
6.4.	Modelo <i>Soft-Soil</i>.....	80
7.	ATERROS REFORÇADOS COM UTILIZAÇÃO DE DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS	83
7.1.	Introdução.....	83
7.2.	Método dos elementos finitos para aterros reforçados com utilização de drenos verticais pré-fabricados.....	84
7.3.	Casos de aterro modelados em elementos finitos	87
7.3.1.	Aterro simulado por Li e Rowe (2001).....	87
7.3.2.	Aterro simulado por Indraratna et al., 2005	105
7.3.3.	Aterro simulado por Arulrajah (2005)	112
7.3.4.	Aterro reforçado e com utilização de drenos verticais, Oliveira (2006).....	116
8.	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM ATERRO REFORÇADO COM UTILIZAÇÃO DE DRENOS VERTICAIS ATRAVÉS DE ELEMENTOS FINITOS	125
8.1.	Introdução.....	125
8.2.	Calibração do modelo	125
8.3.	Geometria e parâmetros para a modelagem do aterro	128
8.4.	Casos analisados	130
8.5.	Condições Iniciais da modelagem	132
8.6.	Desenvolvimento das tensões e recalques ao longo do tempo.....	134
8.7.	Altura líquida.....	135
8.8.	Deformação e força no reforço	143
8.8.1.	Deslocamentos do aterro	152
8.8.2.	Deslocamento lateral no pé do talude	158
8.9.	Pequeno estudo da Influência da construção em estágios no comportamento do aterro.....	163

8.9.1.	Altura líquida	163
8.10.	Estudo da deformação do reforço em função do grau de adensamento	167
9.	CORRELAÇÕES GRÁFICAS	170
9.1.	Introdução	170
9.2.	Apresentação dos gráficos	170
9.3.	Influência do espaçamento entre drenos	176
9.4.	Influência velocidade de construção	182
9.5.	Influência da rigidez do reforço	186
9.6.	Tabela resumo	192
10.	TRAJETÓRIA DE TENSÕES E ÍNDICE DE VAZIOS	193
10.1.	Trajétória de tensões	193
10.2.	Variação do índice de vazios	200
11.	DETERMINAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DO REFORÇO	212
11.1.	Normalização das curvas de deformação	212
11.2.	Determinação de α e β	223
11.2.1.	Tensão de pré-adensamento	224
11.2.2.	Tensão efetiva na ruptura	224
12.	COMPORTAMENTO DOS ATERROS COM LIMITAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DO REFORÇO	232
12.1.	Determinação de α e β para reforço limitado em 5%	239
12.1.1.	Tensão efetiva na ruptura	240
12.1.2.	Gráficos de correlações de α e β	243
12.2.	Determinação de α e β para reforço limitado em 3% e 10%	250
12.3.	Fluxograma para aplicação da metodologia	266
13.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	277
13.1.	Conclusões	277
13.2.	Sugestões para pesquisas futuras	279

1. INTRODUÇÃO

1.1. Apresentação Geral e Justificativa

O tema aterros sobre solos moles é um tema de grande importância uma vez que se tornaram cada vez mais comuns à ocupação dessas áreas pouco valorizadas para incorporação urbana para fins de construção de obras civis de infraestrutura, como rodovias, ferrovias, aterros sanitários, também são alternativas para a construção de fábricas e indústrias que necessitam de uma grande área para suas implantações.

A construção de aterros sobre fundação em material mole, mesmo muito estudada, é sempre um desafio à engenharia devido as grandes deformações e acréscimos de tensões geradas nesse solo.

Algumas soluções para melhorar a capacidade de carga do solo de fundação, como a estabilização foram desenvolvidas na última década e utilizadas com sucesso, como, por exemplo, a construção do aterro por etapas, que consiste em carregar o solo de fundação com uma carga inferior à carga final a ser aplicada, não ultrapassando a capacidade de carga do solo mole. Após um período de espera, novos carregamento seriam aplicados e assim sucessivamente até atingir a cota final. Essa técnica visa um ganho de resistência gradual do solo de fundação em função do aumento das tensões efetivas. Porém, com a necessidade cada vez maior, nos dias de hoje, de velocidade na construção das obras, essa técnica sozinha acaba sendo inviável pelo longo tempo necessário para atingir o objetivo desejado.

Outras técnicas associadas como drenos verticais, aceleram o processo de dissipação da pressão neutra, reduzindo, portanto, o tempo necessário para a conclusão da obra.

Associado aos drenos ainda podem ser utilizados reforços geossintéticos na base do aterro para ganho de resistência do aterro objetivando atingir maiores alturas que as obtidas sem a utilização de reforços.

Estabilidade e o tempo necessário para a consolidação são duas considerações muito importantes no projeto e construção de aterros sobre fundações moles de baixa capacidade de carga e baixa condutividade hidráulica.

Os reforços geossintéticos tem sido amplamente utilizados para melhorar a estabilidade do aterros sobre solos argilosos moles (Humphrey e Holtz 1987; Fowler e Koerner 1987; Rowe e Soderman 1987a; Rowe, 1997).

Em paralelo, drenos verticais têm sido utilizados para reduzir tempo de consolidação das grandes camadas de solo mole (Jamiolkowski et al. 1983).

Outra consideração que deve estar sempre em foco nas análises, são as deformações horizontais excessivas que podem ocorrer junto ao pé do talude dos aterros sobre solo mole.

Mesmo com vários estudos desenvolvidos e obras realizadas com drenos verticais e reforços geossintéticos, ainda restam dúvidas e pontos a serem estudados como a melhor combinação entre esses dois elementos e o funcionamento ao longo do tempo dos reforços geossintéticos.

O método dos elementos finitos vem sendo muito utilizado para o estudo de aterros reforçados, com ou sem utilização de drenos. Hird e Kwok (1989) utilizaram o programa CRISP (*Critical State soil mechanics Program*), que é um programa de elementos finitos não-linear que incorpora a teoria dos estados críticos, para estudarem a influência do reforço para o caso analisado, Rowe e Li (2001) tem usado o programa AFENA com modelo hiperbólico e por sua vez Arulrajah (2005) utilizou o programa PLAXIS com o modelo *Cam-Clay* para estudar os aterros pilotos de Changi em Singapura que serviram de base para a construção das obras de expansão do Aeroporto internacional de Changi.

1.2. Objetivos e Organização do trabalho

O trabalho tem como objetivo estudar o comportamento de aterros reforçados com geossintéticos juntamente com a utilização de drenos verticais pré-fabricados no solo mole de fundação, buscando encontrar um ponto de

equilíbrio na combinação desses dois elementos sem que ocorra subutilização de algum deles na melhoria na construção de aterros sobre solo mole

Como afirmam Li e Rowe (2001), existe uma escassez de pesquisa sobre o comportamento de aterro para os efeitos combinados de reforço, drenos verticais, e velocidade de construção. Através de elementos finitos, este trabalho verifica os efeitos combinados de reforço e drenos verticais em aterro sobre solos moles.

Aterros reforçados e drenos verticais são geralmente tratados separadamente nos métodos de cálculo atuais. A análise da estabilidade é utilizada no projeto de aterros reforçados (por exemplo, Jewell, 1982; Rowe 1984) e uma análise de adensamento é usado na concepção de PVDs (por exemplo, Rixner et al. 1986; Holtz et al., 1991).

A análise conjunta tem como uma de suas vantagens a possibilidade da soma dos efeitos do ganho de resistência em função do adensamento parcial e o aumento da estabilidade através do reforço.

Ainda hoje, existe uma escassez de pesquisa sobre o comportamento de aterro para os efeitos combinados de reforço, drenos verticais e também com a inclusão dos efeitos das velocidades de construção.

Este trabalho visa combinar esses efeitos, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) e definir uma metodologia para calcular as deformações do reforço para uma altura de aterro determinada.

O capítulo 2, apresenta uma breve descrição da formação das argilas marinhas da Baixada Santista, baseado em estudos publicados por Massad.

Apresenta-se também as características de aterros sobre solos moles, alguns de seus métodos construtivos.

O capítulo 3 apresenta um resumo sobre os materiais utilizados em reforços geossintéticos.

O capítulo 4 visa apresentar uma revisão das teorias do adensamento de Terzaghi (1936) e teoria do adensamento radial de Barron (1948), que servem como base para os métodos destinados à análise de problemas de adensamento.

No Capítulo 5 é feita uma breve revisão de alguns métodos de cálculo de equilíbrio limite e soluções da teoria da plasticidade.

No capítulo 6 faz-se uma apresentação do Plaxis 8.2 2D, programa de cálculo utilizado nas análises realizadas. São apresentadas as principais características do programa e modelos constitutivos utilizados nesta pesquisa.

No capítulo 7 apresentam-se alguns casos de aterros sobre solos moles com drenos verticais analisados através de programas de elementos finitos.

O capítulo 8 apresenta uma descrição do modelo de cálculo que será utilizado para discussão dos resultados, calibração desse modelo e resultados e análise comparando e evidenciando os fatores de influência na determinação da altura máxima do aterro.

No capítulo 9 são apresentadas as correlações gráficas que auxiliam compreender de maneira mais completa o comportamento dos aterros em função das variáveis estudadas.

O capítulo 10 apresenta as trajetórias de tensões e a variação do índice de vazios ao longo do tempo.

Os capítulos 11 e 12 mostram a definição da metodologia para obter a deformação do reforço através dos resultados obtidos pelo método dos elementos finitos para reforços não limitados, Capítulo 11 e reforços com limitação de deformação imposta, Capítulo 12.

O Capítulo 12 apresenta ainda exemplos de aplicação da metodologia proposta.

No capítulo 13 são apresentadas as conclusões desta dissertação e as sugestões para futuras pesquisas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Argilas de Santos segundo Massad

Como neste trabalho foram usados dados das argilas de Santos para a modelagem do solo de fundação para o estudo do aterro reforçado com utilização de drenos verticais, cabe aqui uma breve apresentação das argilas da Baixada Santista.

As argilas de Santos tem como seu principal estudioso o Professor Massad, que através de pesquisas e trabalhos realizados ao longo do tempo conseguiu explicar a sua formação geológica descrita abaixo e forneceu através de inúmeros ensaios os parâmetros geotécnicos do solo de praticamente toda a Baixada Santista.

Diferentemente do que se pensava até meados da década de 80, a formação geológica das argilas marinhas de Santos não é simples. Segundo Massad (1985, 1994 e 1999), até esse período o que se imaginava era que a formação geológica das argilas de Santos havia acontecido durante um único ciclo de sedimentação.

Para justificar resultados de ensaios que apresentavam algumas amostras de argilas com leve sobre adensamento, Vargas (1973) citava a cimentação enquanto Souza Pinto e Massad (1978) atribuíam o leve sobre adensamento ao *aging*.

Essa idéia começou a mudar a partir dos estudos pioneiros de Suguio e Martin (1978 e 1981) que atribuíram às variações do nível relativo do mar (N.R.M) durante o período quaternário o principal mecanismo de formação dos sedimentos marinhos das planícies costeiras brasileiras.

Suguio e Martin (1978 e 1981) ainda citam que ocorreram pelo menos dois ciclos de sedimentação, sendo que entre eles houve intenso evento erosivo, com pelo menos dois episódios transgressivos, de níveis marinhos mais elevados que o atual, que deram origem a dois tipos de sedimentos argilosos, com propriedades geotécnicas distintas.

As fases de transgressão e regressão do mar, ocorridas durante o quaternário, segundo Suguio e Martin (1994), deixaram evidências incontestáveis, tais como:

(a) Evidências geológicas – Os depósitos marinhos quaternários situados acima do nível do mar atual constituem evidências de paleoníveis marinhos mais altos do que o atual.

(b) Evidências biológicas – A existência de paleoníveis marinhos mais altos do que o atual é evidenciada por incrustações de vermetídeos (gastropodes), ostras, corais e cracas, bem como tocas de ouriços situados acima do nível de vida desses organismos.

(c) Evidências pré-históricas – A posição geográfica de diversos sambaquis atribuídos aos antigos índios da zona litorânea é encontrada nas planícies costeiras da metade sul do Estado de São Paulo. A posição geográfica desses sambaquis, frequentemente situados no interior do continente (até mais de 30 km da atual linha de costa), só pode ser explicada, segundo Suguio e Martin (1994), pela maior extensão lagunar existente na época e, conseqüentemente, por um nível marinho mais alto do que o atual.

Segundo Suguio e Martin (1994), 120.000 anos antes do presente (A.P) o nível relativo do mar estava provavelmente 8 ± 2 m acima do atual. Esse episódio de nível marinho mais alto é conhecido como Transgressão Cananéia, no litoral paulista, ou como Penúltima Transgressão, nas planícies costeiras da Bahia, Sergipe e Alagoas. Foi nesse período que se formaram os sedimentos pleistocênicos dos quais fazem parte as Argilas Transicionais (ATs) (Massad, 1999).

2.1.1. Sedimentação na planície costeira de Santos

Massad (1999) divide em estágios a sedimentação da costa brasileira, conforme Figura 2.3.

Primeiro estágio - (Sedimentos Pleistocênicos) - depositados há 100.000 - 120.000 anos em um período em que se imagina que o mar tenha atingido o sopé

da serra do mar, foram depositados os sedimentos pleistocênicos em ambiente misto, continental e marinho. Esses sedimentos são argilosos (Argilas Transicionais – ATs) ou arenosos em sua base e arenosos em seu topo (Areias Transgressivas).

Segundo estágio – Em seguida veio um processo de regressão no nível do mar sendo formados “cordões litorâneos”.

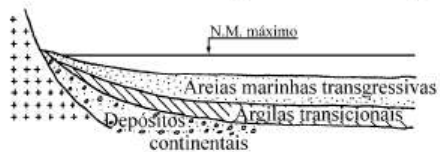
Terceiro estágio – Após, os sedimentos pleistocênicos sofreram forte erosão causada pela rede hidrográfica da época. Essa erosão fez com que as argilas transicionais ficassem submetidas ao peso total de terra existente acima do nível do mar na época.

Quarto estágio – Os sedimentos Holocênicos formaram-se com o início da Transgressão Santos, quando o nível do mar subiu rapidamente, ultrapassando o nível atual entre cerca de 7.000 anos atrás. Esses sedimentos são constituídos de argilas e areias, ricos em conchas e foram depositados nos locais erodidos anteriormente, em canais, lagunas, baías ou estuários (antigas desembocaduras fluviais afogadas), donde a denominação genérica de Sedimentos Flúvio-lagunares e de Baías (SFL).

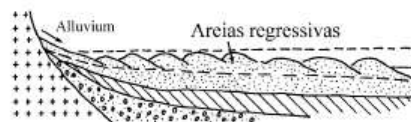
Esse processo atingiu seu clímax há 5.150 anos A.P., quando o nível relativo do mar esteve mais elevado. De forma simultânea, o mar deve ter também erodido as regiões mais altas da Formação Cananéia, redepositando as areias para formar depósitos marinhos holocênicos.

Quinto estágio – Com nível do mar caminhando para o seu nível atual, foram formadas cristas praias regressivas holocênicas. Além disso, com as oscilações do nível do mar havidas durante a parte final da Transgressão Santos, foram produzidas várias gerações de cristas praias.

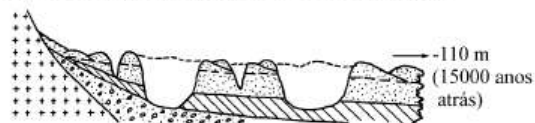
1º Estádio: máximo da transgressão - Cananéia (Pleistoceno)



2º Estádio: Regressão e formação de cordões de areia



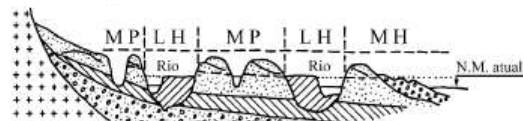
3º Estádio: Erosão parcial dos sedimentos marinhos



4º Estádio: Máximo da transgressão - Santos (Holoceno)



5º Estádio: Regressão em direção ao N.M. atual



MP – Marinho (Pleistoceno); MH – Marinho (Holoceno); LH – Laguna (Holoceno);

N.M. – Nível do Mar

Figura 2.3. – Ilustração dos possíveis estádios da gênese das planícies sedimentares paulistas (Massad 1999).

2.1.2. Características gerais dos sedimentos

Massad (1994), após analisar milhas de sondagens da Baixada Santista, conseguiu caracterizar os diversos sedimentos que ocorrem neste local e conhecer a sua distribuição em sub-superfície.

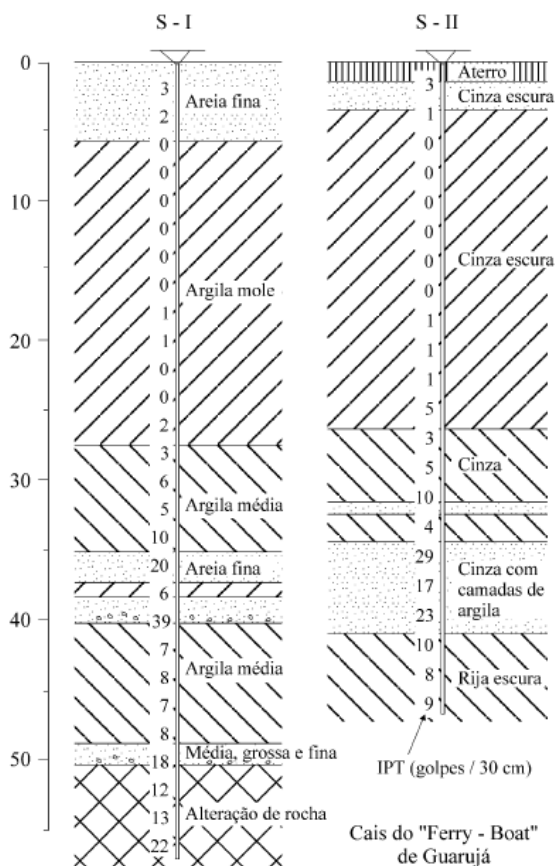


Figura 2.4.- Perfis de sondagens - Cais do "Ferry-Boat" de Guarujá (Massad, 1994).

As Areias Pleistocênicas e Holocênicas, que afloram na superfície, constituem terraços alçados de alguns metros em relação ao N.M.

As argilas marinhas da Baixada Santista foram classificadas por Massad, da seguinte forma (Massad, 1985-a):

- a) Argilas de Manguesais, de deposição recente, com SPTs nulos;
- b) Argilas de SFL (Sedimentos Flúvio-Lagunares), que se depositaram no Holoceno, a partir de 7000 anos atrás, com SPT entre 0 e 2 golpes; são em geral solos levemente sobre-adensados, exceto em locais de ação eólica, como é o caso na Ilha de Santo Amaro;

c) ATs (Argilas Transicionais), misto de solos continentais e marinhos, depositados durante o Pleistoceno, o outro período do Holoceno; são solos muito sobre-adensados, com pressões de pré-adensamento que podem atingir valores da ordem de 300 a 500 kPa, e com SPTs acima de 5, podendo atingir 25 golpes ou mais.

Tabela 2.1. – Retirada de Massad (1999) apresenta as semelhanças e diferenças entre as Argilas de Mangues, Argilas de SFL e Argilas Transicionais (ATs).

Características	Mangue	SFL	AT
Profundidade (m)	≤5	≤50	20 ≤ z ≤ 45
e	> 4	2-4	< 2
$\bar{\sigma}_a$ (kPa)	< 30	30-200	200-700
RSA	1	1,1-2,5	> 2,5
SPT	0	0-4	5-25
s_u	3	10-60	> 100
γ_n (kN/m ³)	13,0	13,5-16,3	15,0-16,3
Argilo-minerais	K/I	K/M/I	K/I
Materia orgânica	25%	6% (1)	4% (1)
Sensitividade	-	4-5	-
ϕ' (1) e (2)	-	24	19
C_{ur} (%)	-	3-6	-
C_v^{Lab} (cm ² /s) (3)	(0,4-400).10 ⁻⁴	(0,3-10).10 ⁻⁴	(3-7).10 ⁻⁴
C_v^{Lab}/C_v^{Campo}	-	15-100	-
Adesão em estacas(kPa)	-	20-30	60-80
δ (kN/m ³)	26,5	26,6	26,0
% < 5 μ	-	20-90	20-70
LL	40-150	40-150	40-150
IP	30-90	20-90	40-90
IA	1,2-2,2	0,7-3	0,8-2,0
IL (%)	50-160	50-160	20-90
$C_c/(1+e_0)$	0,35-0,39 (0,36)	0,33-0,51 (0,43)	0,35-0,43 (0,39)
C_r/C_c (%)	12	8-12	9
$\bar{E}_L/\bar{\sigma}_a$ (RSA > 1)	13	13-18	11
$\bar{E}_L/\bar{\sigma}_r$ ($\bar{\sigma}_a \leq \bar{\sigma}_r \leq 2\bar{\sigma}_a$)	8	6-10	7-11
$\bar{E}_L/\bar{\sigma}_r$ ($\bar{\sigma}_r \geq 2\bar{\sigma}_a$)	6-7	5-7	5-7
E_1/s_u (4)	-	138	143
E_{50}/s_u (4)	-	237	234
$s_u/\bar{\sigma}_c$ (4)	-	0,34RSA ^{0,78}	0,40RSA ^{0,60}
$s_u/\bar{\sigma}_a$ (4)	-	0,28	0,30
K_{α} (LAB)	-	0,57RSA ^{0,45}	0,58RSA ^{0,45}

Legenda: (1) - Para teores de argila (% < 5 μ) ≥ 50%; (2) ϕ' DE ENSAIOS CID ou S; (3) Normalmente Adensada; (4) ENSAIOS CIU ou R; (5) K - Caulinita; M - Montmorilonita; e I - Ilita.

Nas Tabelas 2.2 e 2.3, Massad (1994) apresenta as características geotecnicas de alguns locais da Baixada Santista.

Tabela 2.2. – Parâmetros característicos das Argilas de SFL com $OCR \leq 2$ e $N_{spt}=0$ (Massad 1999).

Local	SPT	γ_n (kN/m ³)	$C_c/(1+e_0)$	$\bar{\sigma}_a$ (kPa)	s_u (kPa) (VT)	
Alemoa	0	15,5	0,33	35+5,5z	13+2,0z	
Cubatão	0	13,5	0,47	20+3,5z	6+1,7z	
			-	30+5,0z	15+1,6z	
Vale dos R. Moji e Piaçaguera	0	13,6	-	24+3,6z	8+1,8z	
			14,0	-	33+3,5z	14+1,7z
			14,2	0,42	33+4,2z	11+1,7z
Vale do R. Quilombo	0	14,0	0,44	13+4,0z	6+2,3z	
Vale do R. Jurubatuba	0	13,8	0,48	26+3,8z	18+1,4z	
Vale do R. Diana/Canal Bertioega	0	14,6	0,41	28+4,6z	7+2,1z	
			13,5	0,45	21+3,7z	7+1,6z
			13,5	0,51	27+3,3z	15+1,0z
Ilha de Santo. Amaro	0	13,8	0,48	22+3,8z	5+2,1z	

Tabela 2.3. – Parâmetros característicos das Argilas de SFL com $OCR > 2$ e $1 \leq N_{spt} \leq 4$ Massad (1999).

Local	SPT	γ_n (kN/m ³)	$C_c/(1+e_0)$	$\bar{\sigma}_a$ (kPa)	s_u (kPa) (VT)
Conceiçãozinha	0,3+0,077z	14,8+0,05z	0,34 *	80+5,3z *	35+2,3z
Saboó	0,4+0,113z	-	-	-	32+2,0z
Macuco	0,3+0,100z	14,9+0,10z	-	-	26+2,4z

Neste trabalho serão usados dados referentes ao solo de Cubatão, por se tratar de um solo levemente sobre-adensado, na modelagem do solo de fundação do aterro reforçado.

2.2. Aterros sobre solos moles

Solos moles de um modo geral são encontrados em regiões planas próximas de córregos, ribeirões, mangues e faixas próximas ao litoral que geralmente apresentam em seu entorno um subsolo com camadas orgânicas moles. Esses solos são formados por frações de finos com proporções variáveis de argila e silte e apresentam má condição de drenagem em condição saturada.

Por se tratar de solo argiloso com baixa resistência, elevada compressibilidade e baixa permeabilidade faz-se necessário o estudo desse solo

como material de fundação das obras de engenharia sobre os aspectos de estabilidade e de adensamento.

Dois aspectos chamam a atenção quando se estuda o comportamento de um aterro sobre solo mole: a estabilidade do próprio aterro logo após a construção e os recalques ao longo do tempo, que podem ser recalques totais diferenciais em função da deformação da camada de solo mole.

Sendo o próprio aterro com seu peso o principal causador do mecanismo de instabilização que pode levar o aterro a ruptura, devemos nos preocupar com a forma de execução desse aterro e os meios possíveis existentes que contribuam para estabilização.

Os mecanismos que geram instabilidade podendo levar o aterro a ruptura são:

- externos, quando a ruptura ocorre no solo de fundação:
- internos, quando a ruptura se dá no próprio aterro:
- global, quando a ruptura se dá tanto no aterro como na fundação

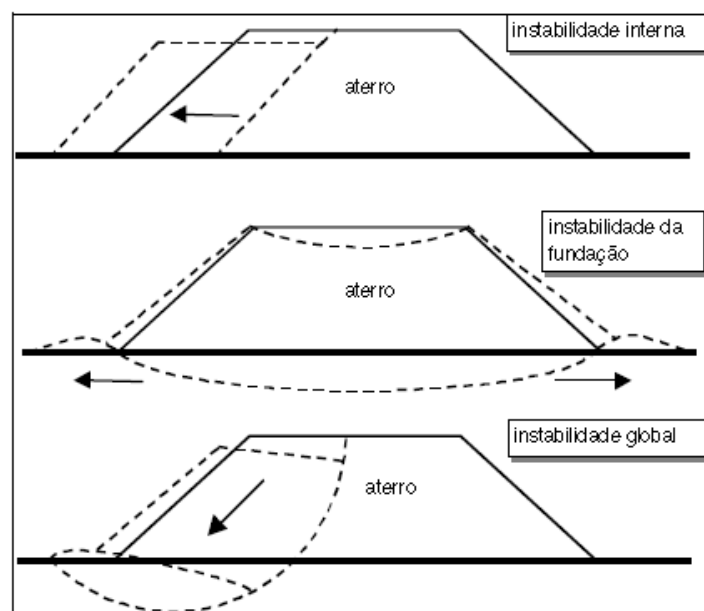


Figura 2.5. – Classes de ruptura de aterros sobre solos moles (Almeida, 1996)

Com a falta de espaço físico, necessidade cada vez maior de construções mais rápidas e dificuldade para encontrar local para bota-fora, soluções para estabilização de taludes, como substituição do solo mole de fundação, aterros com taludes muito abatidos, bermas de equilíbrio são geralmente descartadas, motivo que leva a busca de novas soluções de estabilização, como a utilização de reforços.

O reforço pode ser utilizado para evitar as rupturas do aterro durante a construção, que para argila é considerado carregamento rápido na condição não drenada, que é a condição mais crítica de estabilidade.

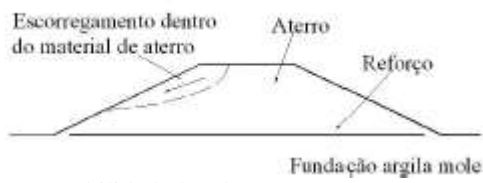
O uso de reforço na base do aterro tem objetivo de evitar a ruptura decorrente das tensões de cisalhamento desenvolvidas no aterro ou no solo de fundação. Ele também minimiza os recalques diferenciais melhorando a distribuição de carga, mas não evita os recalques totais.

A fase mais crítica de estabilidade de aterro sobre solo mole ocorre durante a construção, pois o solo mole ainda não adensou e, portanto, não ganhou resistência.

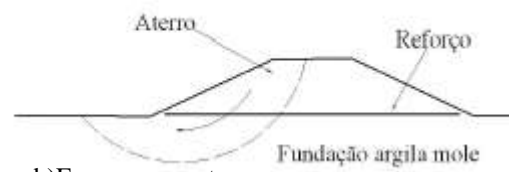
Em um aterro reforçado é preciso verificar várias possibilidades de estado limite último citados na norma inglesa (BS 8006, 1995), tais como apresentados na Figura 2.6:

- estabilidade local (Figura 2.6 a);
- escorregamento rotacional (Figura 2.6 b);
- movimento lateral do aterro (Figura 2.6 c);
- extrusão da fundação (Figura 2.6 d);
- estabilidade global (Figura 2.6 e).

O escorregamento rotacional convencional em aterros sobre solos moles em que a ruptura ocorre no aterro e no solo mole é, normalmente, a única verificação das listadas acima utilizada nos projetos, isto porque pode ser tratada da mesma forma que em aterros convencionais sem reforço.



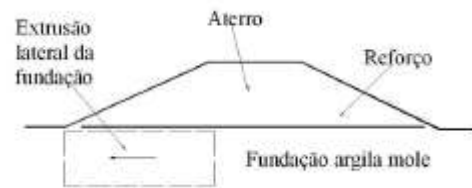
a) Estabilidade local



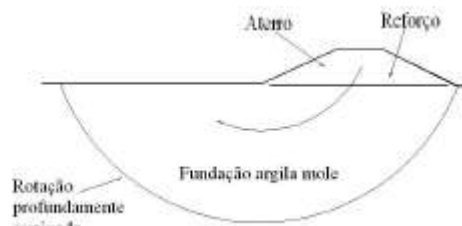
b) Escorregamento



c) Movimento lateral do aterro



d) Extrusão da fundação



e) Estabilidade global

Figura 2.6. – Estados limites últimos para aterros reforçados sobre solos moles (BS 8006, 1995).

2.3. Métodos construtivos de aterros sobre solos moles

a) Remoção do solo mole, parcial ou total:

A remoção de solos moles consiste na retirada, através de dragas ou escavadeiras, total ou parcial desses solos e colocação de aterro no local escavado.

Essa é uma solução que passa quase que exclusivamente pela análise da viabilidade econômica. Tem-se na literatura que essa solução é viável se a camada a ser retirada não ultrapasse 4,0 m (Almeida 1996).

Porem, essa técnica deixou de ser utilizada em larga escala devido à falta de local adequado para o bota-fora e por acarretar problemas ambientais (Sandroni, 2006).

b) Bermas de equilíbrio:

A utilização de bermas de equilíbrio esbarra na falta de espaço hoje disponível para a construção dos aterros. Outra desvantagem dessa solução são os recalques que não são resolvidos e a grande quantidade de material necessário para sua construção.

c) Aterros de sobrecarga

Devido à baixa resistência ao cisalhamento não-drenado de muitos solos moles, muitas vezes é necessário aumentar a velocidade de ocorrência dos recalque, permitindo, assim, a dissipação do excesso de pressão neutra durante a construção do aterro.

O aterro de sobre carga, tem a função de aumentar a velocidade com que ocorrem os recalques primários e minimizar total ou parcialmente os recalques secundários. Isso ocorre através do aumento da razão de sobre-adensamento, RSA que diminui o coeficiente do adensamento secundário c_{α} .

Essa solução apresenta como desvantagens, o grande volume de solo necessário e também um elevado prazo de estabilização dos recalques devido a baixa permeabilidade dos solos moles. Outra desvantagem que pode ocorrer é a necessidade de se reforçar ou utilizar reforço do aterro devido a altura da etapa construtiva ser superior a altura final de projeto.

d) Aterros construídos em etapas

Fases de construção são frequentemente usadas para que o solo de fundação ganhe resistência suficiente para permitir construção dos aterros com a altura projetada. Uma vantagem desse método é a possibilidade, no caso do uso de reforço geossintético, de usar um reforço menos rígido em comparação à construção em apenas uma etapa. O uso combinado de reforço e fases de construção pode ser muito eficiente, com a inclusão de drenos verticais, pode-se diminuir o tempo necessário de adensamento entre as etapas.

e) Aterros leves

O principal fator que influencia nos recalques primários dos aterros sobre solos moles é o peso do próprio aterro, ou seja, o acréscimo de tensão vertical causado pela construção do aterro.

Uma das vantagens do aterro leve é reduzir esse acréscimo de tensão vertical. Outras vantagens são a melhoria na estabilidade e maior velocidade de construção, o que diminui os recalques diferenciais.

f) Aterros com colunas granulares

A utilização de colunas granulares na base do aterro é uma solução muito utilizada fora do país. No Brasil, existem algumas obras com essa solução, sendo a maioria construída nos últimos anos.

É uma solução de rápida execução, porém cara que requer equipamentos específicos. A técnica dessa solução consiste na instalação das colunas de areia,

normalmente com diâmetro de 80 cm, encamisadas em geotexteis, em malha triangular com espaçamento de 1,7 m a 3,4 m. O encamisamento da areia faz com que as colunas possam funcionar como estacas, existem dúvidas ainda sobre esse funcionamento, aumentando a capacidade de carga e diminuindo os recalques e deformações. Outra vantagem é a diminuição do comprimento do caminho de drenagem, que conseqüentemente acelera a dissipação da pressão neutra. Uma desvantagem é o amolgamento do solo causado na instalação das colunas, porém, mesmo em espaçamento reduzido, a dissipação da pressão neutra ainda pode ocorrer rapidamente (Brenderberg, 1999). O objetivo dessa solução é que as estacas absorvam grande parcela da carga. Outra vantagem é a melhoria das condições do solo de fundação quanto à ruptura global pelo aumento da resistência ao cisalhamento através das estacas.

g) Vácuo

A utilização de vácuo para a aceleração do adensamento foi proposta inicialmente na década de 50. O objetivo desta técnica é o pré-adensamento do solo através do aumento das tensões efetivas, com a redução das pressões neutras existentes na camada mole, mantendo as tensões totais constantes. O aumento da tensão vertical efetiva pode ser gerado até cerca de 75 kPa (Marques, 2001).

Esta técnica é usualmente utilizada em conjunto com o dreno vertical pré-fabricado (DVP), onde estes são utilizados como extremos do sistema de vácuo. (Bergado et al., 1998).

O uso do sistema de vácuo em conjunto com a técnica de sobrecarga temporária, acelera o processo de recalque. Com isso, reduz-se a altura do aterro de sobrecarga assim como o tempo necessário de sua utilização. Conseqüentemente, pode-se tornar uma alternativa econômica visto à redução do volume necessário de material de aterro.

h) Drenos verticais

A inserção de drenos verticais na camada de argila mole com o objetivo de acelerar os recalques é uma técnica bastante difundida e adotada (ALMEIDA, 1996). A Figura 2.7. mostra 2 perfis de aterros e a direção do fluxo de água, sendo um perfil sem utilização de drenos e outro com utilização de drenos. Observa-se o fluxo horizontal no caso de existência de drenos verticais.

A utilização de drenos verticais tem por finalidade acelerar os recalques através da redução dos comprimentos de drenagem. Os recalques se desenvolvem muito mais rapidamente, pois as distâncias de percolação são menores, e os coeficientes de permeabilidade são maiores na direção horizontal. Naturalmente, um tapete drenante na superfície se faz necessário para conduzir a água coletada pelos drenos.

É sempre importante ressaltar que a utilização dos drenos verticais não interfere no valor do recalque total, sua influência se limita à antecipação dos recalques primários.

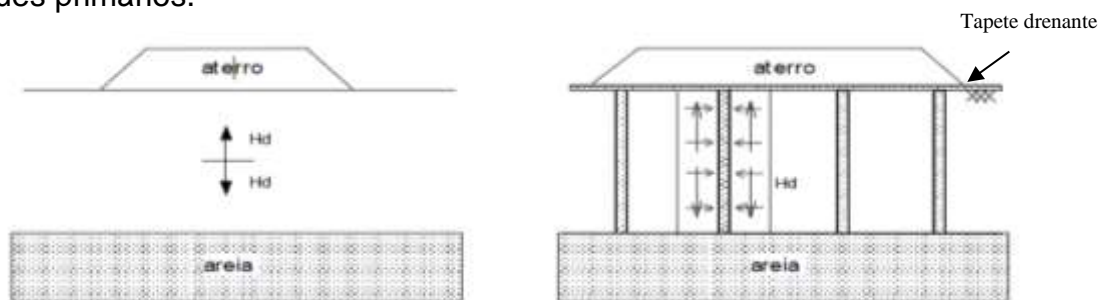


Figura 2.7. – Perfis de aterros sobre solo mole sem e com drenos verticais instalados

Os fatores de influência dos drenos verticais em aterros sobre solos moles serão apresentados no item 4.4.

i) Reforços geossintéticos

A solução consiste na inclusão de material geossintético, polímero, de alta resistência e rigidez na base do aterro, conferindo aumento da estabilidade do aterro e conseqüente incremento ao Fator de Segurança à estabilidade global e algumas formas de estabilidade local proporcionando a possibilidade de aterros com maior altura.

O reforço da base do aterro com geossintéticos é cada vez mais difundido e adotado com o objetivo de garantir a estabilidade da obra. Nas últimas décadas, os geossintéticos vêm desempenhando um papel fundamental, substituindo ou aprimorando técnicas existentes, permitindo associações e combinações com solos e agregados, resultando em soluções mais rápidas, mais leves, mais esbeltas, mais confiáveis e mais econômicas (Mello e Bilfinger, 2004).

Rowe e Soderman (1984) demonstraram que, tanto equilíbrio limite, como a análise por elementos finitos, poderia representar o efeito do reforço na estabilidade de talude.

Bergado et al. (1994) e Loke et al. (1994) relataram o comportamento de campo de dois aterros reforçados construídos sobre argila mole de Bangcoc utilizando dois tipos de reforço geossintético. Foi demonstrado que a força de tração mobilizada no reforço aumentou a estabilidade do aterro após o solo de fundação tornar-se plástico e reduziu a deformação lateral da fundação.

Os benefícios decorrentes da utilização de reforço geossintético incluem o aumento do fator de segurança, melhoria do comportamento do aterro, a economia feita, o aumento da viabilidade de construção do aterro e eliminação de alguns estágios construtivos em determinados casos.

O aumento do fator de segurança ao longo do tempo foi representado em gráfico por Jewell (1988), comparando a evolução do fator de segurança de um aterro reforçado com um aterro não reforçado.

O gráfico Jewell (1988) de está apresentado na Figura 2.8.

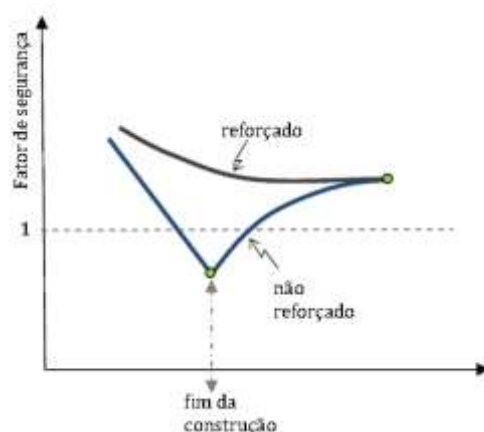


Figura 2.8. – Variação do coeficiente de segurança ao longo do tempo (Jewell, 1988).

Porém, Rowe e Li (2005), publicaram resultados de aterros sobre solos moles sensíveis onde mostram que o reforço continua deformando ao final da construção, atingindo valores de deformação superiores aos admissíveis e em alguns casos chegando até a ruptura. Portanto, o gráfico de Jewell (1988), não é necessariamente verdade.

- Resistência à tração dos geossintéticos

Podem ser definidos cinco termos para caracterização de um geossintético com relação ao seu parâmetro de resistência.

1. Resistência nominal (T_{max}): é a resistência obtida através de ensaio de curto prazo (NBR 12.824, 1993). Esta é a tensão de caracterização dos geossintéticos e geralmente a tensão que consta nos catálogos de fabricantes.
2. Resistência de referência (T_{ref}): é a resistência característica após o geossintético estar submetido a carregamento constante, onde ocorrem as perdas por fluência.
3. Resistência admissível (T_{adm}): é a resistência máxima admissível do geossintético em estado de serviço, onde são avaliadas todas as perdas de resistência que podem ocorrer durante sua utilização.
4. Resistência de projeto (T_{proj}): é a resistência necessária calculada com fatores de segurança para garantir a estabilidade e funcionamento da obra em questão, não é característica do geossintético.
5. Resistência mobilizada (T_{mob}): é a tensão de tração, efetivamente, a que o geossintético está sendo solicitado.

A perda da capacidade de resistência à tração dos reforços geossintéticos se dá por fluência do material, danos na instalação, danos químicos e ambientais devido à exposição dos geossintéticos.

A deformabilidade do reforço é também um fator importante a ser levado em consideração.

Para deformação, existem dois parâmetros principais a serem analisados nos reforços geossintéticos, a saber:

1. Deformação na ruptura (ϵ_{max}) – deformação máxima do reforço na ruptura
2. Deformação de mobilização (ϵ_{mob}) – Deformação correspondente à resistência mobilizada pelo reforço.

A deformação mobilizada deve ser compatível com a deformação do solo de fundação.

O que se busca é um ponto de equilíbrio entre a resistência disponível pelo reforço e a resistência de projeto. Jewell (1996) mostra esse ponto de equilíbrio através de um gráfico de resistência vs deformação, apresentado na Figura 2.6.

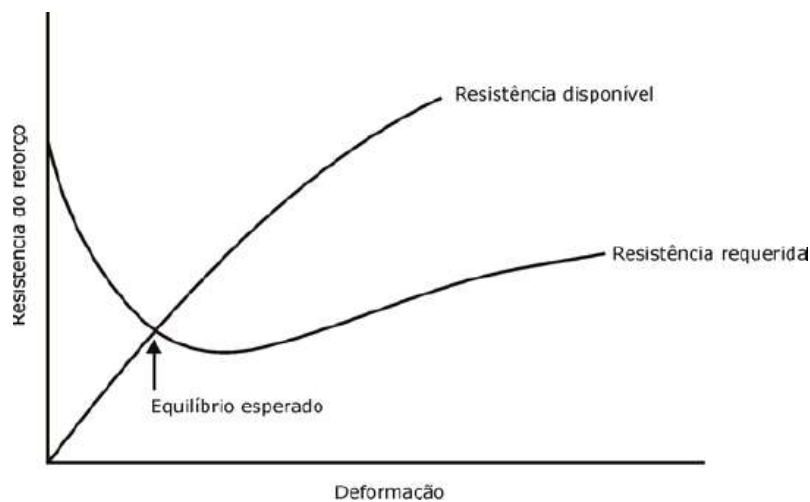


Figura 2.9.– Compatibilidade de deformações solo vs reforço (adaptada Jewell, 1996).

j) Uso de reforço e drenos verticais pré-fabricados

Os efeitos sinérgicos da utilização do reforço geossintético e drenos verticais pré-fabricados podem melhorar a execução de aterros sobre fundações moles (Li e Rowe, 1999b, 2001a). Lau e Cowland (2000) relataram um caso em que nem reforço nem PVDs apenas teriam sido suficientes para permitir uma construção segura do aterro até a altura projetada. O uso combinado de reforço e PVDs aumentou a curto prazo estabilidade e tornou viável a construção do aterro com 4 m de altura sobre um solo de fundação com baixíssima resistência ao cisalhamento não drenado.

Para ilustrar os métodos citados, e outros não citados, de construção de aterros sobre solo mole, a Figura 2.10, adaptada de Leroueil (1997), apresenta essas soluções de maneira esquemática, identificando os possíveis métodos para melhoria da estabilidade e controle de recalques.

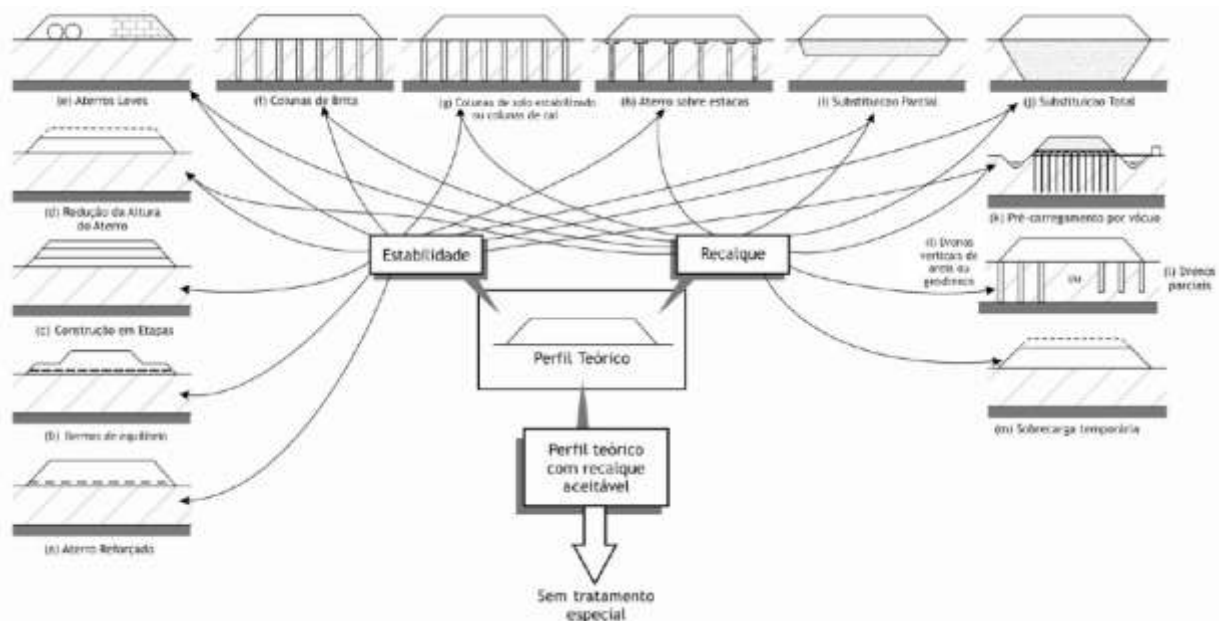


Figura 2.10. – Diversos métodos construtivos de aterros sobre solos moles – (Leroueil, 1997).

3. GEOSINTÉTICOS COMO ELEMENTOS DE REFORÇO

3.1. Introdução

Nos dias atuais é praticamente impossível encontrarmos alguma obra geotécnica sem a utilização de materiais geossintéticos em alguma de suas várias funções. Devido a sua rapidez e vantagens técnicas e econômicas que esses elementos trazem a obra, os geossintéticos passaram a condição de elementos indispensáveis e de uso corrente na engenharia geotécnica atual.

A Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS) define os geossintéticos como “elementos planos, produzidos a partir de polímeros sintéticos ou naturais, e utilizados em combinação com solo, rocha e/ou outros 38 materiais geotécnicos como parte integral de um projeto, estrutura ou sistema em engenharia civil”.

No projeto de revisão da Norma Brasileira (NBR 12553/1999), geossintético é a denominação genérica de um produto polimérico, sintético ou natural, industrializado, cujas propriedades contribuem para a melhoria de obras geotécnicas, desempenhando uma ou mais das seguintes funções: reforço, filtração, drenagem, proteção, separação, impermeabilização e controle de erosão superficial.

As a necessidade de reforço de solo não é recente, os antigos lançavam mão dos materiais existentes na época que tinham como características principais a resistência à tração, como por exemplo palha, bambu, estivas de junco, troncos de árvores, etc..

Um caso histórico importante é o da muralha da China construída em 2.000a.C., que possui seções de argila e cascalho reforçados com fibras naturais.

A aplicação dos geossintéticos no mundo é recente na engenharia geotécnica, tendo se iniciado na década de 50, com o desenvolvimento dos geotêxteis tecidos, porém, o grande passo para o desenvolvimento e uso em larga escala desses elementos se deu a partir da década de 60 com o surgimento dos geotêxteis não-tecidos.

No Brasil as primeiras aplicações de geotêxteis foram em obras rodoviárias em 1971. Desde então, as aplicações destes materiais em obras de reforço de aterros, taludes e fundações vêm aumentando gradativamente.

As principais funções dos geossintéticos de acordo com a norma brasileira NBR 12.553, e apresentadas no Manual Brasileiro de Geossintéticos, são as seguintes:

- Controle de erosão superficial, prevenção de erosão superficial de partículas de solo devido a escoamento superficial de um fluido.
- Drenagem, coleta e condução de um fluido pelo corpo de um geossintético.
- Filtração, retenção de um solo ou de outras partículas permitindo a passagem livre do fluido em movimento.
- Impermeabilização, bloqueio ou desvio de fluidos.
- Proteção, limitação ou prevenção de danos a elementos de obras geotécnicas.
- Reforço, utilização das propriedades mecânicas de um geossintético na melhoria do comportamento mecânico de uma estrutura geotécnica.
- Separação, ação de impedir a mistura ou interação de materiais adjacentes.

A Tabela 3.2. mostra o emprego de vários geossintéticos de acordo as suas aplicações nos projetos.

3.2. Tipos de geossintéticos

Existem vários tipos de geossintéticos hoje no mercado para determinados tipos de aplicação, entre esses tipos podem ser destacados os geotêxteis,

geogrelhas, georredes, geomembranas, geocomposto, geotira, geomanta, geocélula e geotubos.

Os principais tipos geossintéticos utilizados para reforço de solo são os geotêxteis e as geogrelhas.

Geotêxtil (GT) - Produto têxtil bidimensional, permeável, composto de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios, formando estruturas tecidas, não-tecidas ou tricotadas, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem que desempenhe várias funções numa obra geotécnica. De acordo com o processo de fabricação, os geotêxteis podem ser não-tecidos, tecidos ou agulhados.

O geotêxtil é o geossintético mais versátil existente no mercado, podendo ser aplicado em diversas funções como apresentado na tabela 3.2.

Geogrelha (GG) - Estrutura em forma de grelha com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem a interação do meio em que estão confinadas, constituído por elementos resistentes à tração, sendo considerado unidirecional quando apresenta elevada resistência à tração apenas em uma direção, e bidirecional quando apresenta elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais). Em função do processo de fabricação as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas.

As matérias-primas mais utilizadas na fabricação deles são: a poliamida (náilon) PA, poliéster PET, polietileno PE, polipropileno PP, conforme tabela 3.1.

3.1. Propriedades Geossintéticos

O comportamento dos geossintéticos se deve aos seus componentes polímeros básicos e aditivos, e ao processo de fabricação. Para a determinação

das propriedades dos geossintéticos podem ser realizados ensaios de campo ou, mais comumente de laboratório.

Tabela 3.1.– Monômeros utilizados na fabricação dos geossintéticos (Koerner, 1998).

Polímero	Monômero	Tipos de Geossintéticos
Polietileno (PE)	$\left[\begin{array}{cc} H & H \\ & \\ -C & -C- \\ & \\ H & H \end{array} \right]_n$	Geotêxteis Geomembranas Geocompostos Geogrelhas Georredes
Polipropileno (PP)	$\left[\begin{array}{cc} H & CH_3 \\ & \\ -C & -C- \\ & \\ H & H \end{array} \right]_n$	Geotêxteis Geomembranas Geogrelhas Geocompostos
Poliéster (PET)	$\left[\begin{array}{ccccccc} H & H & & O & & O & \\ & & & & & & \\ O-C & -C- & O- & C & - & C & \\ & & & & & & \\ H & H & & & & & \end{array} \right]_n$	Geogrelhas Geotêxteis Geocompostos
Policloreto de vinila (PVC)	$\left[\begin{array}{cc} H & C \\ & \\ -C & -C- \\ & \\ H & H \end{array} \right]_n$	Geomembranas Geocompostos
Poliamida (PA)	$\left[\begin{array}{c} H \\ \\ -N-(CH_2)_8-C \\ \\ C \end{array} \right]_n$	Geotêxteis Geocompostos Geogrelhas

n = grau de polimerização

Tabela 3.2. – Tipos de Geossintéticos e suas Principais Aplicações (adaptado de Koerner, 1998).

Geossintético	Aplicação						
	Reforço	Filtração	Drenagem	Proteção	Separação	Impermeabilização	Controle de erosão
Geotêxteis	x	x	x	x	x		x
Geogrelhas	x						
Geomembranas					x	x	
Geocompostos	x		x			x	
Geobarras	x						
Geotiras	x						
Georedes			x				
Geotubos			x				
Geomantas						x	x
Geocélulas	x					x*	x*

*Quando preenchidos

3.1.1. Propriedades físicas

As propriedades físicas dos geossintéticos são determinadas a partir de ensaios de caracterização e não estão vinculadas a suas condições de utilização.

As principais propriedades físicas dos geossintéticos são a massa por unidade de área ou gramatura, M_A (g/m^2), a espessura nominal t_{GT} (mm), e a densidade relativa dos polímeros, η_{GT} (%), que os compõem.

Na tabela 3.3. estão listadas vantagens e desvantagens dos polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos quanto as sus propriedades físicas.

- **Massa por unidade de volume**

A massa por unidade de área é um indicador da uniformidade e da qualidade de um geossintético. Os valores usuais desta grandeza situam-se entre 100 e 300 g/m^2 para os geotêxteis tecidos, 100 e 400 g/m^2 para os geotêxteis não tecidos e entre 200 e 1000 g/m^2 para as geogrelhas (ISO 9864/88, NBR12568/92).

- **Espessura nominal**

A espessura nominal é definida como a distância entre as superfícies inferior e superior do geossintético, medida para uma dada pressão.

No caso de geogrelhas, corresponde à espessura do geossintético submetido a uma pressão confinante de 2kPa, aplicada em uma área de 2500mm², por placas rígidas paralelas (ISO 9863/88, NBR 12569/92).

- **Densidade relativa dos polímeros**

É usualmente determinada em função da gramatura (M_A) e da espessura (t_{GT}) do geossintético, da densidade do filamento (ρ_f) e da massa específica da água a 4°C (γ_a), segundo a expressão:

$$\eta_{GT} = 1 - \frac{M_A}{t_{GT} \times \rho_f \times \gamma_a} \quad (3.1)$$

3.1.1. Propriedades mecânicas

Em praticamente todos os tipos de aplicações geotécnicas, os geossintéticos estão sujeitos a solicitações mecânicas, seja na fase de instalação e construção, seja durante a vida útil da obra.

Durante a fase de instalação, as principais propriedades associadas às solicitações mecânicas são: resistência à tração, resistência à penetração e à perfuração, resistência a danos de instalação e resistência à abrasão.

Durante a vida útil da obra, as principais propriedades associadas às solicitações mecânicas são: resistência à tração, resistência à penetração e à perfuração, resistência ao deslizamento na interface, resistência ao arrancamento e resistência à fluência.

A propriedade, talvez, mais importante para o reforço de aterros sobre solo mole é a resistência à tração do geossintético. Como já visto, o comportamento de um geossintético depende de vários fatores como, tipo de polímero constituinte, estrutura, processo de fabricação, etc.

No caso de geotêxteis, a resistência à tração não confinada é determinada a partir de ensaios de faixa larga, (NBR 12824) ou em faixa restrita (*grab test*) (ASTM D-4632).

O ensaio de faixa larga fornece como resultados a resistência à tração, deformação axial e módulo de rigidez, enquanto o ensaio de faixa restrita fornece apenas a resistência à tração.

Segundo a norma brasileira (NBR12824) e a norma americana, estes ensaios são executados com corpos de prova de 200 mm de largura e 100 mm de comprimento, submetidos a um esforço de tração sob velocidade de 200mm/min.

A dimensão de comprimento refere-se à distância entre as duas garras, localizadas nas extremidades da amostra de geossintético.

O ensaio em consiste em prender uma das extremidades do corpo de prova e aplicar uma carga de tração crescente registrando-se as deformações correspondentes até a ruptura.

A Tabela 3.3., a seguir, mostra valores de espessura, resistência à tração em faixa larga e ao puncionamento de geotêxteis tecidos e não tecidos para faixas fixas de gramatura, ensaiados pelo Laboratório de Geossintéticos da EESC-USP.

Tabela 3.3. – Faixa de valores de resistência à tração de geotêxteis nacionais (Bueno, 2003).

Propriedade	Espessura (mm)	Resistência à tração (kN/m)	
		Longitudinal	Transversal
Geotêxtil não tecido			
Gramatura (g/m ²)			
100 a 200	0,95 a 2,20	2,5 a 11,0	3,50 a 18,0
200 a 300	2,00 a 3,30	5,0 a 18,0	11,0 a 18,0
300 a 400	2,50 a 3,40	10,0 a 27,0	14,0 a 21,0
400 a 500	2,50 a 3,90	15,0 a 32,0	18,0 a 24,0
Geotêxtil tecido			
100 a 120	0,45 a 0,50	16,0 a 25,0	15,0 a 25,0
120 a 150	0,46 a 0,52	25,0 a 27,0	24,0 a 26,0
150 a 200	0,48 a 0,54	11,0 a 35,0	26,0 a 57,0
200 a 250	0,66 a 0,75	45,0 a 57,0	34,0 a 45,0

Koerner (1998) tabelou, Tabela 3.4., as vantagens e desvantagens dos polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos quanto as suas propriedades físicas e mecânicas, incluindo também o custo relativo de cada um desses polímeros.

Tabela 3.4. – Vantagens e desvantagens dos polímeros utilizados na fabricação de geossintéticos (Koerner, 1998).

Polímero Base	Vantagens	Desvantagens
Polipropileno Polietileno	Atividade química nula em soluções ácidas e básicas Custo baixo	Módulo elástico reduzido Deformação elevada sob carga constante (“ <i>creep</i> ”)
Poliéster	Elevado módulo elástico Deformação baixa sob carga constante (“ <i>creep</i> ”) Custo relativamente baixo	Redução das características mecânicas em soluções fortemente alcalinas
Poliamida	Elevado módulo elástico Resistência à abrasão alta	Perda das características mecânicas por permanência prolongada em água Custo elevado

Exemplos de geotêxteis e geogrelhas são apresentados na Figura 3.1.



Geotêxteis



Geogrelhas

Figura 3.1. – Exemplo de geotêxteis e geogrelhas

4. TEORIAS DE ADENSAMENTO

4.1. Teoria de adensamento de Terzaghi e Frolich (1936)

Para condições de deformação unidimensional e fluxo vertical, a equação diferencial que rege o adensamento de solos compressíveis submetidos a carregamentos verticais foi proposta pela primeira vez por Terzaghi e Frolich (1936).

Terzaghi foi o pioneiro a estudar esse assunto, estudando casos de compressão unidirecional.

A partir dos princípios da Hidráulica, Terzaghi elaborou a sua teoria, entretanto, precisou fazer algumas simplificações, para o modelo de solo utilizado.

Apesar das hipóteses simplificadoras feitas, a teoria do adensamento é útil porque permite avaliar, ao menos aproximadamente, a velocidade dos recalques devido ao adensamento, com base nos resultados de ensaios de laboratório.

O desenvolvimento da teoria do adensamento se baseia nas seguintes hipóteses:

- a) O solo é totalmente saturado;
- b) A compressão é unidimensional;
- c) O fluxo de água é unidimensional;
- d) O solo é homogêneo
- e) As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- f) O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios;
- g) O fluxo é governado pela lei de Darcy;
- h) Alguns parâmetros físicos que na realidade variam durante o processo são admitidos constantes;
- i) O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento;

Baseado nas hipóteses acima a equação diferencial do adensamento desenvolvida por Terzaghi e Frolich (1936) assume a seguinte expressão:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4.1)$$

Sendo:

$$c_v = \frac{k_v(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} = \frac{k_v}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (4.2)$$

Onde:

u – Excesso de poro-pressão (kPa)

t – Tempo;

c_v – coeficiente de adensamento vertical;

z – profundidade;

K_v – coeficiente de permeabilidade vertical;

e – índice de vazios;

a_v – coeficiente de compressibilidade;

γ_w – peso específico da água;

m_v – coeficiente de deformação volumétrica;

Na integração da equação do adensamento, muito trabalhosa, a variável tempo está sempre vinculada ao coeficiente de adensamento e à maior distância de percolação pela seguinte expressão:

$$\frac{c_v \cdot t}{H_d^2} = T \quad (4.3)$$

onde:

T – fator tempo;

H_d – distância de drenagem;

t – tempo.

O resultado da integração da equação, para as condições limites acima é expresso pela seguinte equação:

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \left(\text{sen} \frac{M.z}{H_d} \right) \cdot e^{-M^2 T} \quad (4.4)$$

Sendo:

$$M = \frac{\pi}{2} (2.m + 1) \quad (4.5)$$

com $M > 0$

Onde:

U_z – Grau de adensamento ao longo da profundidade

A média dos graus de adensamento, ao longo da profundidade, da origem ao grau de adensamento médio, que é expresso pela equação:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T} \quad (4.6)$$

Sendo:

U – Grau de adensamento médio

A relação entre grau de adensamento médio (U) e Fator tempo (T), pode ser expresso graficamente ou por meio de valores já calculados apresentados em forma de tabela.

O fim do adensamento é dado quando a pressão neutra foi totalmente dissipada, em teoria t_{∞} , Na pratica, é muito usado o grau de adensamento médio $U=90\%$ para o final do adensamento primário, que resulta na expressão:

$$t_p = \frac{0,848 H_d^2}{c_v} \quad (4.7)$$

t_p – Fim do adensamento primário

O adensamento tridimensional é governado pela equação abaixo e representa o adensamento vertical e radial devido ao fluxo radial e vertical.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] + c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4.8)$$

Sendo:

$$c_h = \frac{k_h(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} \quad (4.9)$$

Onde:

x, y, z – coordenadas retangulares do ponto;

c_h – coeficiente de adensamento horizontal;

k_h - coeficiente de permeabilidade horizontal

4.2. Teoria de adensamento de Barron (1948)

A teoria do adensamento desenvolvida por Barron (1948) é baseada na teoria de Terzaghi e Frolich (1936), e acaba, por sua vez, sendo uma extensão dessa teoria.

Barron (1948) desenvolveu a teoria do adensamento para projeto de instalação de drenos verticais de areia, onde apresenta um extenso estudo incluindo soluções que desviam das condições ideais de drenagem.

Os drenos verticais idealizados são constituídos de areia e introduzidos na camada compressível, sendo que o espaçamento entre os drenos sempre respeite que o mais longo caminho de drenagem horizontal seja inferior ao mais longo caminho de drenagem vertical.

Barron (1948), desenvolveu em sua teoria soluções para drenagem radial para duas condições extremas de deformações verticais, a saber:

a) *Equal Strain* - Deformações verticais iguais – baseia-se na hipótese de que as cargas distribuídas na superfície não são uniformes durante o processo de adensamento e que os recalques na superfície são iguais e uniformes.

b) *Free Strain* - Deformações verticais livres – Baseia-se na hipótese de que as cargas distribuídas na superfície permanecem constantes durante o processo de adensamento e que os recalques superficiais resultantes não são uniformes.

Equacionando a teoria de Barron (1948) para adensamento tridimensional a partir da equação 4.8 em coordenadas cilíndricas e ainda desprezando a drenagem vertical, temos a drenagem radial pura descrita como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left[\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] \quad (4.10)$$

A partir da equação do adensamento para drenagem radial pura e assumindo a condição de deformações verticais iguais que é mais simples de ser utilizada, portanto, normalmente usada em projetos e nas interpretações das leituras de piezômetros de campo, chega-se a uma equação simplificada que permite encontrar a estimativa do tempo de adensamento com drenagem radial pura.

$$U_h = 1 - \exp \left[\frac{-8T_h}{F(n)} \right] \quad (4.11)$$

Sendo:

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2} \quad (4.12)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (4.13)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \cong \ln(n) - 0,75 \quad (4.14)$$

onde:

U_h – grau de adensamento devido ao fluxo radial;

T_h – fator tempo horizontal;

$F(n)$ – função relativa ao diâmetro de influência de um dreno e ao seu diâmetro efetivo;

d_e – diâmetro efetivo;

d_w – diâmetro equivalente.

Fazendo-se a substituição de $F(n)$ e U_h em t, temos:

$$t = \frac{de^2 \cdot F(n) \cdot \ln(1-U_h)}{8C_h} \quad (4.15)$$

Barron (1948), assumindo que não ocorre amolgamento do solo e deformações verticais iguais em qualquer profundidade da camada durante todo processo de adensamento, formulou a taxa de adensamento para o caso de drenos verticais totalmente dentro da camada compressível, a saber:

$$U = 1 - \exp\left[\frac{-2T_r}{Fn}\right] \quad (4.16)$$

Onde:

U - Grau de adensamento para fluxo radial

$$F(n) = \ln(n) - \frac{3}{4}n \quad (4.17)$$

Onde $n > 10$

$$n = \frac{r_e}{r_w} \quad (4.18)$$

$$T_r = \frac{c_h \cdot t}{r_e^2} \quad (4.19)$$

Nas expressões para compressão vertical com fluxo radial nos drenos verticais para a zona de amolgamento, o fator de raio $r_s = sr_w$ precisa ser levado em consideração.

A Figura 4.1. apresenta os resultados obtido por Barron (1948) para as duas hipóteses de deformações.

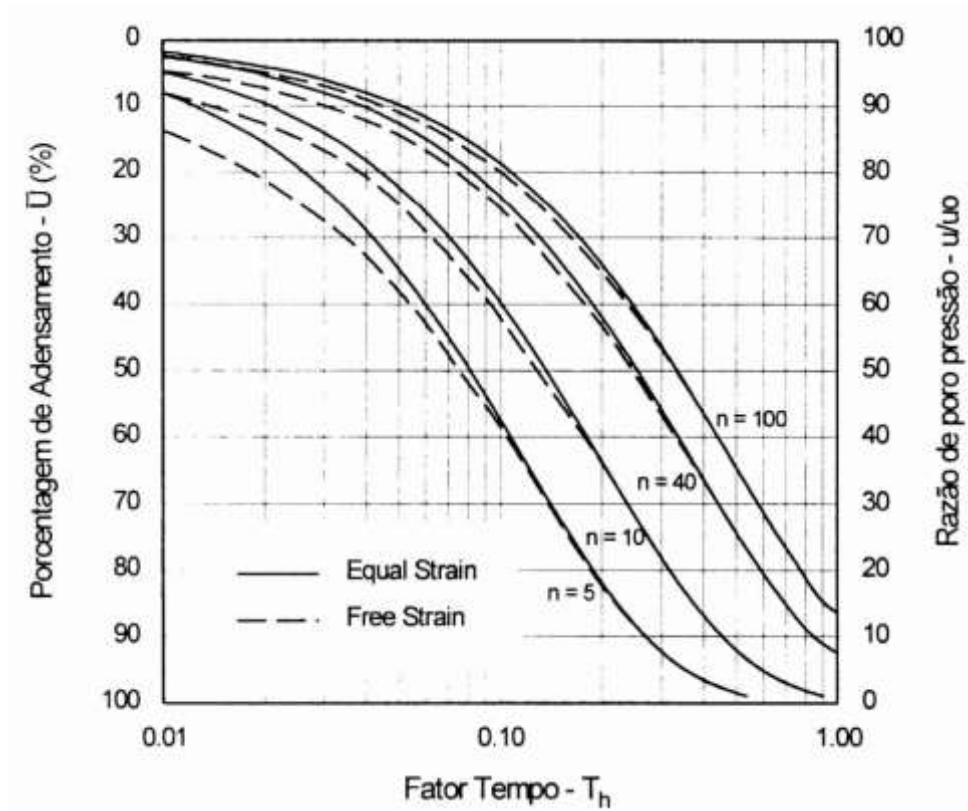


Figura 4.1. – Curvas de grau de adensamento radial (Barron, 1948).

4.3. Teoria de adensamento para drenagem combinada radial e vertical

A teoria do adensamento vertical pode ser generalizada para um adensamento tridimensional correspondente ao caso de um elemento de solo ser submetido a uma compressão nas três direções dos eixos cartesianos originando uma redução de volume e fluxo de água nas três direções.

Uma vez que o excesso de poro pressão, u , o fluxo radial o fluxo vertical são função do tempo, os mesmos resultados podem ser extraídos por superposição das soluções de adensamento vertical por fluxo vertical ou fluxo radial. O grau de adensamento médio combinado pode ser calculado conforme equação a seguir:

$$(1 - U_{vh}) = (1 - U_v)(1 - U_h) \quad (4.20)$$

onde:

U_{vh} – grau de adensamento combinado;

U_v – grau de adensamento devido a fluxo vertical;

U_h - grau de adensamento devido a fluxo horizontal.

4.4. Drenos verticais

Os drenos verticais, originalmente construídos com materiais filtrantes (areia e brita), têm como função a aceleração do recalque em solos moles com valores elevados de umidade. Os drenos verticais criam uma rede de fluxo no solo, onde a água contida no solo é direcionada para os drenos, possibilitando assim uma redução da distância de drenagem.

Com a implantação dos drenos cria-se um fluxo horizontal de água fazendo com que haja tanto expulsão da água pelas superfícies horizontais de drenagem quanto pelos drenos implantados, reduzindo assim a distância de drenagem.

Usualmente, em conjunto com a instalação dos drenos verticais é construída uma camada de material drenante na superfície, podendo ser constituída de material granular (areia) ou de geossintético, com o intuito de captar as águas provenientes dos drenos e do terreno abaixo e as redirecionar para outro local.

Atenção deve ser dada à água no colchão drenante porque gera um gradiente que pode reduzir a capacidade de drenagem do sistema interno de drenagem. Em casos extremos, recomenda-se o uso de dreno francês, com bombeamento. Há várias proposições na literatura quanto ao espaçamento de drenos mais efetivo. O ideal é a execução de aterro piloto para atender as especificações do projeto (Almeida, 2007).

O espaçamento dos drenos depende da permeabilidade da camada e do tempo necessário para se atingir a um determinado grau de adensamento. Espaçamentos típicos para drenos de areia variam da ordem de 2 m a 5 m. Em planta, os drenos podem ser localizados segundo arranjos quadrangulares ou triangulares, conforme é apresentado na Figura abaixo. Dependendo da configuração adotada, o raio de influência do dreno (R) fica definido em função do seu espaçamento (S).

No caso de malhas quadrangulares $R=0,56S$ e para malhas triangulares $R=0,53S$.

Abaixo, Figura 4.2., estão apresentadas as configurações típicas de malha quadrada e triangular para instalação dos drenos verticais.

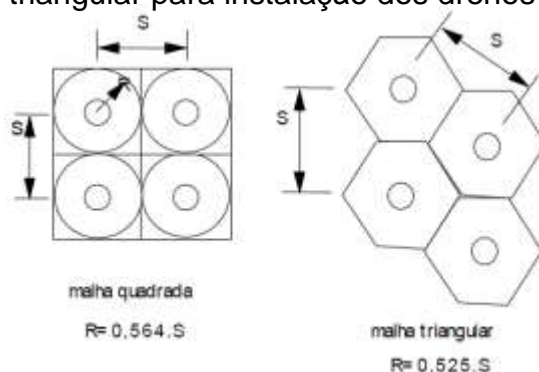


Figura 4.2. – Configuração de malhas típicas para drenos verticais

Inicialmente, de acordo com Magnan (1983), Moran (1925) propôs uma metodologia para utilização de drenos constituídos por areia para estabilização de depósitos de solos moles e aumento da velocidade de adensamento.

Posteriormente, surgiram os drenos verticais pré-fabricados constituídos basicamente de um núcleo de plástico ranhurado envolto por material filtrante. O material filtrante objetiva evitar que as partículas de solo penetrem no núcleo ranhurado, afetando o transporte da água por este, ocasionando uma diminuição em sua capacidade de descarga.

A eficácia dos drenos verticais, tanto de areia como pré-fabricados, depende muito do processo construtivo, sendo fundamental que a sua construção exerça a menor perturbação possível. O amolgamento da argila em torno dos drenos não só aumenta o valor dos recalques como ainda torna a argila mais impermeável, dificultando a percolação que se tem como objetivo.

Os parâmetros envolvidos na análise das propriedades dos drenos verticais podem ser apresentadas como:

- eficiência dos drenos verticais;
- diâmetro equivalente dos drenos pré-fabricados;
- área de influência e espaçamento dos drenos
- amolgamento – efeito “*smear*”;
- resistência hidráulica do dreno.

4.4.1. Eficiência dos drenos verticais

Um dos fatores que influencia a análise dos drenos verticais é a sua eficiência. A eficiência dos drenos pode ser influenciada pelo amolgamento do solo causado em sua instalação, pelo funcionamento do tapete drenante e pela própria resistência hidráulica dos drenos.

De acordo com Bjerrum (1972) a eficiência dos drenos verticais é assegurada quando:

$$\eta = \frac{\log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}}}{\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}} \quad (4.21)$$

onde:

σ'_{vf} - tensão vertical efetiva final;

σ'_{vm} - tensão de sobreadensamento;

σ'_{v0} - tensão vertical efetiva inicial;

4.4.2. Diâmetro equivalente dos drenos verticais pré-fabricados

Na teoria de adensamento com drenos verticais é assumido que os drenos são de seção circular, o que não é o caso dos drenos geossintéticos pré-fabricados, que têm uma seção transversal retangular. Hansbo (1979) sugeriu a transformação da seção retangular em uma seção circular equivalente, conforme Figura 4.3, com a mesma capacidade de descarga. Assim, o diâmetro equivalente (d_w) de um geodreno com largura (a) e espessura (b) pode ser expresso da seguinte maneira:

$$d_w = \frac{2(a+b)}{\pi} \quad (4.22)$$

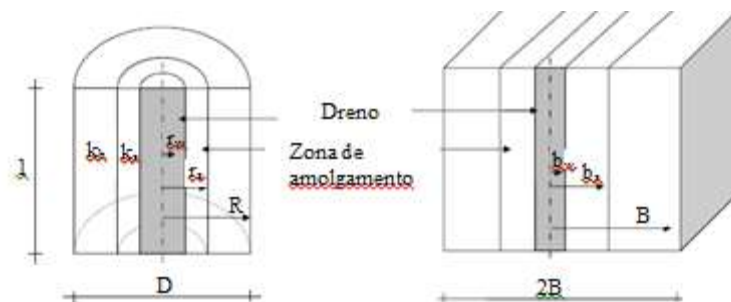


Figura 4.3. – Equivalência entre seção circular e seção retangular

Para transformar o adensamento radial axissimétrico em adensamento bidimensional Hird et. al (1992), baseado na teoria na Hansbo (1979), apresentou

equações para essa equivalência.

A equivalência pode ser feita de três maneiras, a saber:

1) Mudança na geometria, ou seja, no espaçamento entre os drenos ($k_{axi} = k_{plano}$);

$$\frac{B}{R} = \left\{ \left(\frac{3}{2} \right) \left[\ln(n) + \left(\frac{k_h}{k_s} \right) \ln(s) - \left(\frac{3}{4} \right) \right] \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (4.23)$$

2) Mudança na permeabilidade horizontal ($B = R$);

$$k_{pl} = \frac{2k_{ax}}{3 \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{ax}}{k_s}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} \right]} \quad (4.24)$$

3) Mudança tanto no espaçamento ente os drenos como na permeabilidade horizontal.

$$k_{pl} = \frac{2B^2 k_{ax}}{3R^2 \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{ax}}{k_s}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} \right]} \quad (4.25)$$

Onde:

B = Espaçamento dos drenos

R = Raio de influência

k_s = Permeabilidade horizontal na zona amolgada

k_h = Permeabilidade horizontal do solo

k_{ax} = Permeabilidade axissimétrica

k_{pl} = Permeabilidade no plano

Neste trabalho, optou-se pela mudança de geometria utilizando-se a equação 4.23 para obtenção dos espaçamentos entre drenos a serem utilizados na análise numérica.

A Tabela 4.1. abaixo apresenta os resultados dos espaçamentos equivalentes para as malhas analisadas neste trabalho, B = 1,0 m, B = 2,0 m e B = 3,0.

Os drenos verticais pré-fabricados utilizados neste trabalho apresentam seção transversal de 100 mm x 5 mm, típico das dimensões correntes no mercado, que resulta, segundo a equação 4.22, $D_w = 66,85$ mm de diâmetro.

Tabela 4.1. – Equivalência do espaçamento entre drenos no plano

B (m)	R (m)	rw (m)	rs (m)	ln(n)	(Kh/Ks)	ln(s)	B _{equiv.} (m)
1,0	0,57	0,03	0,13	2,83	1,00	1,39	1,29
2,0	1,13	0,03	0,13	3,52	1,00	1,39	2,82
3,0	1,70	0,03	0,13	3,93	1,00	1,39	4,43

Onde :

r_w = Raio do dreno

r_s = Raio da zona amolgada

$n = R / r_w$

$s = r_s / r_w$

4.4.3. Área de influência e espaçamento dos drenos verticais

Os drenos verticais podem ser dispostos em malhas quadradas ou triangulares conforme ilustrado na Figura 4.2.

Assumindo que os drenos estejam dispostos em malha quadrada, igualando a área do círculo equivalente à área do quadrado temos:

$$l^2 = \frac{\pi d_e^2}{4} \Rightarrow d_e = l \sqrt{\frac{4}{\pi}} \Rightarrow d_e = 1,13l \quad (4.26)$$

Numa malha triangular, a área de influência dos drenos possui a forma hexagonal. Assim sendo, igualando-se a área do círculo equivalente ao hexágono temos:

$$\frac{\pi d_e^2}{4} = \frac{3}{2\sqrt{3}} l^2 \Rightarrow d_e^2 = \frac{6}{\pi\sqrt{3}} l^2 \Rightarrow d_e = 1,05l \quad (4.27)$$

A malha adotada neste trabalho foi a malha quadrada, conforme apresentado na Tabela 4.1.

4.4.4. Influência do amolgamento do solo na instalação dos drenos – efeito “*smear*”

A instalação dos drenos verticais, por melhor que seja feita, causa na camada de solo ao redor do dreno um efeito de amolgamento, conhecido como efeito “*smear*”,

O amolgamento é causado pelo deslocamento do solo no momento da cravação dos drenos verticais.

O grau de amolgamento e o tamanho da área afetada, depende da sensibilidade do solo e do método empregado na execução dos drenos.

Casagrande e Poulos (1969) consideram que as perturbações têm sua influência intensificada quando o espaçamento é menor que dois metros. E ainda, que a cravação dos drenos pré-fabricados causa progressivamente mais perturbações reduzindo substancialmente o grau de adensamento.

Segundo Hansbo (1981), o amolgamento deve ser incorporado aos cálculos de adensamento, assumindo-se um cilindro de argila amolgada, concêntrica com o dreno, a região onde ocorre rearranjo do solo apresenta um coeficiente de permeabilidade horizontal menor do que o da região indeformada fora da zona amolgada. O esquema desse modelo está ilustrado na Figura 4.4.

Com isso, o solo apresenta uma nova condição com variação na permeabilidade horizontal, ocasionando uma mudança do fator $F(n)$ que passa ser $F_s(n)$, a saber:

$$F_s(n) = \ln\left(\frac{n}{s}\right) - 0,75 + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) \quad (4.28)$$

onde:

K_h e K_s – coeficiente de permeabilidade na região intacta e amolgada respectivamente;

$s = d_s/d_w$ – índice da zona amolgada;

d_s – diâmetro da área amolgada.

Valores para s são comumente adotados segundo Hansbo et al (1981) como: 1,0 para drenos de areia jateado, 1,5 para drenos pré-fabricados e 2,0 para os demais tipos de drenos de areia.

Segundo Almeida (1996) para as argilas moles brasileiras, a relação k_h/k_s varia entre 1,5 e 2,0. Porém este valor pode chegar a 15 em se tratando de argilas fortemente estratificadas.

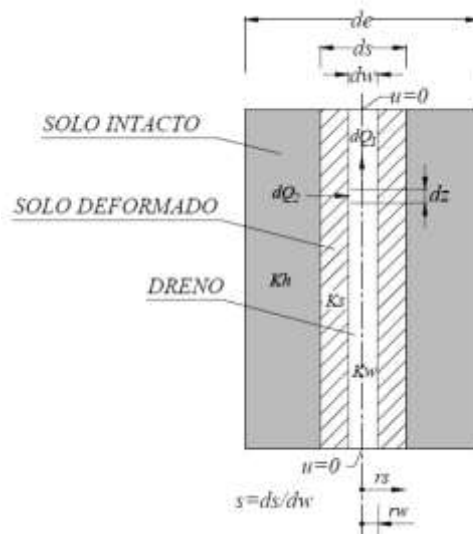


Figura 4.4. – Amolgamento em função da instalação do dreno (Hansbo, 1981)

4.4.5. Efeito da resistência hidráulica dos drenos verticais

Segundo Barron (1948) na dedução da equação 2.26, em determinadas circunstâncias os drenos pré-fabricados podem não se comportar com permeabilidade infinita.

Orleach (1983) a partir das equações de Hansbo et al. (1981) propôs, para este caso, a seguinte equação para avaliar a resistência hidráulica dos drenos:

$$W_r = 2 \left(\frac{k_h}{k_w} \right) \left(\frac{1}{r_w} \right)^2 \Rightarrow W_r = 2\pi \left(\frac{k_h}{q_w} \right) l^2$$

(4.29)

Onde:

K_h – permeabilidade horizontal

q_w – vazão do dreno

l – comprimento característico do dreno

Para valores de $W_r < 0,1$ o efeito da resistência hidráulica pode ser desprezado. Caso contrário, segundo Hansbo et al. (1981) recomenda-se substituir $F(n)$ por $F_q(n)$ da seguinte forma:

$$F_q(n) = F(n) + \pi z(2l - z) \frac{k_h}{q_w}$$

(4.30)

De acordo com Almeida (1992), $F_q(n)$ é função de z , sendo $U_h = F(z)$, adotando-se um valor médio de U_h .

4.5. Curvas de Grau de adensamento médio para os espaçamentos utilizados

Os espaçamentos entre drenos utilizados neste trabalho foram de $B=1$ m, $B=2$ m e $B=3$ m. A partir desses espaçamentos foram calculados os valores de “n” para o caso de drenos ideais e para o caso com consideração do amolgamento do solo e feitas as curvas Grau de de adensamento (%) vs Fator Tempo radial (T_R).

A Tabela 4.2. mostra os valores de “n” e cálculo do valor de $F(n)$ para cada espaçamento considerado para a condição de drenos ideais e a Tabela 4.3. apresenta os valores com a consideração do amolgamento incorporado.

4.5.1. Caso com drenos ideais

Tabela 4.2. – Valores de n e $F(n)$ para o caso de drenos ideais para os espaçamentos considerados.

	n	$\ln(n)$	$F(n) = \ln(n) - 0,75$
B = 1 m	16,90	2,83	2,08
B = 2 m	33,81	3,52	2,77
B = 3 m	50,71	3,93	3,18

Com esses valores são calculados, a partir da equação 4.14, os Graus de adensamento médio (%) e constroem-se as curvas apresentadas na Figura 4.5.

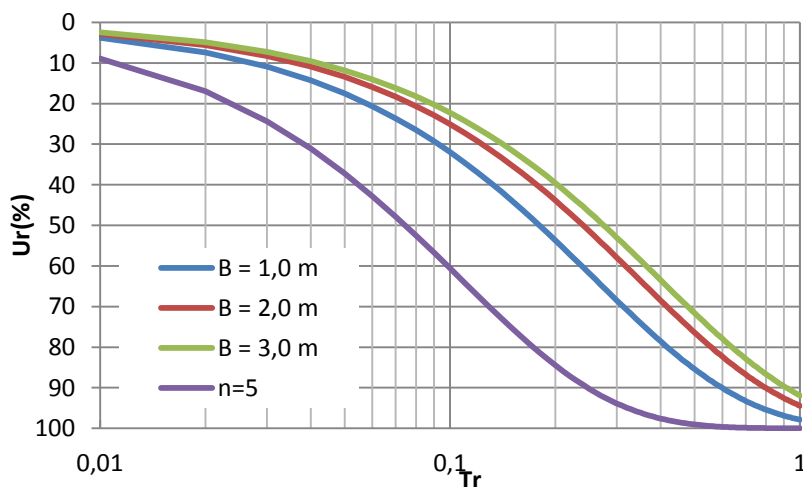


Figura 4.5. – Gráfico Grau de Adensamento médio vs Fator tempo radial para drenos ideais.

4.5.1. Caso com consideração do amolgamento

Tabela 4.3. – Valores de n e F(n) para o caso com consideração do amolgamento do solo para os espaçamentos considerados.

	n	ln(n)	kh/ks	ln(s)	F(n) = ln(n) - 0,75 + kh/ks ln(s)
B = 1	16,90	2,83	1	1,39	3,46
B = 2	33,81	3,52	1	1,39	4,16
B = 3	50,71	3,93	1	1,39	4,56

Com esses valores são calculados, a partir da equação 4.14, os Graus de adensamento médio (%) e constroem-se as curvas apresentadas na Figura 4.6.

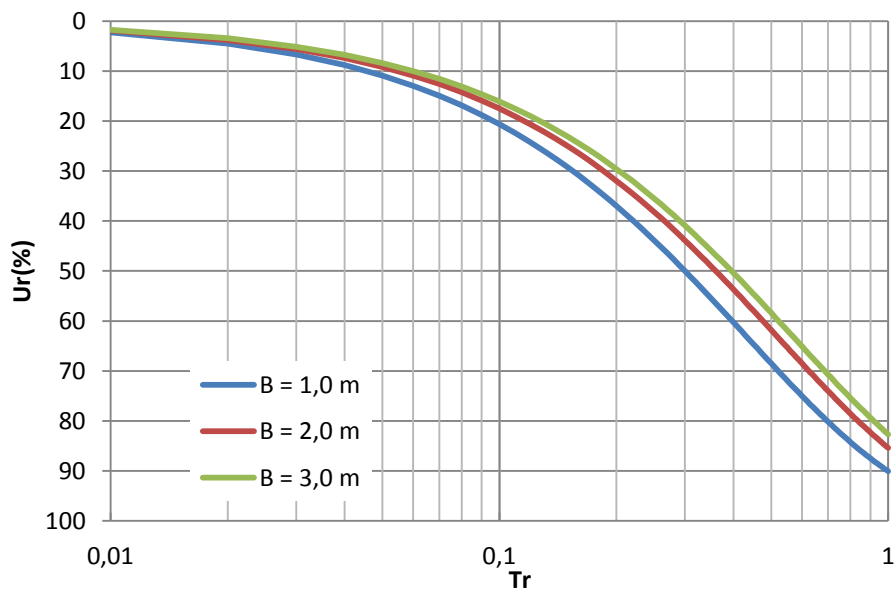


Figura 4.6. – Gráfico Grau de Adensamento médio vs Fator tempo radial com consideração do amolgamento.

5. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

5.1. Introdução

Métodos convencionais adotados para as análises de estabilidade de aterros reforçados sobre solos moles se baseiam nas soluções da teoria da plasticidade ou nos princípios do equilíbrio limite. Com esses métodos pode-se obter a contribuição do reforço contra a instabilidade global através da força de tração mobilizada pelo reforço (Palmeira et. al, 1998; Fahel, 1999).

Jewell (1988) descreveu os mecanismos por que o reforço poderia melhorar o desempenho dos aterros sobre solo mole. Isto envolveu o reconhecimento que a pressão lateral de terra dentro de um aterro sobre uma fundação de solo mole coesiva gera tensões de cisalhamento no solo da fundação, o que reduz a capacidade de carga da fundação e, portanto, a estabilidade do aterro. O reforço pode resistir a uma parte ou a todo empuxo de terra dentro do aterro para resistir a deformações laterais da fundação, aumentando assim a capacidade de carga e estabilidade.

Se a interface entre o reforço e o aterro estiver inadequada, o empuxo de terra pode provocar deslizamento lateral do aterro sobre o reforço, embora, na prática, isso seja um caso raro.

Alternativamente, com depósitos superficiais do solo de baixa resistência, o material de fundação pode ser expulso lateralmente por baixo do aterro reforçado.

Se o reforço é colocado diretamente sobre o material de fundação, então pode ocorrer um mecanismo de movimento horizontal do solo de fundação em relação ao reforço e ao aterro sobrejacente.

Os principais parâmetros que controlam esses dois mecanismos são a resistência ao cisalhamento do solo de fundação e a resistência na interface solo-reforço ao cisalhamento direto.

A força de tração necessária para manter a estabilidade deve ser resistida pelo reforço através da força de cisalhamento entre o reforço e o solo acima e abaixo dele. Uma vez que a resistência ao cisalhamento na interface é atingido, o

reforço vai ser expulso e a ruptura rotacional irá ocorrer. Alternativamente, se a resistência à tração do reforço é atingida, a ruptura do reforço irá resultar em uma ruptura rotacional.

Outra hipótese importante a ser considerada, é que o aterro também pode romper com a força mobilizada no reforço inferior ao previsto, com base nas considerações de estabilidade devido às características de tensão-deformação ao longo do tempo do reforço.

Os tipos de ruptura citados acima estão ilustrados nas Figuras 2.5 e 2.6.

Se o reforço tem a rigidez à tração mobilizada, J , baixa, grandes deformações da fundação podem ocorrer antes da ruptura do reforço. Nestas circunstâncias, pode não ser possível construir o aterro para a altura desejada, mesmo que o colapso não ocorra.

A fim de evitar esse mecanismo de ruptura, os seguintes pontos abaixo devem ser observados:

(1) a resistência ao cisalhamento na interface solo-reforço sob condições em que o reforço é expulso lateralmente;

(2) a resistência à tração do reforço,

(3) as características de tensão-deformação do reforço em relação às do solo de fundação.

Portanto, além da resistência ao cisalhamento da fundação, são importantes para o projeto de aterros reforçados a resistência ao cisalhamento direto na interface solo-reforço, o arrancamento do reforço, características de tensão-deformação do reforço, e a resistência à tração do reforço.

5.2. Capacidade de carga – soluções da plasticidade

Quando se projeta um aterro sobre solo mole, a primeira verificação é avaliar a necessidade ou não de reforço e outras melhorias, como drenagem, por exemplo, (PVDs) para que se possa atingir a altura desejada com fator de segurança desejado contra o colapso sob condições não drenadas.

Soluções da plasticidade para avaliar a capacidade de carga, publicadas por Davis e Booker (1973) são menos conservadoras ao considerarem o efeito do aumento da resistência com a profundidade. Para permitir projetos convenientes de aterros reforçados, Rowe e Soderman (1987a) resumiram os fatores de capacidade de carga de Davis e Booker (1973) e Matar e Salencon (1977) para apoios rugosos e propuseram um método simples para estimar a estabilidade de um grande aterro reforçado.

Um aterro reforçado nunca pode ser reforçado além do ponto de se tornar rígido: daí essas soluções coloquem um limite máximo para a melhoria da estabilidade que pode ser alcançado usando reforço.

Em se tratando de aterros reforçados sobre uma camada continua de solo mole, a estabilidade pode ser analisada como um problema de capacidade de carga da fundação.

A Figura 5.1 mostra a distribuição das cargas no solo de fundação provenientes do carregamento do aterro. O aterro aplica carga vertical no solo de fundação somada ao empuxo horizontal, causando o surgimento de tensões cisalhantes ao longo da base do aterro.

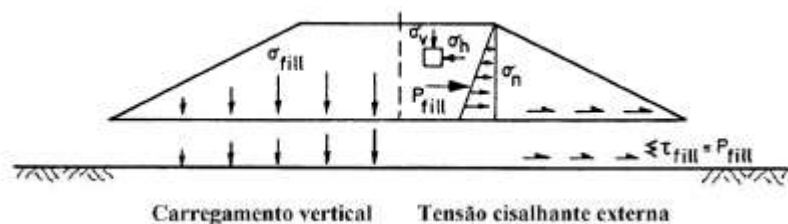


Figura 5.1.– Distribuição das tensões cisalhantes na base do aterro não reforçado (Jewell, 1988)

Para combater essas tensões cisalhantes e melhorar a capacidade de carga do solo de fundação é que são usados os reforços geossintéticos. O reforço deve combater toda tensão cisalhante, ficando para o solo de fundação a necessidade de suportar as tensões verticais, como apresentado na Figura 5.2.

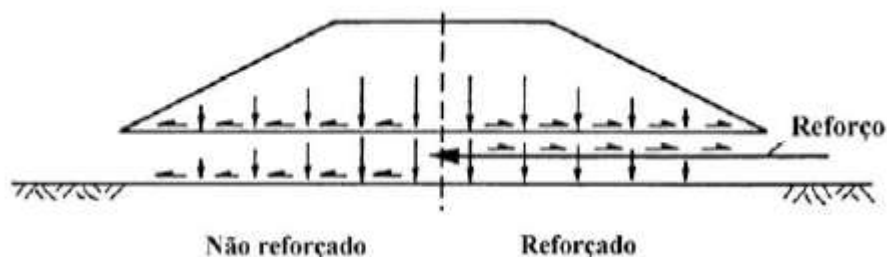


Figura 5.2.– Distribuição das tensões na base do aterro não-reforçado e reforçado (Jewell, 1988)

Segundo Jewell (1988) o momento mais crítico ocorre ao final de um estágio de construção construído rapidamente, sem que a drenagem parcial pudesse acontecer, conseqüentemente sem o ganho de resistência do solo de fundação.

As tensões cisalhantes podem diminuir muito a capacidade de carga da fundação, chegando a diminuir pela metade essa capacidade como Jewell (1988) apresenta na Figura 5.3.

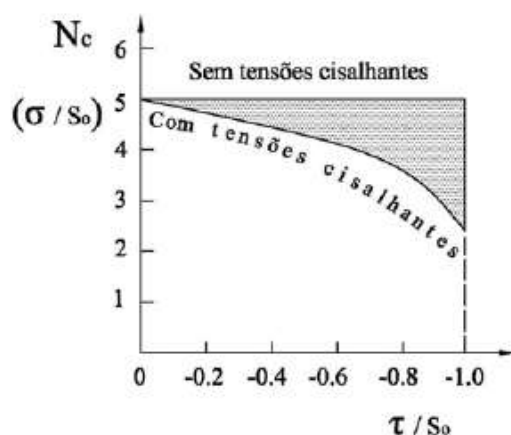


Figura 5.3.– Redução da capacidade de carga devido às tensões cisalhantes (Jewell, 1988)

Uma analogia entre sapatas lisas e sapatas rugosas para diferenciar o caso de aterros não-reforçados e reforçados respectivamente é comumente utilizada por vários autores.

Jewell (1988) apresenta, Figura 5.4, uma comparação entre os casos de sapata lisa e sapata rugosa para a influência do aumento da resistência com a profundidade na capacidade de carga. Percebe-se que a influência do reforço é maior a medida que a largura, B, do aterro é maior.

Segundo Rowe e Soderman (1987), as soluções da teoria da plasticidade devem andar junto com a análise através de elementos finitos.

Com as soluções da plasticidade pode-se conhecer a máxima altura de um aterro perfeitamente reforçado.

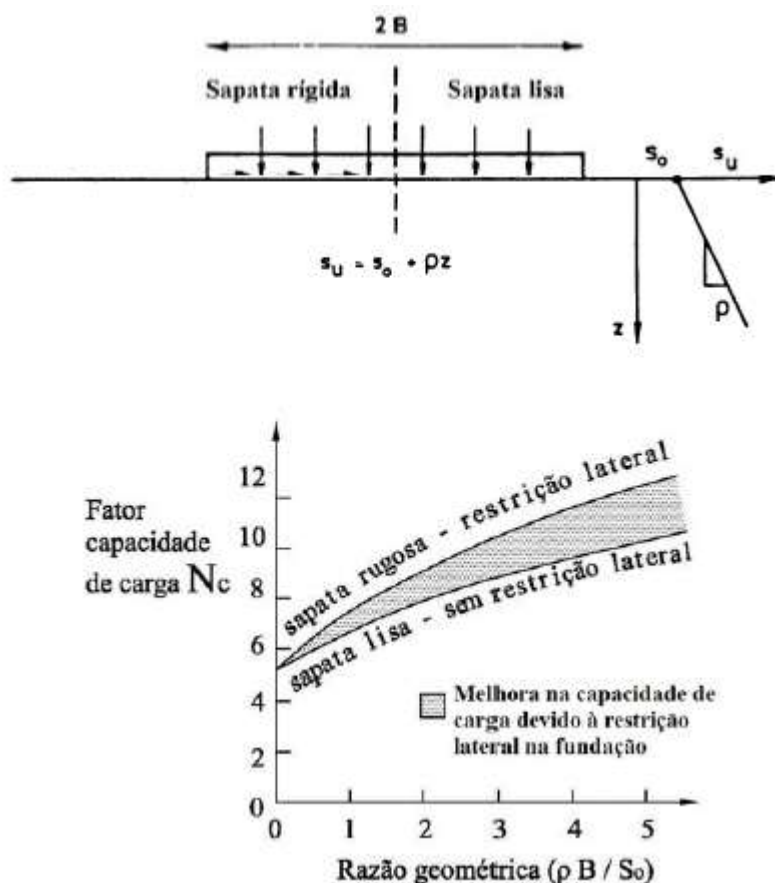


Figura 5.4.– influência do aumento da resistência com a profundidade na capacidade de carga (Jewell, 1988).

Para um aterro trapezoidal e utilizando as soluções de plasticidade tem-se uma base rígida de largura b , devemos, então, fazer uma aproximação para obter a largura equivalente do talude. Das considerações da plasticidade, a pressão na borda de uma base rígida é $(2 + \pi) S_{u0}$, onde, S_{u0} é a resistência ao cisalhamento não-drenado.

Assume-se aqui que a largura efetiva, b , se estenderá entre os pontos de cada lado do aterro, quando aplicada a pressão γh é igual a $(2 + \pi) S_{u0}$.

Deste modo, tem-se:

$$h = (2 + \pi) S_{u0} / \gamma \quad (5.1)$$

e, portanto, da Figura 5.6:

$$b = B + 2n (H - h) \quad (5.2)$$

Onde B é a largura da crista, H é a altura do aterro, e n é a cotangente do ângulo de inclinação do talude, Figura 5.6.

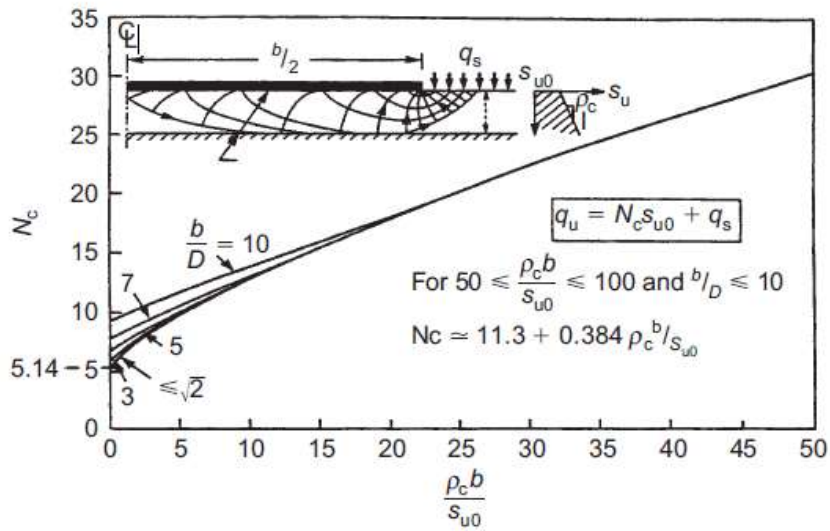


Figura 5.5.– Fator, N_c , de capacidade de carga para solo não homogêneo (Rowe e Soderman, 1987).

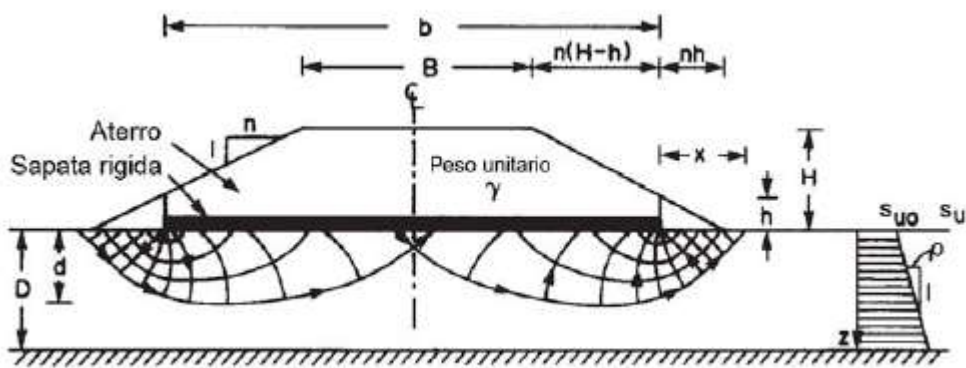


Figura 5.6.– Definição das variáveis para estimar a máxima altura para um aterro perfeitamente reforçado (Rowe e Soderman, 1987).

Da Figura 5.5, obtém-se a capacidade de carga q_u , que é capacidade de carga da base rígida equivalente de largura b é dada por:

$$q_u = N_c \times S_{u0} + q_s \quad (5.3)$$

Onde q_s é uma sobrecarga de pressão uniforme aplicada na superfície do solo de fundação fora da largura da base. N_c é o fator de capacidade de carga, e é obtido a partir da Figura 5.5.

A Figura 5.6 mostra que a borda triangular do aterro está gerando uma sobrecarga fora da largura da sapata que aumentará a estabilidade e, conseqüentemente, uma estimativa de q_s em termos de pressão aplicada por esta distribuição triangular é necessária.

A Figura 5.7 mostra a profundidade “ d ” onde o mecanismo de ruptura é esperado. A extensão lateral da região plástica envolvida no colapso de uma base rígida se estende a uma distância “ x ” do pé, onde “ x ” é aproximadamente igual ao mínimo de d , obtido da Figura 5.7, e da espessura real do depósito, D , ou seja,

$$x = \min(d, D) \quad (5.4)$$

Assim, distribuindo a pressão aplicada devido a distribuição triangular ao longo de uma distância “ x ”, temos:

$$q_s = \frac{\gamma h^2}{2x} \quad , \text{ para } x > nh \quad (5.5)$$

$$e$$

$$q_s = \frac{(2nh - x)\gamma h}{2nh} \quad , \text{ para } x \leq nh \quad (5.6)$$

Este valor pode então ser comparado com a pressão média aplicada q_a devido ao aterro ao longo da largura b , conforme expressão (5.7):

$$q_a = \gamma [BH + (H^2 - h^2)] / b \quad (5.7)$$

O fator de segurança é definido como $FS = q_u / q_a$.

O fator de segurança para determinar a altura de ruptura é igual a 1. Para se determinar a altura de colapso, H_c , é necessário a adoção de um valor de H para que seja possível o cálculo de q_u e q_a . Quando o valor da razão entre q_u e q_a for maior que 1, o procedimento deve ser repetido para um valor de H maior.

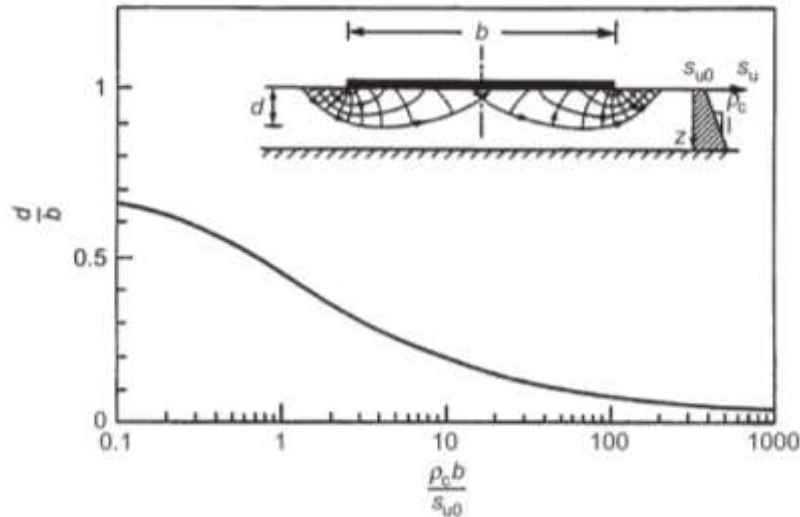


Figura 5.7.– Efeito da não-homogeneidade na profundidade da área de ruptura sob a sapata rígida (Rowe e Soderman, 1987).

O fator de segurança máximo possível (FS), calculado acima assume implicitamente que o reforço tem resistência e rigidez suficientes para resistir as forças necessárias sem romper e sem que ocorram deformações excessivas.

5.3. Equilíbrio limite

Métodos de equilíbrio limite têm sido usados extensivamente para avaliar rapidamente a estabilidade (não drenada) de aterros construídos sobre solos moles como fundação (por exemplo, Haliburton 1981; Ingold, 1982; Jewell, 1982; Milligan e LaRoche 1984; Rowe e Soderman 1985a; Mylleville e Rowe 1988; Low et al. 1990; Holtz et al. 1997; Koerner 1997, Li e Rowe, 2001a). Estes métodos foram utilizados para analisar o equilíbrio dos seguintes mecanismos:

- (1) ruptura da fundação pela capacidade de carga que envolve o aterro;
- (2) deslizamento lateral de um bloco da interface reforço-aterro, da interface reforço-fundação, ou ao longo de uma camada fraca na fundação;

(3) um mecanismo de ruptura circular passando através do aterro e do solo de fundação.

5.3.1. Método de Low sem consideração do reforço (1989)

O Método propõe o cálculo do coeficiente de segurança para um aterro construído sobre solo mole através de uma simples equação usando números de estabilidade, N_1 e N_2 , para normalizar a resistência da fundação e do aterro respectivamente.

O método pode ser utilizado para casos que a resistência ao cisalhamento não drenada da argila mole varia com a profundidade, e onde o aterro possui tanto coesão e atrito interno.

A superfície de ruptura de um aterro sobre solo mole como fundação é tipicamente uma superfície circular que invade a fundação.

Como mostram a Figura 5.8 e 5.9 pode-se desenhar inúmeras possíveis superfícies de ruptura. As superfícies de ruptura tangenciam para cada altura uma mesma linha imaginária, sendo que uma destas superfícies de ruptura é a que apresenta o menor coeficiente de segurança.

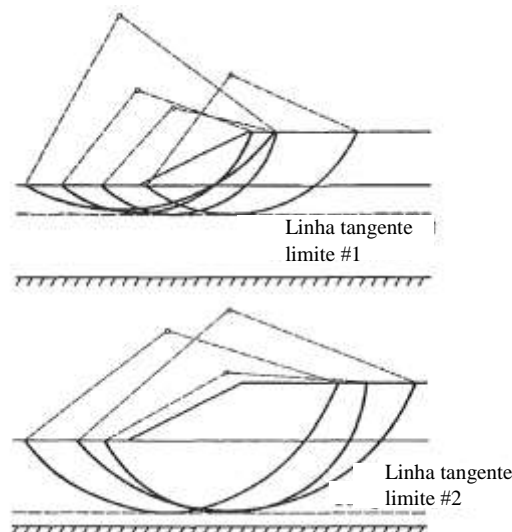


Figura 5.8. – Possíveis superfícies de ruptura que tangenciam a mesma linha

A proposta de Low quer mostrar que através de uma equação é possível chegarmos ao menor coeficiente de segurança correspondente a uma linha tangente.

O processo é iterativo, ao repetir o método para diferentes profundidades, ou diferentes alturas para a linha tangente, em geral, o mínimo fator de segurança pode ser obtido.

A contribuição da resistência do aterro e da fundação também podem ser obtidas nesse método. A equação proposta para o cálculo é a seguinte:

$$(F_S)_D = N_1 \times C_U / \gamma H + N_2 \times (C_m / \gamma H + \gamma \operatorname{tg} \phi_m) \quad (5.8)$$

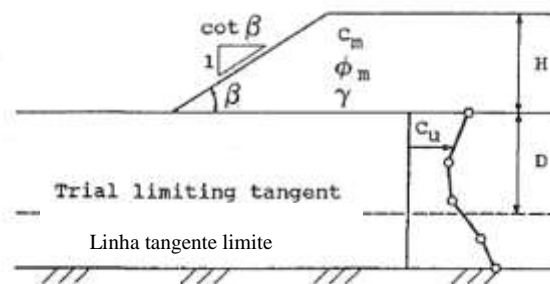


Figura 5.9. – Método de Low sem consideração do reforço

H = altura do aterro

D = altura de solo mole até a linha tangente

C_m e φ_m = Coesão e ângulo de atrito interno do aterro

β = inclinação do talude do aterro

γ = peso específico do material do aterro

C_u = resistência não drenada da fundação

Os valores de N₁ e N₂ dependem da relação D/H e da inclinação do talude do aterro e podem ser lidos nos gráficos da Figura 5.10 abaixo.

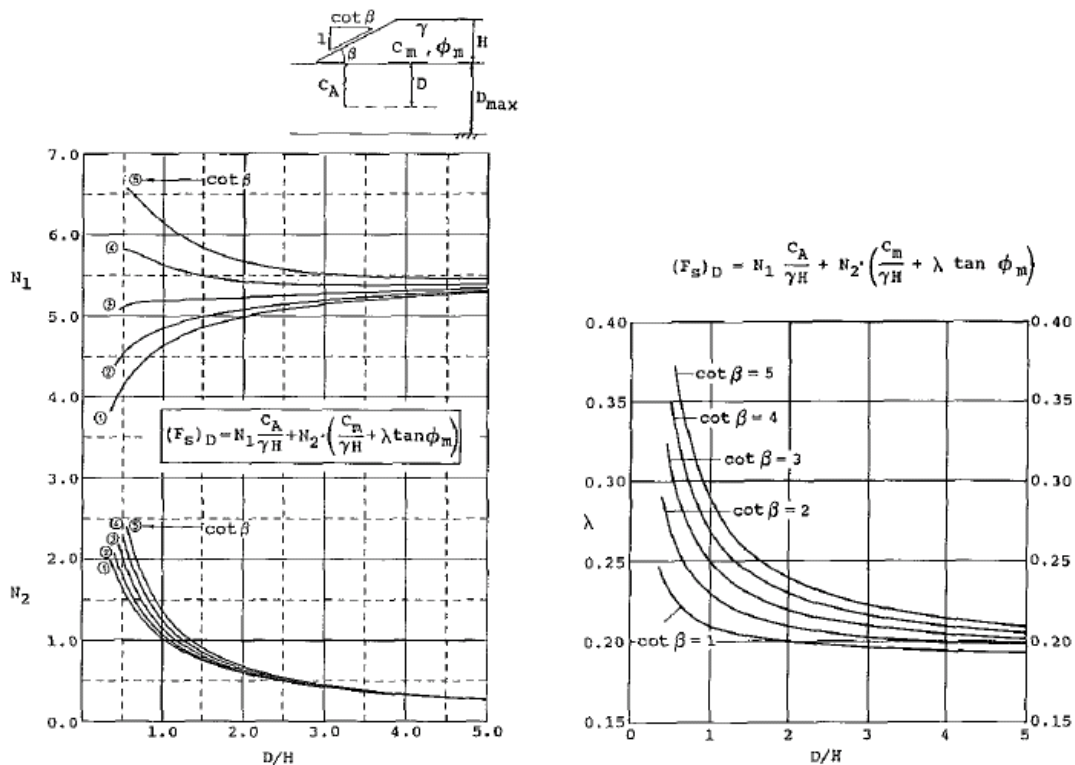


Figura 5.10. – Gráficos para determinação de N_1 e N_2 e λ

Os números N_1 e N_2 são números adimensionais.

Para o caso onde $\phi_m = 0$ e $C_m = C_A$, no caso do aterro e fundação serem do mesmo material, argila mole, a equação pode ser escrita da seguinte forma:

$$(FS)_D = (N_1 + N_2) \times C_A / \gamma H \quad (5.9)$$

Para a determinação do valor da soma $N_1 + N_2$ é utilizado o gráfico da Figura 5.11.

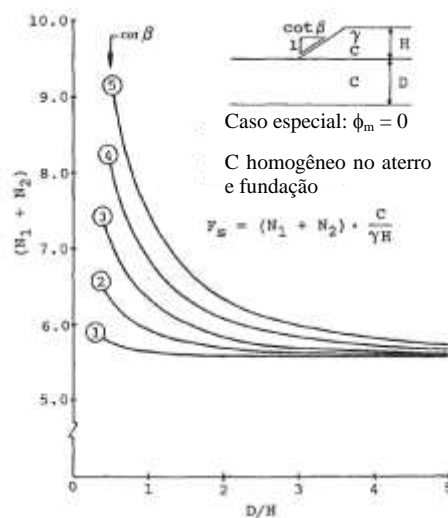


Figura 5.11. – Gráfico para determinação de N_1+N_2

5.3.2. Método de Low et al. com consideração do reforço (1990)

Método de análise para casos com superfícies circulares de ruptura tangentes a uma linha horizontal na profundidade Z. Este método se aplica para geometrias mais simples, sem a presença de bermas de equilíbrio, com plataforma horizontal, sem sobre carga e sendo válida a consideração de aterro de comprimento infinito (Palmeira, 1992).

A Figura 5.12 mostra a superfície circular de ruptura adotada no método de Low

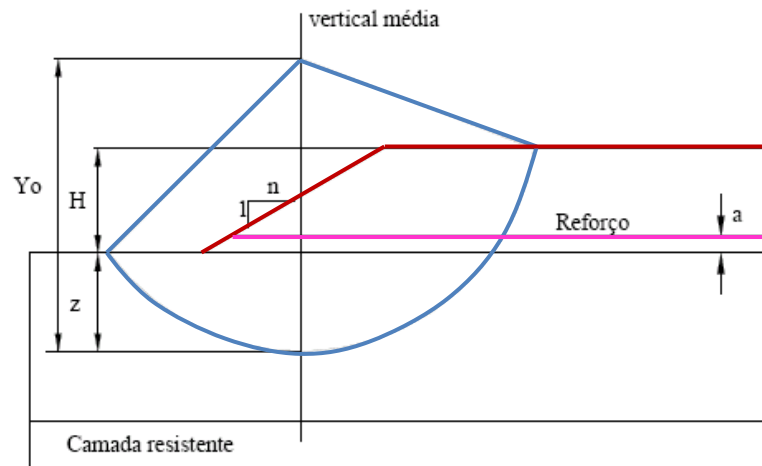


Figura 5.12. – Método de Low com consideração do reforço

A força no reforço que contribui para a redução do momento de ruptura no cálculo do FS do aterro reforçado que é determinado pela seguinte equação:

$$F_r = M_{res} / (M_{rupt.} - M_{ref.}) \quad (5.10)$$

Onde:

M_{res} e $M_{rupt.}$ – somatório dos momentos resistentes e de ruptura proporcionados pelas forças atuantes no solo;

$M_{ref.}$ – momento proporcionado pela força no reforço.

Considerando a força no reforço atuando na direção horizontal, $M_{ref.}$, é igual a:

$$M_{ref.} = T (Y_0 - z - a) \quad (5.11)$$

Sendo a força no reforço, T, calculada pela equação:

$$T = (1 - F_0 / F_r) \times \gamma H_2 / l_R \quad (5.12)$$

Onde:

F_0 – fator de segurança mínimo para aterro não-reforçado;

I_R – número de estabilidade, para o caso reforçado, fornecido pelo gráfico da Figura 5.6 que depende da relação D/H e de n .

O fator de segurança do aterro não-reforçado é determinado pela equação:

$$F_0 = N_1 \times C_A / \gamma H + N_2 \times (C_m / \gamma H + \gamma \operatorname{tg} \phi_m) \quad (5.13)$$

O cálculo deve ser repetido, considerando várias profundidades diferentes para a determinação do valor de F_0 , mínimo e, conseqüentemente, o valor de T , máximo.

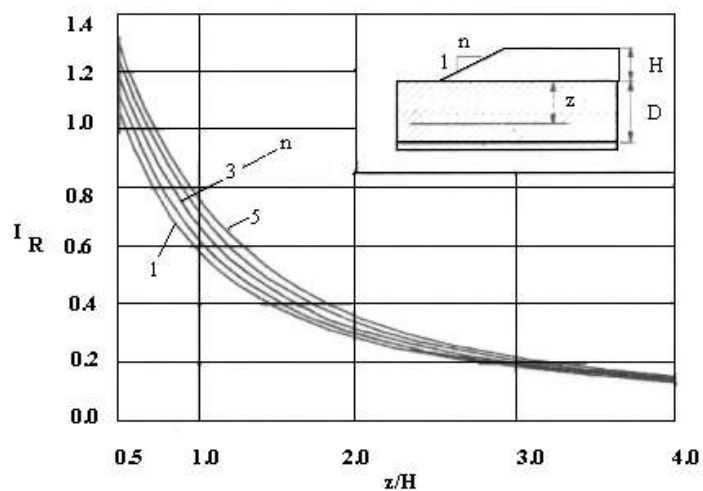


Figura 5.13. - Determinação de I_R , número de estabilidade

5.3.3. Método de Jewell (1987)

O método de cálculo proposto por Jewell (1987) está ilustrado na Figura 5.14.

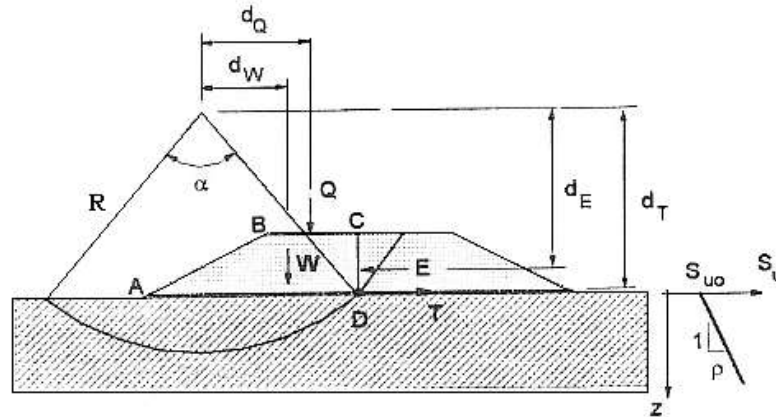


Figura 5.14. – Método de equilíbrio limite proposto por Jewell (1987)

O fator de segurança do aterro reforçado e a força no reforço são calculados através das seguintes equações:

$$F_r = M_{res} / (M_{rupt.} - T^* d_T) \quad (5.14)$$

$$T = (1 - F_0 / F_r) \times M_{rupt.} / d_T \quad (5.15)$$

Para o caso da resistência não-drenada, variando linearmente com a profundidade, tem-se:

$$T = \frac{F_r(E*d_E + W*d_W + Q*d_Q) - R_2[\alpha(S_{u0} - \rho R \cos(\alpha/2)) + 2\rho R \sin(\alpha/2)]}{F_r*d_T} \quad (5.16)$$

onde:

M_{res} e $M_{rupt.}$ – somatório dos momentos resistentes e de ruptura proporcionados pelas forças atuantes no solo;

T – força requerida no reforço;

d_E , d_W , d_Q e d_T – braço de alavanca das forças E, W, Q e T em relação ao centro do círculo;

F_0 – fator de segurança do aterro não-reforçado.

O fator de segurança do aterro não-reforçado é igual a:

$$F_0 = R_2[\alpha \cdot (Su_0 - \rho \cdot R \cdot \cos(\alpha/2)) + 2 \cdot \rho \cdot R \cdot \sin(\alpha/2)] \quad (5.17)$$

$$E \cdot d_E + W \cdot d_W + Q \cdot d_Q$$

Várias superfícies devem ser analisadas para a determinação do F_0 mínimo e T máximo.

5.3.4. Método de Mylleville e Rowe (1988)

Mylleville e Rowe (1988) propuseram um método de equilíbrio limite, que é uma versão modificada de um método por Jewell (1982). Neste método, a superfície de ruptura da fundação é aproximadamente circular, e o aterro é modelado por meio de uma sobrecarga equivalente sobre a fundação e um empuxo horizontal (devido ao empuxo de terra dentro do aterro), como mostrado na Figura 5.15.

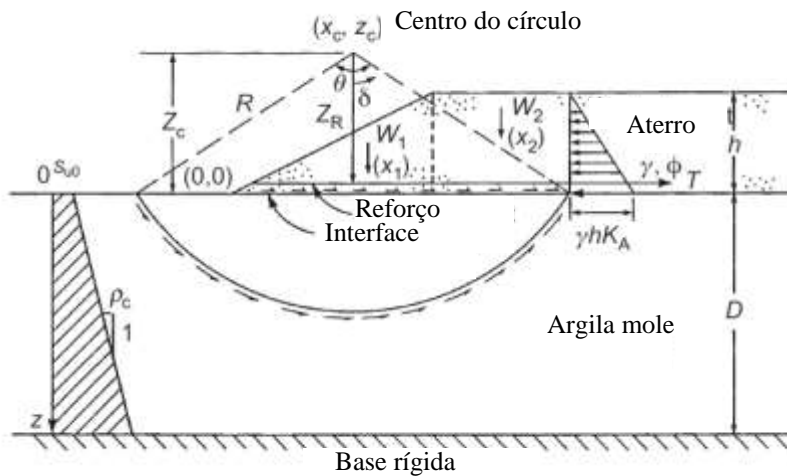


Figura 5.15.– Método de equilíbrio limite proposto por Mylleville e Rowe (1988)

A força de resistência devido ao reforço é assumida atuando ao longo de sua linha original (horizontal), na intersecção da superfície de ruptura e de reforço. A seguir, supõe-se que o reforço está localizado dentro do aterro e não diretamente no topo da fundação. Segundo os autores, o procedimento pode ser modificado para considerar o caso em que o reforço está diretamente sobre o solo de fundação.

Esse método considera o equilíbrio momento sobre o centro do círculo de ruptura.

Os momentos de ruptura são compostos de dois fatores, sendo um deles o peso do aterro contido dentro do círculo de ruptura, e outro o empuxo de terra dentro do aterro. A força de empuxo tende a empurrar o aterro para fora.

Os momentos resistentes são derivados do reforço e da resistência ao cisalhamento da fundação ao longo da superfície de ruptura assumida.

A expressão usada para calcular o momento resistente devido ao solo de fundação permite a resistência da fundação ser constante ou variando com a profundidade.

Relação de equilíbrio, ERAT = $\frac{\text{Momentos resistentes}}{\text{Momentos de tombamento}}$

$$ERAT = \frac{MR_R + MR_{SOIL}}{MO_{FILL} + MO_{PT}} \quad (5.18)$$

onde, por equilíbrio limite, ERAT = 1

MR_R - é o momento resistente devido à força resistida pelo reforço

$MR_R = Z_R T$

$T = \min (T_1, T_2, T_3, T_4)$, e T_1, T_2, T_3, T_4 são definidas abaixo:

(1) Soma da força de empuxo no aterro e na interface aterro-fundação, T_1 :

$$T_1 = 1/2 K_a \gamma h^2 + \delta s_{uo} [x_c + R \sin (\theta/2)] \quad (5.19)$$

onde δ = fator de adesão na interface aterro-fundação; K_a = coeficiente empuxo ativo.

(2) arrancamento do reforço, T_2 :

$$T_2 = 2 \int_0^{x_c + R \sin (\theta/2)} \sigma_N dx \quad (5.20)$$

onde, σ_N = tensão normal atuando sobre o reforço

(3) força no reforço admissível regido pela força, T_3

(4) força no reforço admissível regido pela tensão ϵ_a , T_4 :

$$T_4 = J \varepsilon_a \quad (5.21)$$

Onde:

J é a rigidez secante do reforço no intervalo de tensão (0 - ε_a), e

MR_{SOIL} - é o momento resistente devido à resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura circular na argila de fundação.

$$MR_{SOIL} = \int_{-\theta/2}^{\theta/2} s_u(z) R^2 d\delta \quad (5.22)$$

$$MR_{SOIL} = s_{u0} R^2 \theta - \rho_c R^2 \theta + 2R^3 \text{sen}(\theta/2) \quad (5.23)$$

$$s_u(z) = s_{u0} + (R \cos\delta - zc) \rho_c \quad (5.24)$$

MO_{FILL} = a soma dos momentos de ruptura devido ao peso próprio das camadas de preenchimento do aterro sobre a fundação de solo mole. (O preenchimento é dividido em camadas para facilitar os cálculos).

$$MO_{FILL} = W_1(x_1 - x_c) + W_2(x_2 - x_c) + \dots = \sum_{i=1}^{nr} W_i(x_i - x_c) \quad (5.25)$$

Onde:

W_i = peso devido ao preenchimento da camada i, x_i = a coordenada x do centróide da região i, x_c = coordenada x do centro do círculo, z_c = coordenada z do centro do círculo, e n_r = número de camadas.

MO_{PT} = momento de ruptura devido ao empuxo horizontal, no aterro, portanto:

$$MO_{PT} = 0,5 K_a \gamma h^2 (z_c - h/3) \quad (5.26)$$

Este método de equilíbrio limite pode ser implementado em programas computacionais que podem procurar um círculo de deslizamento dando a menor relação de equilíbrio para um dado aterro. A máxima altura em que um aterro pode ser construído pode ser calculada através de cálculos iterativos.

5.3.5. Método de Jewell (1996) – solução analítica

Jewell (1996) propôs soluções analíticas para os cálculos dos fatores de segurança e da força no reforço em aterro sobre solos moles, para as condições de resistência não-drenada constante ao longo da profundidade e resistência não-drenada crescente ao longo da profundidade:

A Figura 5.16 apresenta o esquema proposto por Jewell (1996)

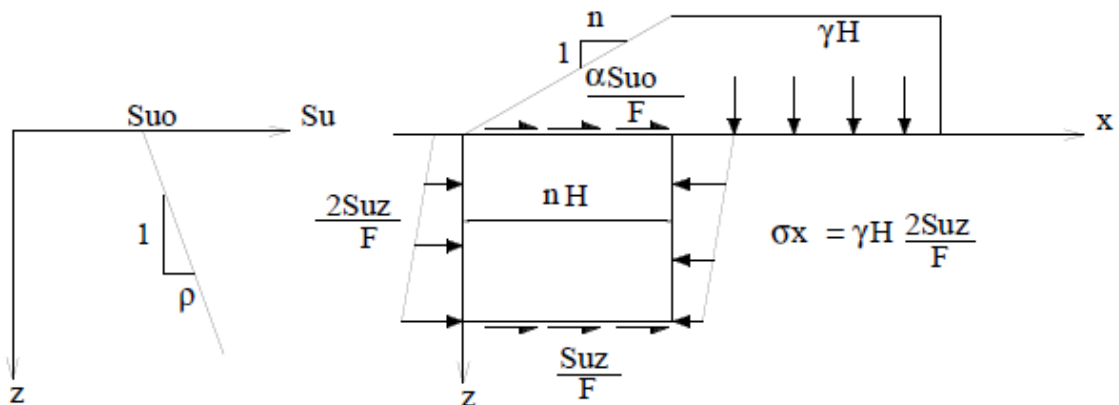


Figura 5.16.– Método Jewell (1996)

Equações para condição de:

- resistência não-drenada constante e profundidade limitada:

$$F_0 = \frac{S_u}{\gamma H} \left(\frac{8D + 2nH}{2D + k_a H} \right) \quad (5.27)$$

$$F_r = \frac{S_u}{\gamma H} \left(4 + (\alpha + 1) \frac{nH}{D} \right) \quad (5.28)$$

$$T = \gamma H^2 \left(\frac{\alpha n D}{4D + (\alpha + 1)nH} + \frac{k_a}{2} \right) \quad (5.29)$$

- resistência não-drenada crescente com a profundidade:

$$F_0 \text{ ou } F_r = \frac{S_{u0}}{\gamma H} \left(4 + \frac{\rho n H}{S_{u0}} + 2 \left(\frac{2(\alpha + 1)\rho n H}{S_{u0}} \right)^{0,5} \right) \quad (5.30)$$

$$T = \gamma H^2 \left(\frac{\alpha n S_{u0}}{F_r \gamma H} + \frac{k_a}{2} \right) \quad (5.31)$$

Em aterro não-reforçado, α e F_0 são calculados, de forma iterativa, pela equação:

$$\alpha = - \frac{k_a F_0 \gamma H_0}{2n S_{u0}} \quad (5.32)$$

Para aterro reforçado: $0 < \alpha \leq 1$

Essas expressões são sugeridas para a condição:

$$\frac{F_r \gamma H}{S_u} \geq 6 \quad (5.33)$$

Em que:

F_0 – fator de segurança do aterro não-reforçado;

F_r – fator de segurança do aterro reforçado;

T – força requerida no reforço;

S_u – resistência não-drenada do solo de fundação;

S_{u0} – resistência não-drenada do solo de fundação na superfície;

k_a – coeficiente de empuxo ativo de Rankine do solo de aterro;

ρ - razão do aumento da resistência não-drenada com a profundidade;

α - razão entre a tensão cisalhante mobilizada e a resistência não-drenada na superfície do solo de fundação.

Segundo Palmeira et al. (1998): $\alpha \cong 1$, para aterro reforçado e $\alpha \cong -0,7$ a $-0,5$, para aterro não-reforçado.

A influência da coesão do aterro, nos resultados dos fatores de segurança calculados pelos métodos de análise de estabilidade, deve ser considerada (Palmeira e Almeida, 1980).

Sharma (1994) comenta que, muitos desses métodos não consideram o efeito da deformação na interação solo-reforço e a redistribuição de tensões no aterro devido à presença do reforço, como também o ganho de resistência, durante a construção do aterro, ocasionado pelo processo de adensamento do solo mole.

Rowe e Soderman (1985) incluíram o efeito da interação solo-reforço nas análises de equilíbrio limite, admitindo uma deformação admissível, compatível para o reforço, deduzida em um gráfico da Figura 5.17. A magnitude dessa deformação, ϵ_a , depende da rigidez da fundação, E_u , da geometria do aterro, B , da profundidade da fundação, D , e da altura crítica do aterro não-reforçado, H_c .

O parâmetro adimensional, Ω , foi proposto com base em estudos de aterros não-reforçados e reforçados sobre argila mole, usando o método de elemento finitos.

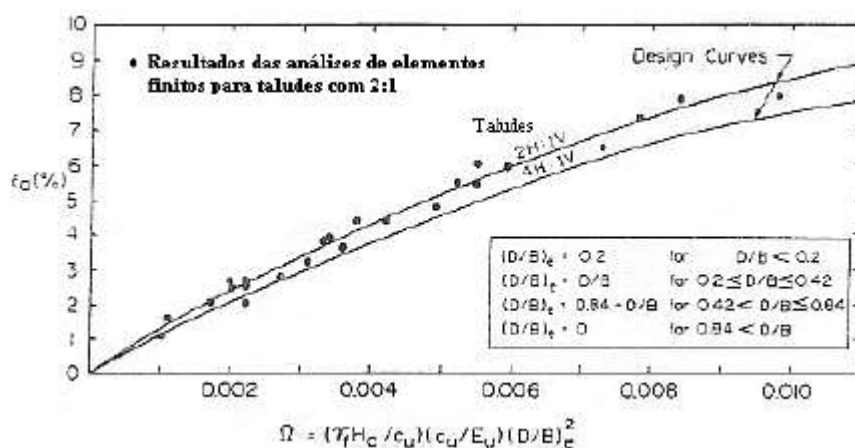


Figura 5.17.– Deformação compatível, ϵ_a , vs parâmetro adimensional Ω (Rowe e Soderman (1985) apud Sharma (1994)).

5.4. Método para determinação da deformação de compatibilidade do reforço (Futai, 2010)

Futai (2010) complementando estudos de Hinchberger e Rowe (2003), estabelece uma correlação para determinação da deformação admissível do reforço em função dos parâmetros de resistência do solo, S_{uo} , ρ , e em função da rigidez do reforço, J .

A expressão de correlação usada por Futai (2010) foi obtida quando o autor conclui que uma resistência média do volume de solo solicitado no mecanismo de colapso seria o parâmetro ideal.

Futai (2010) integra a equação de resistência do solo em função da profundidade e obtém:

$$S_u \text{ (médio)} = S_{u0} z + \rho \frac{z^2}{2} \quad (5.34)$$

Por simplificação, Futai (2010), adotou uma profundidade que pudesse representar a média dos aterros, assim, evitando ser necessário conhecer previamente o mecanismo de plastificação envolvido. O valor adotado para essa profundidade foi de 15 m.

$$S_u \text{ (médio)} = 15 (S_{u0} + 7,5\rho) \quad (5.35)$$

Como 15 é constante, será usado como variável para correlação a expressão $(S_{u0} + 7,5\rho)$.

Futai (2010), interpretando os dados de Hinchberger e Rowe (2003), definiu uma rigidez crítica, $J_{crit} = 3000 \text{ kN/m}$, conforme Figura 5.18.

O autor define que o valor da deformação até $J_{crit} = 3000 \text{ kN/m}$ é a própria deformação de compatibilidade admissível definida por Hinchberger e Rowe (2003). Esse parâmetro é denominado de $\varepsilon_{a(0)}$.

Futai então define a deformação de compatibilidade para $J = 12000 \text{ kN/m}$, denominando, $\varepsilon_{a(12000)}$.

Esses dois parâmetros correlacionados com a expressão $(S_{u0} + 7,5\rho)$ estão apresentados na Figura 5.19. A partir daí, Futai (2010) obtém expressões, Tabela 5.1, que determinam as deformações de compatibilidade $\varepsilon_{a(0)}$ e $\varepsilon_{a(12000)}$.

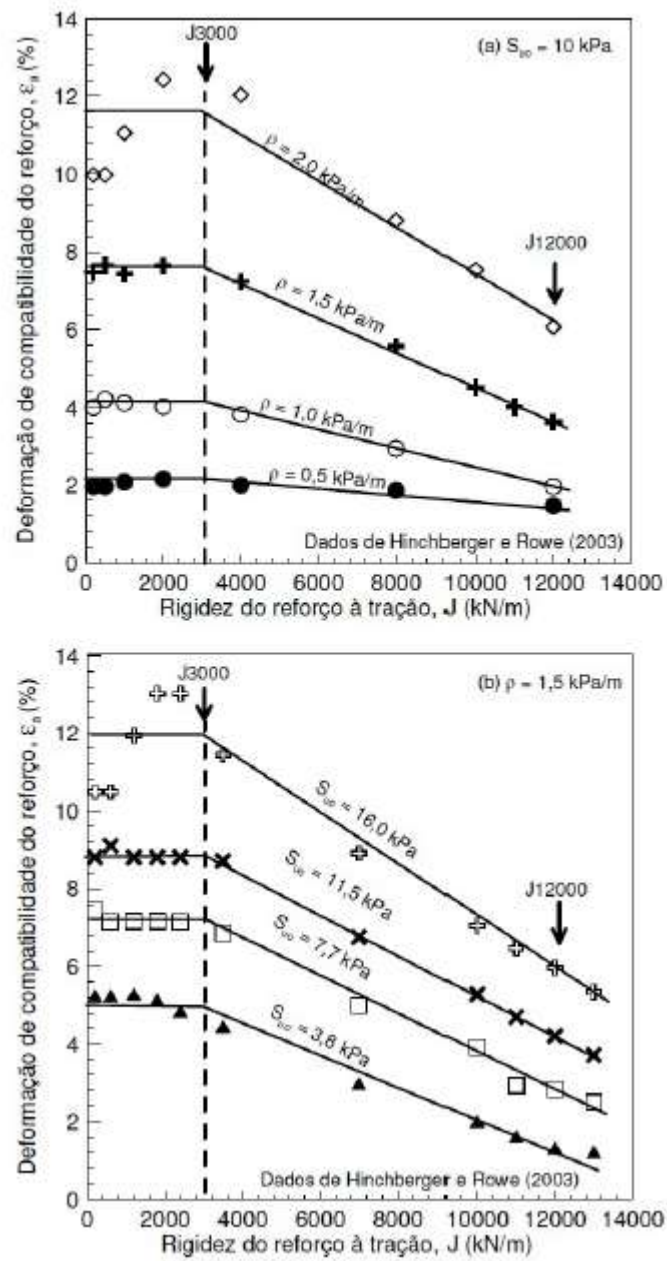


Figura 5.18.– Análise dos dados de Hinchberger e Rowe (2003) apud Futai (2010).

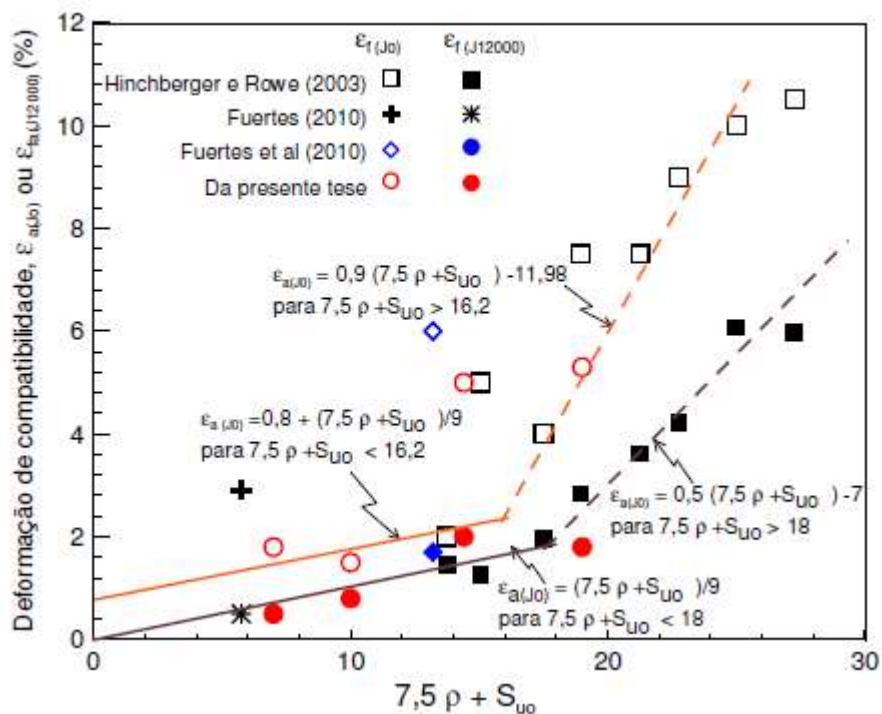


Figura 5.19.– Deformação de compatibilidade do reforço (Futai, 2010).

Tabela 5.1. - Expressões propostas para deformação de compatibilidade (Futai, 2010).

Trechos	$\epsilon_a(j_0)$	$\epsilon_a(j_{12000})$
Primeiro	$S_{u0} + 7,5\rho < 16,2 \text{ KN/m}^2$ $\epsilon_a(j_0) = 0,8 + (S_{u0} + 7,5\rho)/9$	$S_{u0} + 7,5\rho < 18 \text{ KN/m}^2$ $\epsilon_a(j_{12000}) = (S_{u0} + 7,5\rho)/9$
Segundo	$S_{u0} + 7,5\rho > 16,2 \text{ KN/m}^2$ $\epsilon_a(j_0) = 0,9(S_{u0} + 7,5\rho) - 11,98$	$S_{u0} + 7,5\rho > 18 \text{ KN/m}^2$ $\epsilon_a(j_{12000}) = 0,5(S_{u0} + 7,5\rho) - 7$

O Autor, ainda, normaliza a deformação de compatibilidade segundo a expressão:

$$N = \frac{\epsilon_a(j_0) - \epsilon_a}{\epsilon_a(j_0) - \epsilon_a(j_{12000})} \quad (5.36)$$

A normalização está apresentada na Figura 5.20, e com base nesses resultados, definiu-se duas condições para o cálculo da deformação de compatibilidade do reforço.

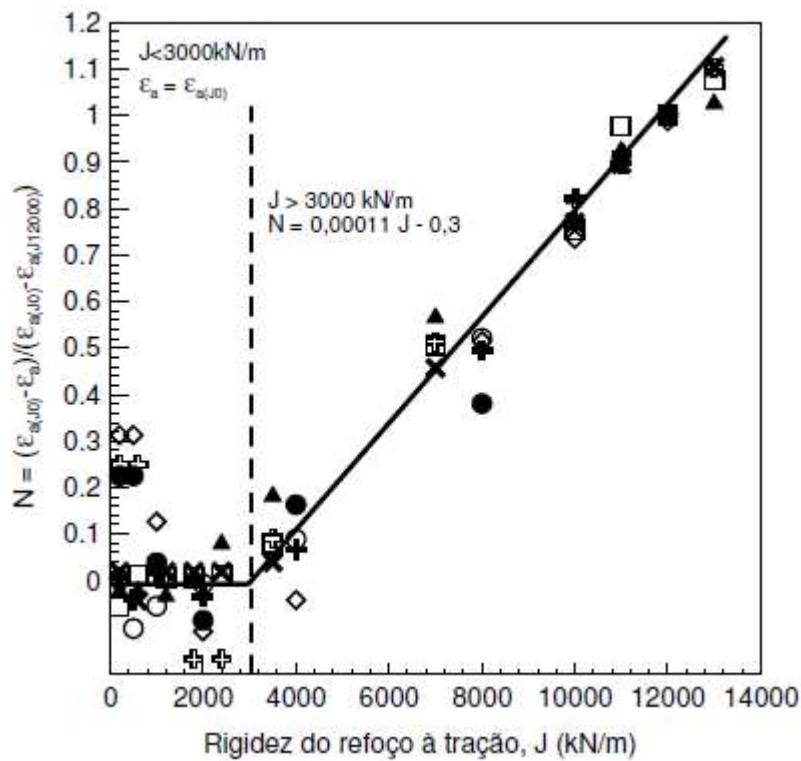


Figura 5.20.– Correlação entre N e a rigidez do reforço, J (Futai, 2010).

- Condição para $J < 3000 \text{ kN/m}$:

A deformação de compatibilidade é a própria deformação de compatibilidade admissível e é equivalente a proposta de Hinchberger e Rowe (2003).

$$\epsilon_a = \epsilon_{a(J)} \tag{5.37}$$

- Condição para $J > 3000 \text{ kN/m}$:

A deformação de compatibilidade é dada por:

$$\epsilon_a = \epsilon_{a(J)} (\epsilon_{a(J)} - \epsilon_{a(J12000)}) \times (0,00011J - 0,3) \tag{5.38}$$

5.5. Elementos finitos

Com o avanço da tecnologia no desenvolvimento de programas computacionais para cálculos no campo da engenharia, cada vez mais o método de elementos finitos vem sendo utilizado na concepção de projetos. No que diz respeito à geotecnia, os programas existentes hoje no mercado permitem simular através da inclusão de diversos parâmetros de solo, diferentes modelos de cálculo, processos de cálculo evolutivos, etapas de construção e possibilidades de diferentes condições de contorno fazendo assim o MEF uma ferramenta muito útil na solução de diferentes problemas geotécnicos.

As análises através dos métodos de equilíbrio limite e também as soluções da plasticidade acabam não fornecendo dados sobre as deformações ou tensões que são desenvolvidas no reforço. O desempenho de um aterro reforçado está diretamente ligado as deformações que ocorrem, principalmente na interação entre os seus componentes, solo de fundação, reforço e o aterro propriamente.

Os modelos de cálculo disponíveis na maioria dos programas são o modelo elástico hiperbólico (por exemplo, Suhail et al. 1980), modelo de Mohr-Coulomb (por exemplo, Rowe e Soderman 1985a), modelo *Cam-Clay* (por exemplo, Schaefer e Duncan 1988); Modelo *Cam-Clay* modificado (por exemplo, Chai e Bergado 1993b; Rowe et al. 1996), e modelo elíptico viscoplástico (Rowe e Hinchberger 1998). Para simular o uso do reforço, barras lineares são comumente usadas nos modelos de aterros reforçados.

Modelos elásticos não-lineares podem fornecer resultados aceitáveis em níveis de tensão baixa, mas não podem modelar corretamente uma ruptura plástica e deformações plásticas dentro da massa do solo.

Modelos elasto-plásticos não-lineares com uma superfície de ruptura Mohr-Coulomb e não associados as leis de fluxo são adequados para modelar o comportamento de solos típicos granulares utilizados para aterro e fundações que não apresentam significativas tensões-deformações ou comportamento viscoso ao longo do período de interesse.

No entanto, a previsão exata, muitas vezes requer a consideração do comportamento dos solos coesos sob uma carga de aterro, e um modelo de

estado crítico (ex. Modelo *Cam-Clay* Modificado) ou modelo CAP elíptico podem ser necessários.

Com o desenvolvimento dos programas de elementos finitos é possível montar modelos que sejam suficientemente sofisticados para as características essenciais de aterros reforçados sobre solos moles, e investigar comportamento ao longo do tempo de aterros reforçados sob várias condições (Li 2000).

Aterros reforçados sobre solos em que PVDs foram instalados exigem uma atenção especial. Estritamente falando, a análise de um sistema que envolve drenos verticais deveria ser realizada de uma forma 3D, enquanto a maioria dos aterros são modelados por condições de deformação plana. Para evitar a necessidade de uma análise completa 3D, alguma aproximação é necessária para permitir que os drenos verticais sejam bem modelados em uma análise de deformação plana.

Li (2000) e Sharma e Bolton (2001) demonstraram que as técnicas propostas por Hird et al. (1992, 1995) são adequadas para combinar um sistema de drenos verticais num plano de tensões com um sistema de drenos verticais axissimétricos.

6. PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITO PLAXIS

Para este trabalho optou-se pela utilização do programa de elementos finitos PLAXIS (“*Fine Element Code for Soil and Rock Analyses*”), desenvolvido na Universidade de Delft, Holanda. A escolha desse programa se deve a disponibilidade na Escola Politécnica da USP e ao fato do programa oferecer diversos modelos de cálculo, geração de malha automática, possibilidade da introdução de elementos geossintéticos e interface gráfica. A versão utilizada do programa é a 8.2. 2D.

6.1. Características do programa

O programa Plaxis foi desenvolvido exclusivamente para análises de projetos geotécnicos.

O programa se divide em 4 sub-programas, sendo o primeiro, *input*, a entrada de dados e geometria do problema, o segundo, *calculation*, fase de cálculos, o terceiro, *output*, saída de resultados e por último a saída gráfica, *curves*.

Na entrada de dados do programa, desenha-se a geometria do problema, são definidas as condições de contorno, posição do nível d’água, é selecionado o tipo de material e parâmetros para cada item, seja solo ou outro tipo de material, o critério de cálculo de cada tipo de solo e define-se o tipo de análise a ser realizada – axissimétrica ou plana de deformação. A malha de elementos finitos é gerada automaticamente pelo programa, com elementos triangulares, optando-se por elementos de 6 ou 15 nós. A malha pode ser refinada globalmente ou em locais específicos a serem definidos.

O programa PLAXIS possui 6 modelos constitutivos diferentes a serem definidos para cada tipo de solo e nomeados da seguinte forma: *Mohr-Coulomb*, *Jointed Rock*, *Hardening Soil*, *Soft Soil*, *Soft Soil Creep*, e Linear-Elástico. Para

cada um dos critérios são necessários diferentes parâmetros de entrada. Mais a frente serão melhores explicados os critérios de *Mohr-Coulomb* e *Soft Soil*.

Entre as principais características do programa pode-se citar:

- análise estática drenada ou não drenada;
- análise de adensamento acoplada utilizando a teoria de Biot;
- diferentes critérios de cálculo;
- diversidade de condições de carregamentos
- análise em etapas

O programa PLAXIS permite simular a construção da obra em etapas, definindo o tempo utilizado para cada etapa (estágio de carregamento), além da possibilidade da criação de intervalos entre as diversas etapas de construção, inserindo assim um período de adensamento. Com o uso do modelo *Soft Soil Creep*, o PLAXIS dispõe da simulação do processo de adensamento durante a construção, denominada *Consolidation*, bem como a introdução do recalque por compressão secundária nas análises numéricas.

Nas etapas de construção é possível o uso das opções de atualização das pressões neutras e da malha de elementos finitos. A atualização da malha é recomendada em situações em que se prevê a ocorrência de grandes deformações, que normalmente ocorrem em aterros convencionais sobre solos compressíveis. A matriz de rigidez é atualizada com base na geometria deformada da etapa. A opção de atualização das pressões neutras é utilizada a fim de se introduzir o efeito da submersão dos materiais, o que resulta, normalmente, em uma redução da tensão efetiva atuante nas camadas compressíveis.

6.2. Malha de elementos finitos

A geração da malha de elementos finitos é automática podendo o usuário escolher o tipo de refinamento global da malha (muito grossa, grossa, média, fina e muito fina) ou ainda refinar ao redor de um ponto, ou refinar um *cluster* (sub-

região obtida do encontro de linhas que definem a geometria do problema) ou ainda refinar ao longo de uma linha da geometria.

Os elementos podem ser de 06 ou 15 nós, dependendo do grau de precisão desejado. As malhas formadas por elementos de 15 geram arquivos maiores e levam mais tempo para processar.

O número de pontos de integração numérica, também chamados de pontos de Gauss (pontos de tensão), depende do tamanho do elemento. Assim, elementos com uma quantidade maior de nós possuem uma maior quantidade de pontos de Gauss. Os elementos de 06 nós possuem 03 pontos de integração numérica, enquanto que os elementos de 15 nós possuem doze pontos de integração conforme Figura 6.1.

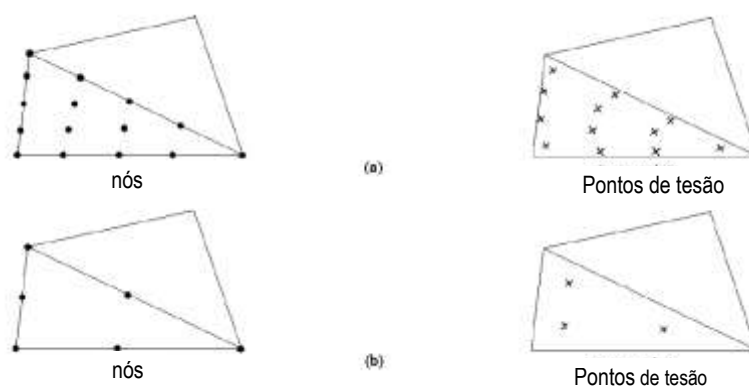


Figura 6.1. – Nós e pontos de Gauss malha de 6 e 15 nós.

A geração da malha leva em conta a posição de pontos e linhas que definem o modelo geométrico de tal forma que a posição exata das camadas, cargas e estruturas são levadas em consideração na malha de elementos finitos.

O processo de geração é baseado no princípio de triângulo robusto que procura triângulos otimizados, resultando em uma malha não estruturada. As malhas não estruturadas não são formadas por elementos regulares padrão.

A precisão dos resultados depende da forma e refinamento da malha. Malhas mais refinadas tendem a resultados mais precisos.

Abaixo uma breve apresentação dos modelos de cálculo *Mohr-Coulomb* e *Soft-soil* que foram utilizados neste trabalho.

6.3. Modelo *Mohr-Coulomb*

O modelo constitutivo chamado de *Mohr-Coulomb* pelo programa é um modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de *Mohr-Coulomb*, empregado para representar a ruptura por cisalhamento de solos e rochas. O modelo *Mohr-Coulomb* é assim classificado devido à hipótese de que o material comporta-se como linear-elástico até atingir a ruptura, não havendo endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa. Portanto, o material apresenta um comportamento linear elástico até atingir uma determinada tensão de escoamento, que se mantém constante com o acréscimo de deformações plásticas conforme a Figura 6.2 abaixo.

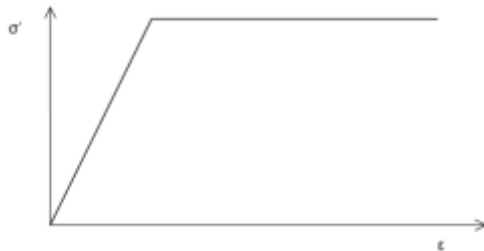


Figura 6.2. – Gráfico tensão deformação para o modelo Mohr-Coulomb

Os principais parâmetros geotécnicos necessários como dados de entrada para este modelo são: ϕ' , c' , E , k_x , k_y , γ_{sat} , γ_d , K_0 , e_0 e v .

Sendo:

ϕ' – Ângulo de atrito interno do solo, em graus;

c' – Coesão efetiva do solo, em kPa;

E – Módulo de elasticidade do solo, em kPa;

k_x – Permeabilidade na direção horizontal;

k_y – Permeabilidade na direção vertical;

γ_{sat} – densidade do solo saturado;

γ_d – densidade do solo natural;

K_0 – Coeficiente de empuxo em repouso

e_0 – Índice de vazios

ν – Coeficiente de *Poisson*

6.4. Modelo *Soft-Soil*

O modelo chamado pelo programa de *Soft Soil* é do tipo *Cam-Clay* e pode ser usado para simular o comportamento de solos moles como argilas e turfas.

As principais características deste modelo são:

- Rigidez de acordo com o nível de tensões;
- Distinção entre carregamento primário e descarregamento-recarregamento;
- Compressão secundária (dependente do tempo), ocorrendo juntamente com o adensamento primário;
- Registro de tensão de pré-adensamento;
- Critério de ruptura de acordo com o modelo de *Mohr-Coulomb*.

No modelo *Soft-soil*, assume-se que há uma relação logarítmica entre a deformação volumétrica ε_v e a tensão média efetiva p' , que pode ser formulada, conforme equação 3.1 abaixo, como sendo, para a compressão primária:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_{v0} = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p'_{0}}\right) \quad (6.1)$$

Onde o parâmetro λ^* é o índice de compressão modificado, que expressa a compressibilidade do material na compressão primária, ε_v e ε_{v0} são as deformações volumétricas em dois pontos distintos do gráfico e p' e p'_{0} são as tensões médias efetivas em dois pontos distintos no gráfico. Deve-se notar que o parâmetro λ^* difere do parâmetro λ do modelo *Cam-Clay*, pois o primeiro relaciona ε_v com p' , conforme a Figura 6.3.

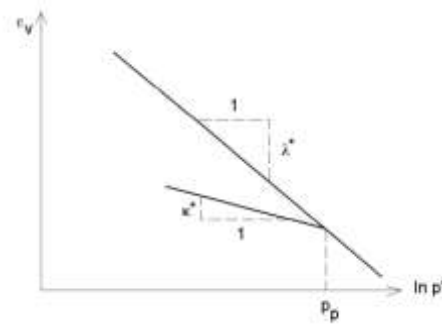


Figura 6.3. – Gráfico deformação volumétrica por tensões médias efetivas

Para simular uma possível fase de descarregamento-recarregamento, tem-se:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln \left(\frac{p'}{p'_{0}} \right) \quad (6.2)$$

Onde:

Onde o parâmetro κ^* é o índice de expansão modificado, que expressa o comportamento do material durante um descarregamento, seguido de um recarregamento. O comportamento do solo durante a fase de descarregamento-recarregamento é assumido como sendo elástico e é descrito pela lei de Hooke, implicando na seguinte dependência linear do módulo de deformação volumétrica (*Bulk modulus*) com nível de tensões:

$$K_{ur} = \frac{E_{ur}}{3(1-2\nu_{ur})} = \frac{p'}{\kappa^*} \quad (6.3)$$

Os parâmetros λ^* e κ^* são obtidos do ensaio oedométrico, E_{ur} e ν_{ur} são o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson no descarregamento/recarregamento, respectivamente.

Os parâmetros λ^* e κ^* podem ser obtidos por meio de correlações com os parâmetros do modelo *Cam-Clay* λ e κ :

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e_0} \quad (6.4)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e_0} \quad (6.5)$$

Os principais parâmetros geotécnicos necessários como dados de entrada para o modelo *Soft-Soil* são: ϕ' , c' , λ^* , κ^* , k_x , k_y , γ_{sat} , γ_d , e_0 , e ν .

Sendo:

ϕ' – Ângulo de atrito interno do solo, em graus;

c' – Coesão efetiva do solo;

λ^* – Índice de compressão modificado

κ^* – Índice de expansão modificado

k_x - Permeabilidade na direção horizontal;

k_y - Permeabilidade na direção vertical;

γ_{sat} - Densidade do solo saturado;

γ_d - Densidade do solo natural;

e_0 - Índice de vazios

ν_{ur} – Coeficiente de *Poisson* no descarregamento-carregamento

O modelo *Soft-Soil Creep* é uma continuação do modelo *Soft-Soil* com a inclusão do adensamento secundário, sendo assim necessário a introdução do parâmetro C_α .

Maiores informações quanto aos modelos constitutivos podem ser obtidos em Brinkgreve (2002), que é o manual de utilização do programa. A teoria utilizada para o cálculo de adensamento é a Teoria de Biot (1941).

Por ser um modelo recomendado para argilas moles, o modelo *Soft-soil* será utilizado para simular o comportamento das argilas de fundação da neste trabalho.

Para a validação do programa foi realizado estudo com reprodução do trabalho de outro autor. As validações apresentaram resultados satisfatórios apresentados em capítulo a seguir.

7. ATERROS REFORÇADOS COM UTILIZAÇÃO DE DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS

7.1. Introdução

Estabilidade e o tempo necessário para o adensamento são as duas considerações mais importantes no projeto e construção de aterros sobre fundações moles de baixa capacidade de carga e baixa condutividade hidráulica (Li e Rowe 2002).

Os reforços geossintéticos tem sido amplamente utilizados para melhorar a estabilidade do aterros sobre solos argilosos moles (Humphrey e Holtz 1987; Fowler e Koerner 1987; Rowe e Soderman 1987a; Rowe, 1997).

Paralelo ao uso de reforços, drenos verticais são utilizados para reduzir tempo de adensamento das grandes camadas de solo mole, (Jamiolkowski et al. 1983). O uso de drenos verticais pré-fabricados, devido às vantagens de custo e construção, praticamente já substituíram o uso dos drenos de areia (Holtz 1987).

O uso do reforço geossintético em combinação com drenos verticais pré-fabricadas tem o potencial de permitir a construção de aterros substancialmente maiores em menor tempo se comparados aos métodos convencionais de construção (por exemplo, Lockett e Mattox 1987; Bassett e Yeo 1988; Schimelfenyg et al. , 1990).

A utilização do reforço diminui as tensões cisalhantes e deformações na base do aterro e conseqüentemente aumenta a capacidade de carga, enquanto os drenos aceleram o processo de adensamento do solo, por esse motivo, as tensões efetivas aumentam mais rapidamente.

Aterros reforçados e drenos verticais são, geralmente, tratados separadamente nos métodos de cálculo atuais. A análise da estabilidade é utilizada no projeto de aterros reforçados (por exemplo, Jewell, 1982; Rowe 1984) e a partir da análise de recalque devido ao adensamento são definidas as malhas de PVDs a serem adotadas (por exemplo, Rixner et al. 1986; Holtz et al., 1991).

7.2. Método dos elementos finitos para aterros reforçados com utilização de drenos verticais pré-fabricados

Métodos de análise, como equilíbrio limite e soluções da plasticidade não fornecem informações sobre deformações ou tensões, que se desenvolvem no reforço para um dado aterro reforçado, por esse motivo, os programas de elementos finitos tem sido usados em larga escala nos últimos anos.

Vários pesquisadores têm usado os programas de elementos finitos para interpretar o comportamento de campo de aterros reforçados (por exemplo, Suhail et al. 1980; Rowe 1982, 1984; Boutrop e Holtz, 1983; Monnet et al. 1986; Duncan et al. 1987; Schaefer e Duncan, 1988; Humphrey e Holtz, 1989; Hird e Kwok, 1990; Mylleville e Rowe 1991; Chai e Bergado 1993b; Litwinowicz et al. 1994; Rowe et al. 1996; Varadarajan et al. 1997; Rowe e Hinchberger 1998).

O Prof. Rowe da Universidade do Queen (Canadá) tem publicado vários trabalhos que seguem essa linha de atuação na análise de aterros reforçados com ou sem utilização de drenos verticais. Rowe & Soderman (1987), chegaram à conclusão, por meio do cálculo por elementos finitos de aterros hipotéticos levados a ruptura, que o parâmetro do reforço que deve ser verificado é a sua deformação e não a força de tração.

Para estudar o comportamento dos aterros simulados, Li e Rowe usaram na maioria de suas simulações o programa de elementos finitos AFENA, programa desenvolvido na Univesidade de Sidney, Austrália.

Na construção de um aterro reforçado com utilização de drenos verticais pré-fabricados, os principais fatores de influência a serem avaliados são os seguintes:

- 1) Rigidez do reforço
- 2) Tensão mobilizada no reforço
- 3) Velocidade de construção do aterro
- 4) Espaçamento dos drenos verticais
- 5) Etapas de construção

1) Rigidez do reforço

O reforço geossintético tem a função de aumentar substancialmente a estabilidade dos aterros em condições não drenadas e principalmente em condições parcialmente drenadas. O benefício do aumento da resistência ao cisalhamento devido ao adensamento parcial é aumentado pelo uso de reforço.

Na necessidade comum hoje em dia de construções cada vez mais rápidas, o reforço é necessário para que se obtenha alturas de aterro maiores.

Tem-se que quanto mais rígido o reforço, maior a segurança da construção dos aterros sobre solos moles. Porém, um dos fatores a serem verificados é a subutilização do reforço, muitas vezes ficando muito longe de atingir sua deformação admissível.

2) Tensão mobilizada no reforço

Em uma fundação em condições parcialmente drenadas, tensões muito altas no reforço podem ser desenvolvidas devido às deformações plásticas no solo de fundação de aterros de altura elevada que possam ser construídos, por causa dos efeitos benéficos do reforço e consolidação parcial durante a construção.

A altura de ruptura é geralmente regulada pela deformação admissível do reforço quando a capacidade de carga do solo de fundação deixa de ser um problema devido ao ganho de resistência da fundação.

Lembrando que é recomendado (pela norma inglesa BS8006: 1995, por exemplo) a imposição de uma deformação admissível ao reforço, para definir a força de tração de projeto, mas esse valor depende da interação entre o solo de fundação, reforço e aterro.

3) Velocidade de construção do aterro

Segundo Li e Rowe (2001) a velocidade de construção afeta sensivelmente a estabilidade e a deformação do aterro. Para cada caso existe uma única velocidade de construção limite abaixo do qual não é necessário o uso de reforço.

Controlar a velocidade de construção é importante para manutenção da estabilidade de curto prazo, Rowe e Soderman (1985b) recomendam que a velocidade de construção deve ser lenta o suficiente para garantir que o parâmetro de pressão neutra, B_{max} , permaneça abaixo de 0,34 (onde $B_{max} = \Delta_u / \Delta\sigma_v$, e Δ_u é o máximo excesso de pressão neutra gerada por mudança na tensão vertical total $\Delta\sigma_v$).

A velocidade de construção influencia no ganho de resistência devido ao adensamento parcial durante a construção. Li e Rowe (2005) mostraram que com velocidades mais baixas, o ganho de resistência no solo de fundação foi maior ao final da construção do aterro.

4) Espaçamento dos drenos verticais

O espaçamento dos drenos verticais influencia significativamente no grau de adensamento ao final da construção do aterro e conseqüentemente o ganho de resistência.

Um espaçamento entre drenos bem definido, auxilia na estabilidade do aterro através do aumento da velocidade de dissipação da pressão neutra gerada, podendo diminuir o tempo, se necessário, de etapas de construção.

Com aceleração no ganho de resistência do solo, torna-se possível a construção de aterros mais altos. Quando combinado com o uso de reforço, pode-se buscar a melhor combinação entre os dois elementos para que se tenha o melhor aproveitamento de ambos.

5) Etapas de construção

Quando existe a disponibilidade de tempo, etapas de construção podem ser utilizadas para se obter alturas maiores de aterro através do ganho de resistência obtido pelo solo de fundação durante o período de adensamento entre as etapas. Porém, essa disponibilidade está cada vez mais remota, sendo necessário aliar a esse método outros elementos, como reforço geossintético e drenos verticais na construção do aterro.

7.3. Casos de aterro modelados em elementos finitos

Neste item serão apresentados alguns casos de aterros sobre solos moles modelados em elementos finitos. O primeiro caso a ser apresentado é um aterro modelado em elementos finitos por Li e Rowe (2001), em que eles apresentam resultados onde é possível analisar a influência de cada fator citado anteriormente na construção do aterro.

7.3.1. Aterro simulado por Li e Rowe (2001)

Li e Rowe (2001) estudaram um aterro rodoviário sobre uma fundação em argila mole com espessura de 15 m sobre uma camada relativamente rígida e permeável, como mostrado na Figura 7.1. abaixo.

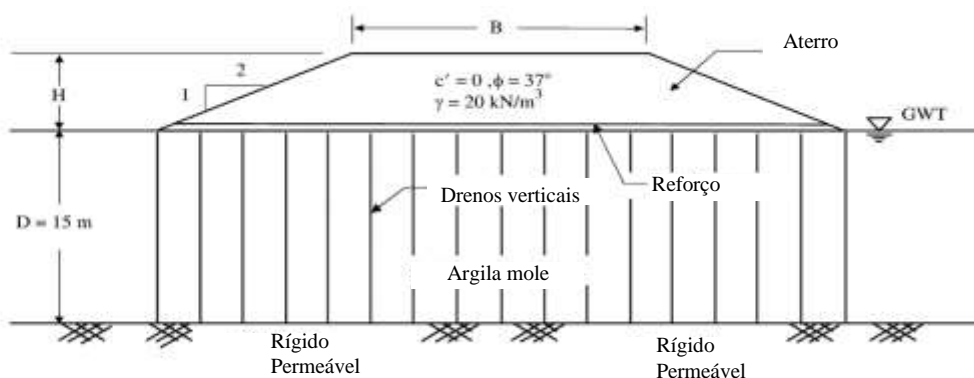


Figura 7.1. – Geometria do aterro Li & Rowe (2001).

Os espaçamentos estudados para os drenos verticais pré-fabricados foram os seguintes: $S = 1, 2$ e 3 m, o equivalente a espaçamentos de $1,07, 2,14$ e $3,21$ m, respectivamente, para uma malha triangular padrão.

Li e Rowe (2001), para este, caso analisaram os drenos sem resistência ao fluxo. Portanto, o excesso de pressão neutra foi assumido como nulo ao longo dos drenos para simular drenos ideais sem resistência.

Li e Rowe (2001) usaram dois tipos de solo para suas análises, solos A e B, com seus respectivos parâmetros apresentados na tabela 7.1 e tensão de pré-adensamento apresentados na figura 7.2.

Tabela 7.1. – Parâmetros dos solos A e B (Li e Rowe, 2001)

	Solo A	Solo B
Envoltória de ruptura, $M_{N/A}^*$	0,874	0,91
Ângulo de atrito ($^\circ$) (normalmente adensado)	27	28
Envoltória de ruptura, $M_{S/A}^*$	0,63	0,75
Coesão para argila sobreadensada, c_k (kPa)*	2,7-4,7	3,4-6,3
Índice de compressão, λ	0,3	0,15
Índice de recompressão, κ	0,03	0,025
Coeficiente de empuxo em repouso, K'_0	0,6	0,6
Coeficiente de poisson, ν	0,35	0,35
Peso específico (kN/m^3)	15,2	16,7
Permeabilidade, k_{v0} (m/s)	1×10^{-9}	1×10^{-9}
Índice de vazios, e_0	2,5	2,5
Índice de mudança de permeabilidade, C_k	0,5	0,5
Relação permeabilidade horizontal e vertical, k_H/k_V	3	3

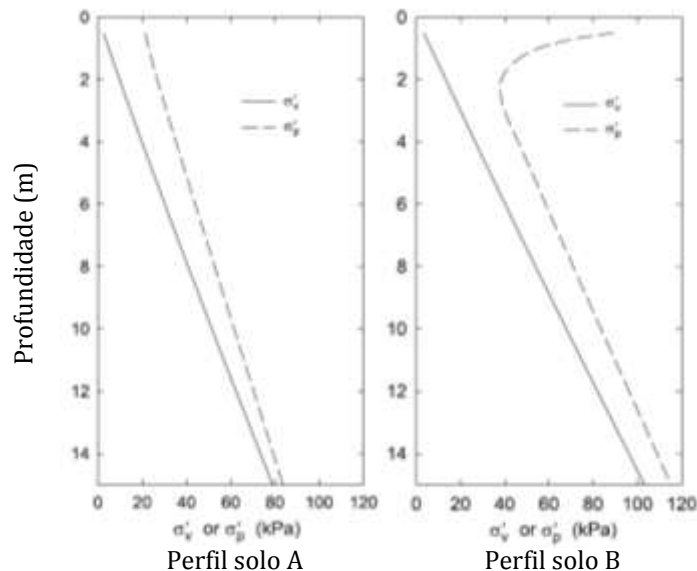


Figura 7.2. – Tensão de pré-adensamento e tensão vertical efetiva inicial dos solos A e B (Li e Rowe 2001).

Tanto o solo A como o solo B são argilas levemente sobreadensadas, com RSA de 2,6 a 1,1 e 2,9 a 1,1, respectivamente. O solo B apresenta uma crosta de 2,0 m de espessura.

O solo A tem resistência não drenada $S_{u0} = 5$ kPa e aumento da resistência com a profundidade de $\rho_c = 1,5$ kPa/m. O solo B tem resistência não drenada S_{u0}

=20 kPa na superfície, caindo para 10 kPa em 2,0 m, e então aumenta resistência com a profundidade com $\rho_c = 2,0$ kPa/m.

O material do aterro é um material granular com ângulo de atrito de $\varphi' = 37^\circ$ e $\gamma = 20,0$ kN/m³, ângulo de dilatância $\psi = 6^\circ$. O solo apresenta comportamento não linear elástico conforme modelo de Janbu (1963).

$$E/P_a = K (\sigma_3 / P_a)^m \quad (7.1)$$

E = módulo de Young

P_a = pressão atmosférica

σ_3 = tensão principal menor

K e m são constantes iguais a 300 e 0,5 respectivamente.

A velocidade de construção é de 0,5 a 8,0 m/mês.

O reforço estudado por Li e Rowe (2001) tem rigidez J variando de 250 kN/m a 2000 kN/m.

Os drenos verticais pré-fabricados tem seção retangular de 100 mm x 4 mm (Holtz 1987) e são equivalentes a um dreno circular de diâmetro $d_w = 66$ mm.

Para analisar os resultados, Li e Rowe (2001) usaram os conceitos de altura líquida e deformação de compatibilidade apresentado por Rowe e Soderman (1987) para determinação da máxima altura possível para o aterro em estudo.

A altura líquida em cada estágio é a altura do aterro no estágio menos o recalque ocorrido. Com esse par de valores se constrói um gráfico, conforme expresso na Figura 7.3. A ruptura é definida pela altura líquida máxima, ou seja, quando o aumento da espessura não eleva mais a cota do aterro.

A deformação de compatibilidade do reforço é a deformação referente à altura líquida máxima.

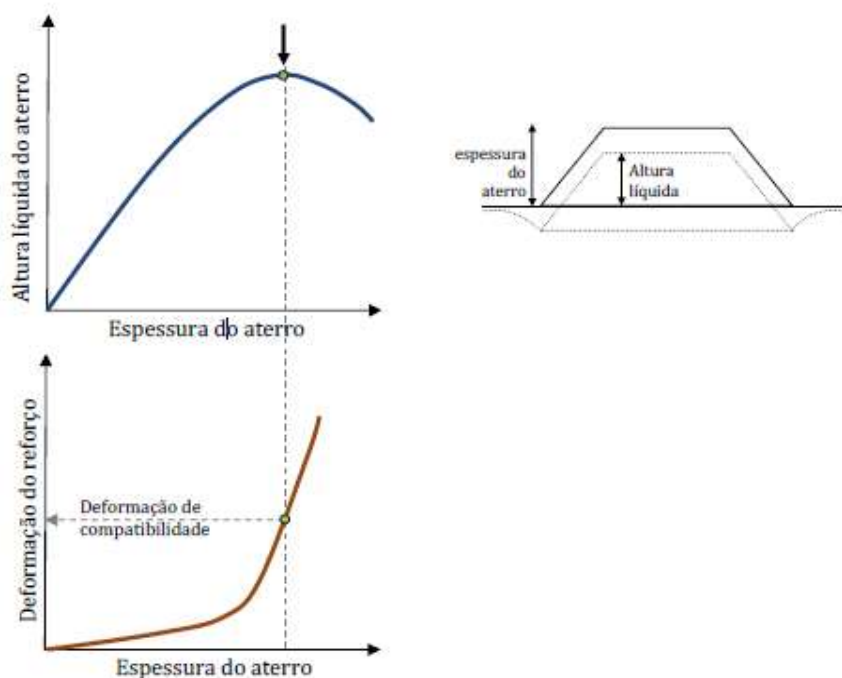


Figura 7.3. – Definição de altura líquida e deformação de compatibilidade (Futai, 2010).

O gráfico apresentado na Figura 7.4 mostra os resultados de altura líquida para os solos A e B. Neles, vê-se que o aterro sobre o solo tipo A construído sem reforço poderia atingir até uma altura de 2,58 m, com um reforço de $J = 250 \text{ kN/m}$ essa altura passou a ser de 3,38 m e com um reforço de rigidez superior a 500 kN/m o aterro não romperia devido ao ganho de resistência do solo rápida o suficiente para permitir a construção com uma velocidade de 2,0 m/mês.

Para o solo tipo B a altura líquida sem reforço é de 5,18 m, e com um reforço com rigidez superior a 250 kN/m não se observa ruptura por capacidade de carga.

Percebe-se numa comparação entre as Figuras 7.4 (a) e 7.4 (b), que o aterro sobre o solo B, por ser mais rígido, atingiu alturas maiores para a mesma rigidez utilizada no aterro sobre o solo A, a uma maior velocidade de construção.

No caso do aterro sobre o solo B Li e Rowe (2001) verificaram que com reforço com rigidez acima de 500 kN/m , surgem grandes deformações plásticas no solo de fundação, o que faz com que seja necessário o estudo da deformação máxima admissível do reforço, que fica entre 4 e 7%, para se determinar a altura máxima para cada uma das rigidezes estudadas.

Portanto, nestes casos, a altura máxima que o aterro poderia ser construído passa a ser limitado pela tensão admissível do reforço.

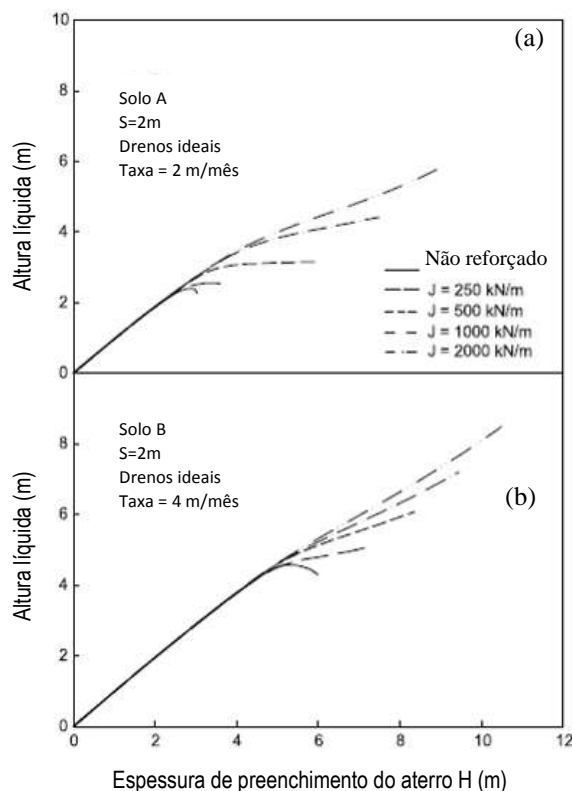


Figura 7.4.– Variação da altura líquida para os aterros sobre os solos A e B (Li e Rowe 2001)

Li e Rowe fizeram um estudo da altura líquida em relação a força de tração mobilizada para deformações admissíveis do reforço variando de 4% a 7% com as rigidezes do reforço entre 250 e 2000 kN/m para os aterros construídos sobre os solos A e B.

A altura líquida do aterro foi limitada pela deformação admissível do reforço.

Os resultados apresentados na Figura 7.5 mostram que com a mesma tensão mobilizada, conseguiu-se atingir uma maior altura líquida no caso de aterro construído sobre o solo B. Segundo os autores, usando-se um reforço com $J = 2000 \text{ kN/m}$ e uma deformação admissível de 6%, as alturas máximas foram de 4,75 e 6,88 m respectivamente para o solos A e B, sendo 67% e 33% acima da altura de um de ruptura para o caso não reforçado.

O gráfico ainda apresenta a altura líquida para um caso sem o uso de drenos verticais com deformação admissível de 6% do reforço. Percebe-se claramente comparando-se o caso com drenos e o caso sem drenos que o ganho de resistência ao cisalhamento durante a construção do aterro resultante do uso de drenos verticais gera um significativo aumento da altura líquida máxima do aterro. As alturas líquidas máximas, H_{ϵ} , para os casos parcialmente drenados com o uso de PVDs foram de 36% e 45% acima do caso sem uso de PVDs para solos A e B, respectivamente.

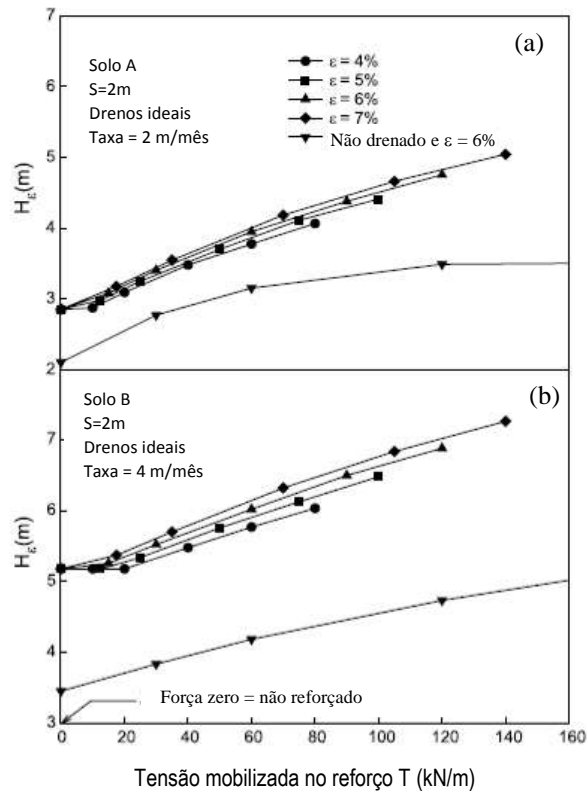


Figura 7.5. – Altura máxima, H_{ϵ} , de aterros reforçados com diferentes rigidezes e tensões admissíveis. (Li e Rowe 2001)

Os efeitos da velocidade de construção também foram apresentados por Li e Rowe (2001). A Figura 7.6 mostra a variação da altura máxima, com velocidade de construção de um aterro reforçado com $J = 1000 \text{ kN / m}$ e um aterro não reforçado.

Os autores mostram que para cada solo, A e B existe uma velocidade de construção limite, onde abaixo dela não é necessário à utilização de reforço. Para

o aterro sobre o solo A esse velocidade limite ficou em torno de 0,5 m/mês, sendo que para o aterro sobre o solo B ficou em 2,0 m / mês. Pode-se afirmar, portanto, que se um aterro for construído a uma velocidade abaixo da sua limite, o reforço não é necessário para manter a estabilidade do aterro.

No gráfico da Figura 7.6 é possível avaliar também a variação do grau de adensamento U ao final da construção dos aterros com alturas de $H = 2,6$ e $4,5$ m, para os solos A e B respectivamente, com a velocidade de construção.

Percebe-se que à medida que a velocidade de construção é menor, o grau de adensamento ao final da obra aumenta significativamente, tanto para o solo A como para o solo B, para os casos reforçados ou não. Para o caso de aterros não reforçados, esse aumento chegou a praticamente 100% se comparados os valores para velocidade de 8,0 m/mês e 0,5 m /mês no solo A. Para o solo B, esse aumento no grau de adensamento é de aproximadamente 60% quando comparados as velocidades de 8,0 m/mês e 2,0 m/ mês.

Para o caso dos aterros reforçados, verificou-se que a velocidades mais baixas de construção a estabilidade é governada pelo adensamento parcial durante a construção, ao passo que, a velocidades mais altas o reforço aumentou significativamente a altura do aterro.

A Figura 7.7 mostra a variação da deformação da fundação e a tensão no reforço com a velocidade de construção do aterro de 3,5 m de altura construído sobre o solo A.

Pode-se ver que com velocidades maiores que 2,0 m / mês, as deformações horizontais no solo são superiores a 1,0 m e a tensão no reforço ultrapassa 4%. É possível concluir com estes gráficos que a velocidades baixas existe um ganho de tensão de cisalhamento no solo de fundação que faz com que essas deformações sejam menores e conseqüentemente a tensão no reforço também seja menor.

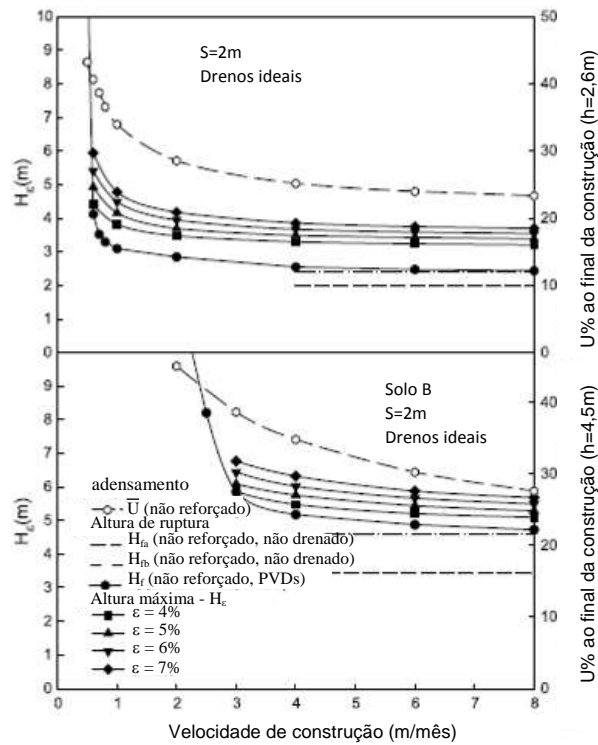


Figura 7.6.– Efeito da velocidade de construção na estabilidade de aterros reforçados ($J=1000$ kN/m) e não reforçados (Li e Rowe 2001).

A influência do espaçamento entre drenos pode ser visto na Figura 7.8, onde estão apresentados resultados comparando espaçamentos de 1,0 m e 3,0 m para aterros construídos sobre o solo A. A tensão máxima admissível no reforço para esse estudo foi de 5%.

Verifica-se que para o caso com espaçamento $S = 1,0$ m, a rigidez do reforço passa ser significativa a partir de $J= 1000$ kN/m, sendo que para o caso de velocidade 3,0 m/mês o reforço só aumenta a altura líquida com rigidez superior a $J = 1500$ kN/m.

Percebe-se também que para os casos sem reforço e velocidade de construção de 4,0 m / mês, o ganho na altura líquida chegou a aproximadamente 53 % para o caso com $S=1,0$ m. Para uma rigidez de $J = 1000$ kN/m o ganho na altura líquida ainda é bem significativo, cerca de 40%. Comparando-se as alturas líquidas nas Figuras 7.7 e 7.8, tem-se que a melhoria em termos de estabilidade devido a uma mudança no espaçamento de $S = 2,0$ m para $S = 1,0$ m é muito maior do que quando o espaçamento mudou de $S = 3,0$ m para $S = 2,0$ m. Por

exemplo, a uma velocidade de 4,0 m / mês e $J = 2000 \text{ kN / m}$, a altura líquida para tensão máxima de 5% foi de 5,71 m, 4,12 m, e 3,96 m em espaçamentos de $S = 1,0 \text{ m}$, $S = 2,0 \text{ m}$ e $S = 3,0 \text{ m}$, respectivamente. Isso ocorre em função do espaçamento entre drenos influenciar diretamente o grau de adensamento ao final da construção e conseqüentemente, o ganho de resistência ao cisalhamento.

A Figura 7.9 apresenta a variação de altura máxima para uma gama de capacidades de descarga de PVDs com um espaçamento de $S = 2,0 \text{ m}$ para aterros construídos a uma velocidade de 2,0 m / mês sobre o solo A e 4,0 m / mês sobre o solo B.

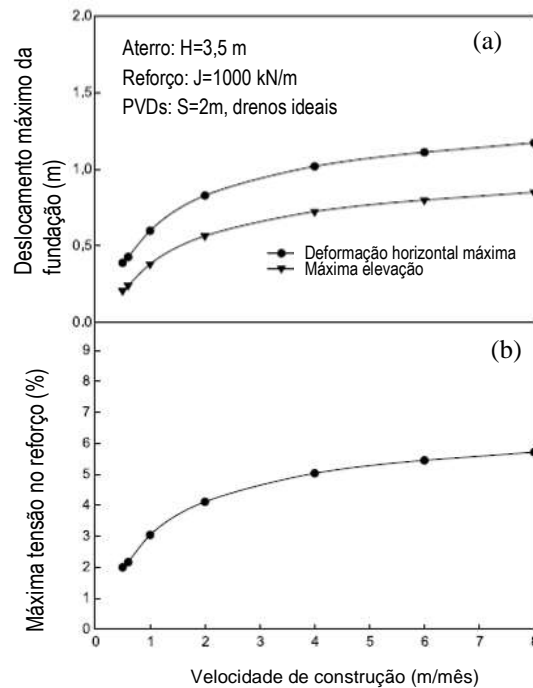


Figura 7.7. – Efeito da velocidade de construção na deformação do solo A e a máxima tensão no reforço (Li e Rowe 2001)

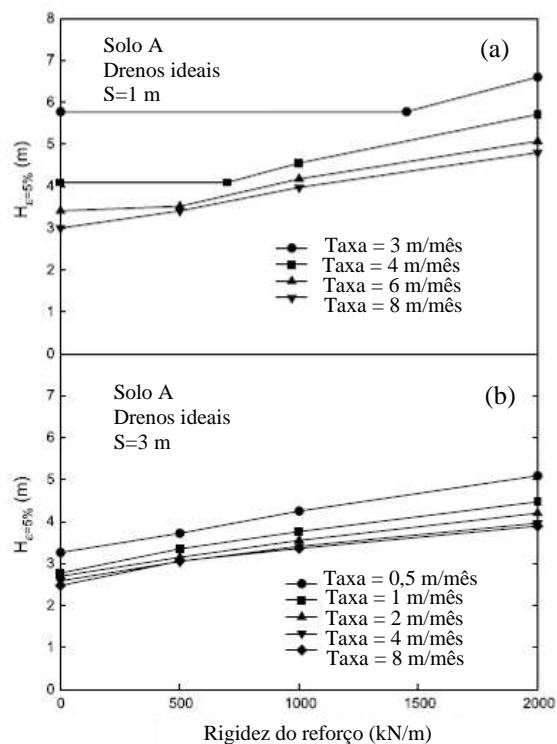


Figura 7.8. - Efeito do espaçamento dos PVDs (Li e Rowe 2001).

Percebe-se que quando a capacidade de descarga é superior a $10 \text{ m}^3/\text{ano}$ o efeito de resistência dos drenos é praticamente insignificante tanto para a altura líquida como para o grau de adensamento. A influência da capacidade de descarga é um pouco mais significativo para o solo mais resistente, solo B, mas mesmo assim tem pouca influência. Quando se observa os valores para capacidade de descarga abaixo de $10 \text{ m}^3/\text{ano}$, o efeito é um pouco mais acentuado, principalmente para o solo B.

Como os valores típicos da capacidade de descarga de PVDs são acima de $50 \text{ m}^3/\text{ano}$ e em torno de $100\text{-}500 \text{ m}^3/\text{ano}$ (Rixner et al. 1986; Holtz et al. , 1991), a resistência dos PVDs, teoricamente não afeta a estabilidade dos aterros.

No entanto, segundo Li e Rowe (2001), o efeito da resistência necessita ser investigado quando os drenos são muito longos e as tensões laterais são elevadas, ou se os drenos são suscetíveis à dobra e/ou deterioração.

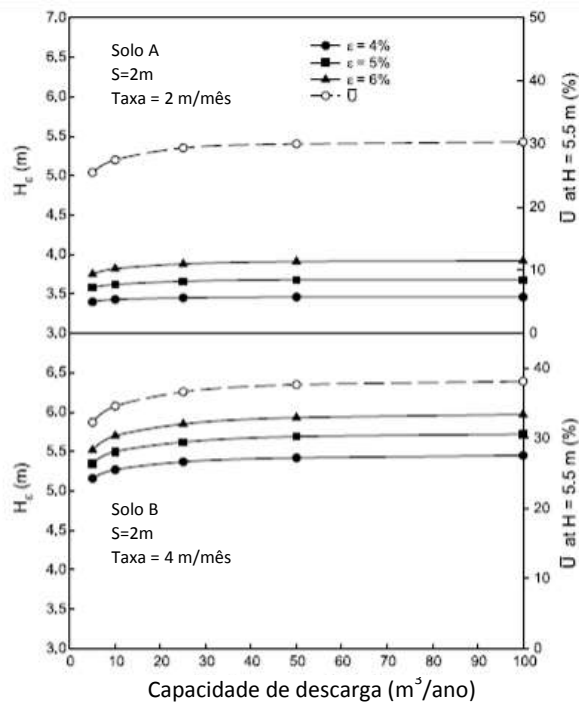


Figura 7.9.– Efeito da capacidade de descarga na estabilidade e adensamento ao final da construção (Li e Rowe 2001)

A construção do aterro em etapas também teve seu efeito estudado por Li e Rowe (2001). Foram simuladas as construções de aterros em 2 etapas para o solo A e B, com valores de rigidez de reforço variando entre $J = 250$ e $J = 2000$ kN/m.

Na primeira fase, os aterros reforçados foram construídos a uma altura de 2,0 m sobre o solo A a uma velocidade de 2 m/mês, e 3,5 m sobre o solo B a uma velocidade de 4 m/mês. O espaçamento entre drenos para ambos foi de $S = 2,0$ m.

A Figura 7.10 mostra a variação da altura máxima dos aterros em função da tensão mobilizada no reforço.

Para o solo A, o segundo estágio foi iniciado após quatro meses de adensamento após atingir grau de adensamento de 62%, segundo Li e Rowe.

Quando se compara as alturas líquidas máximas atingidas com dois estágios com as atingidas em um estágio, Figura 5.5, observa-se que o ganho médio na altura líquida foi de 64 cm. Por exemplo, sobre o solo A, para a construção em um estágio com tensão mobilizada de 100 kN/m e $\varepsilon = 5\%$, no caso de construção em um estágio a altura foi de aproximadamente 4,30 m e para dois estágios foi de 5,0 m. Foi justificado pelos autores que esse acréscimo pouco significativo na altura pode ter ocorrido devido a resistência do solo de fundação não estar totalmente mobilizada em consequência da limitação da tensão admissível no reforço.

Para o caso sobre o solo B, o ganho médio na altura foi de aproximadamente 100 cm, Para este caso, se o tempo de adensamento fosse maior, as alturas líquidas poderiam atingir valores consideravelmente maiores, como relatado por Li e Rowe (2001).

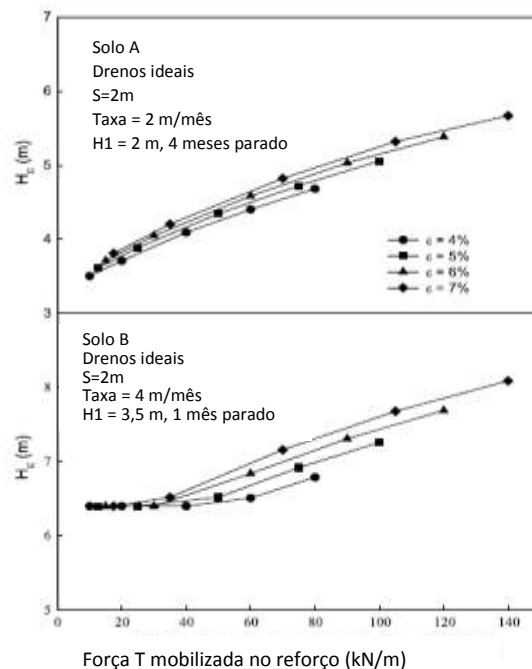


Figura 7.10.– Variação da altura máxima com força de tração mobilizada no reforço para 2 estágios de construção (Li e Rowe 2001).

Portanto, como alternativa à utilização de um reforço muito rígido para a construção de um aterro maior, uma possibilidade seria aumentar o tempo entre o primeiro e o segundo estágio de construção, para obter um ganho maior de resistência ao cisalhamento da fundação.

Uma conclusão importante que será verificada neste trabalho é que para se obter a máxima altura líquida em dois estágios, deve-se levar a construção do primeiro estágio até sua altura limite, e então deixar que aconteça o adensamento entre as etapas, assim o solo de fundação ganha a maior resistência possível no intervalo estipulado.

Além disso, o uso de reforço reduz o número de etapas de construção para uma sequência de várias etapas, segundo Li e Rowe (1999a).

Quando não é fixada a máxima tensão admissível do reforço, assumindo que ele não rompa, suportando grandes deformações, podemos verificar na Figura 7.11 que o ganho na altura líquida para o caso de dois estágios em relação a um estágio, realmente não foi muito significativo.

Observa-se também que até a altura do primeiro estágio, as tensões no reforço para todas as rigidezes são menores que 1%, crescendo rapidamente após superar essa altura, isso devido às altas deformações plásticas ocorridas no solo de fundação.

Para avaliar o adensamento e o conseqüente ganho de resistência ao cisalhamento durante a construção, Li e Rowe simularam dois aterros com altura $H = 4,41\text{m}$ e $6,48\text{m}$ sobre os solos A e B, respectivamente, e reforçados com reforço de $J = 2000\text{ kN/m}$ e tensão admissível $\varepsilon = 5\%$.

As médias da dissipação da pressão neutra no solo de fundação sob o centro do aterro ao final de construção foram de 31 e 40% para as alturas de $H = 4,41$ e $6,48\text{ m}$, respectivamente.

O contorno do aumento da resistência ao cisalhamento não drenada, ΔS_u , do solo de fundação durante a construção de ambos os aterros está apresentado na Figura 7.12.

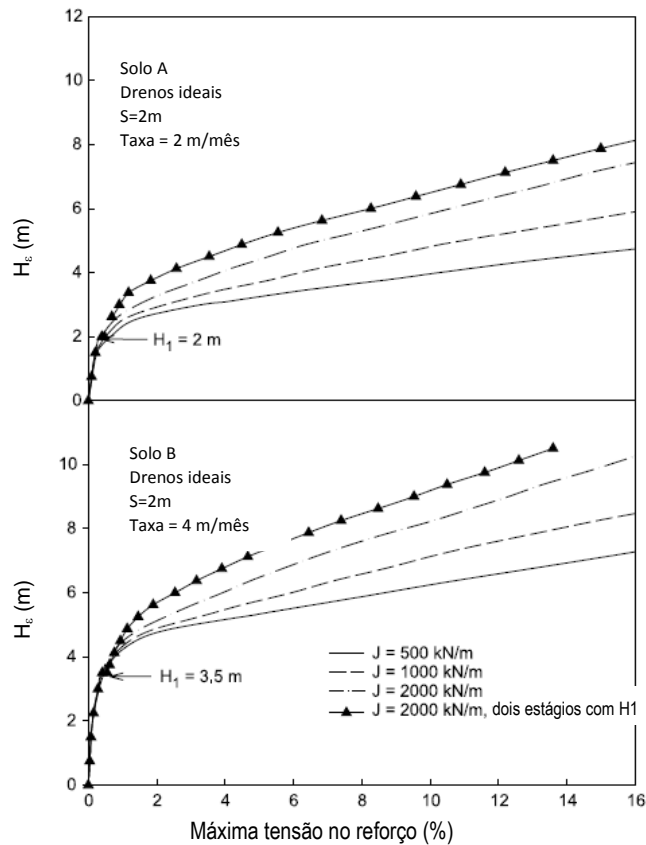


Figura 7.11. – Variação da máxima tensão no reforço com altura de preenchimento do aterro (Li e Rowe 2001).

A resistência ao cisalhamento não drenada S_u , foi calculada em cada ponto através da análise de elementos finitos baseado nas tensões efetivas ao final da construção.

Devido à presença dos PVDs, o aumento de resistência ao cisalhamento não drenada ΔS_u (isto é, S_u ao final da construção menos S_u inicial) foi bastante uniforme em toda a espessura da fundação, embora a resistência ao cisalhamento inicial não drenada aumentasse com profundidade.

Observa-se que o aumento da resistência ao cisalhamento do solo sob o centro de talude (5 kPa para o solo A e 11 kPa para o solo B) foi maior do que sob o talude do aterro.

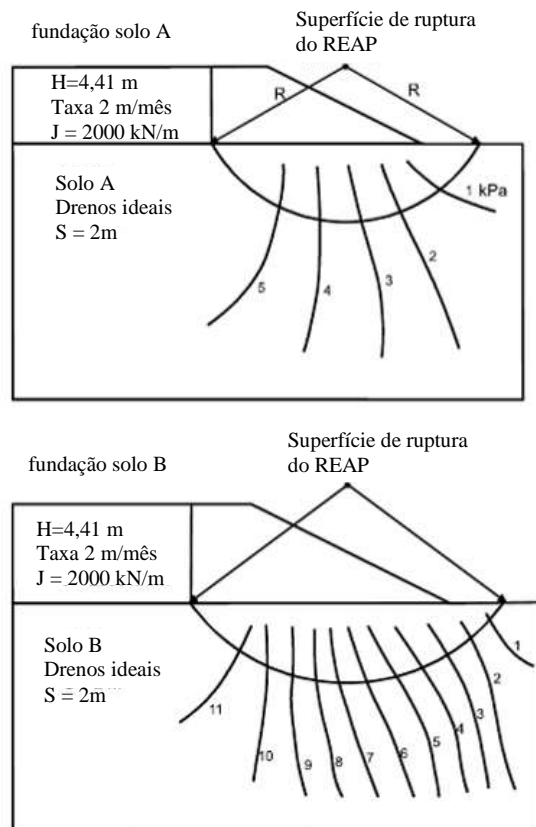


Figura 7.12. – Contorno do ganho de resistência ΔS_u (kPa) ao final da construção (Li e Rowe, 2001)

O comportamento do aterro ao longo do tempo após a construção foi outro tema estudado por Rowe e Li (2005) e Rowe e Taschakumthorn (2007) que apresentaram resultados do comportamento do reforço ao longo do tempo para solos de fundação viscosos sensíveis.

É sabido que os recalques nos aterros sobre solos moles continuam ocorrendo após o final da construção, seja pelo adensamento primário ou por fluência da argila.

Devido ao comportamento viscoplástico desses solos, aterros podem sofrer significativas deformações por escoamento pós-construção ou mesmo ruptura algum tempo depois da construção, quando o excesso de poro pressões aumenta ou permanece em um nível quase constante após a conclusão de construção (Crooks et al. 1984; Kabbaj et al. 1988; Keenan et al. 1986; Rowe et al. 1996).

Rowe et al. (1996) mostraram que, no aterro teste de Sackville substanciais deslocamentos verticais e horizontais foram registados, na ausência da dissipação da poro pressão durante os períodos com carga constante.

Kabbaj et al. (1988) resumiu um número de casos de aterro onde o excesso de poro pressão aumentou a um valor máximo, por vezes, após o final do construção que variaram de alguns dias para até 150 dias após a construção

A Figura 7.13 (Li e Rowe, 2005) mostra esse comportamento, onde o reforço continua a deformar até atingir a estabilização de tensão ou romper por deformação.

Rowe e Li (2005) mostraram na Figura 7.14 como ocorrem os deslocamentos verticais e horizontais no pé do talude após a construção.

Porém, de maneira não esperada, o que se verificou neste trabalho, para esse solo, ao final do período construtivo não houve acréscimo de tensão no reforço, conforme mostrado na Figura 7.15.

Verificando-se os deslocamentos verticais e horizontais no pé do talude, percebeu-se que não houve deslocamento significativo após a construção e para uma seção sob a crista do talude, houve apenas deslocamento vertical, como apresentado na Figura 7.16.

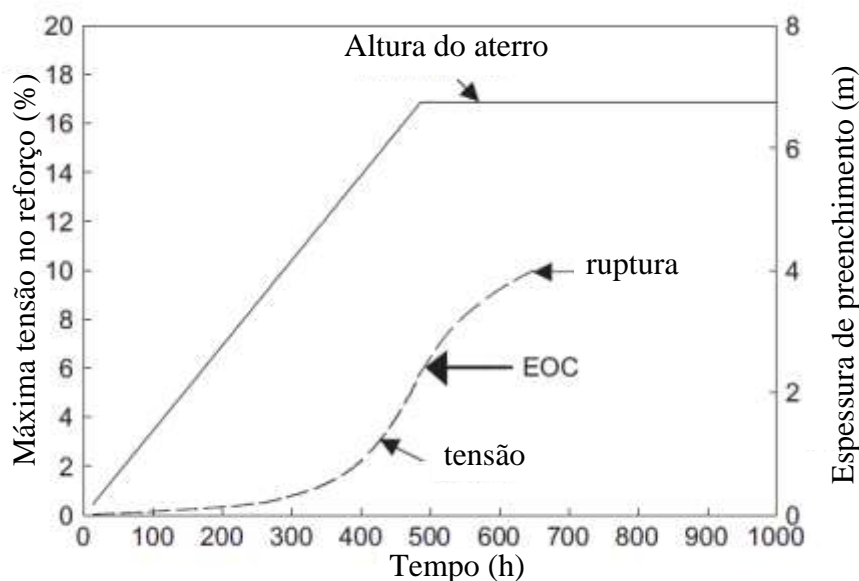


Figura 7.13.– Deformação no reforço após fim do período construtivo (Rowe e Li, 2005).

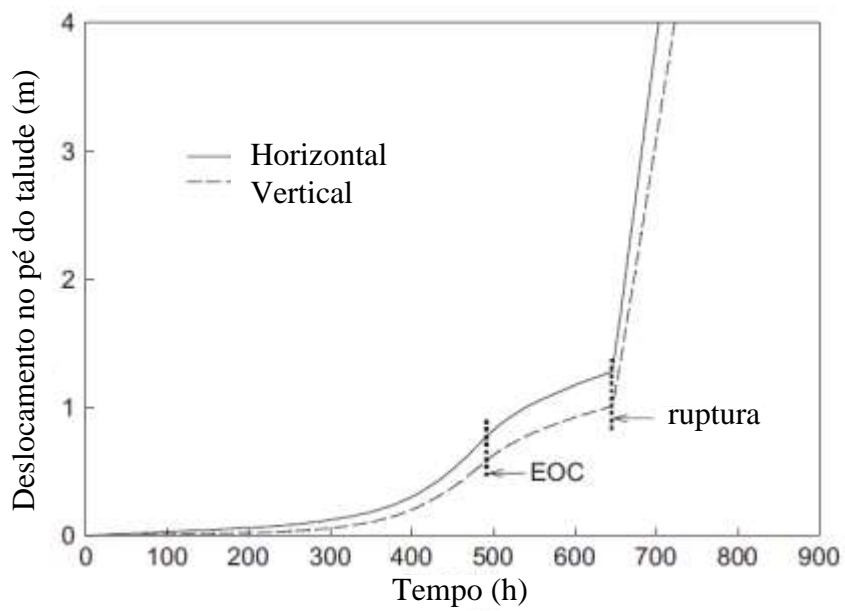


Figura 7.14.– Deslocamentos no pé do talude após fim do período construtivo (Rowe e Li, 2005).

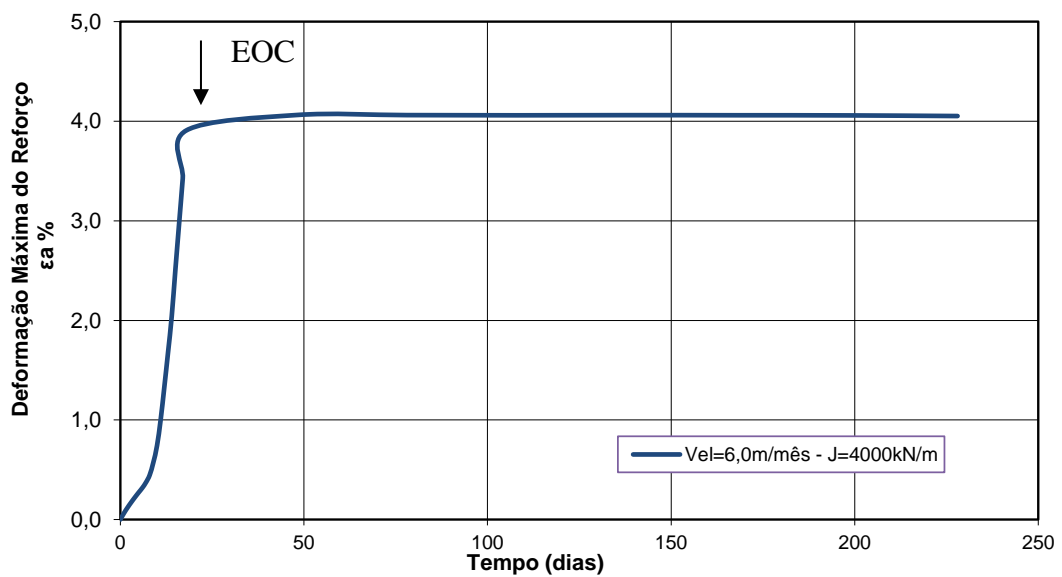


Figura 7.15. – Deformação do reforço ao final da construção

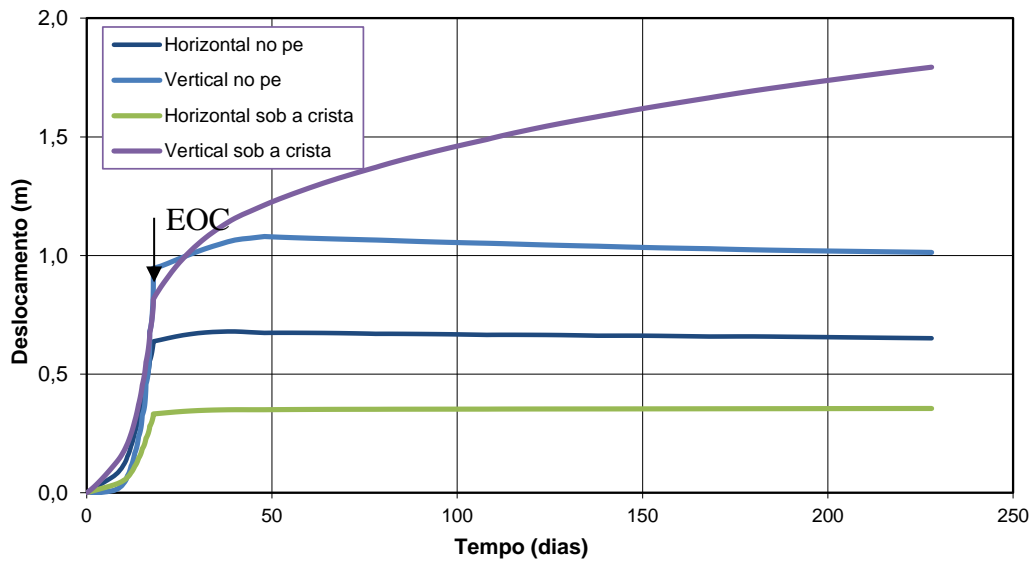


Figura 7.16. – Deslocamentos ao final da construção para aterro construído com velocidade de 6,0 m/mês e $J= 6000$ kN/m e espaçamento entre drenos de 2,0 m.

Esses resultados apresentados não podem ser generalizados e com isso, não foi possível concluir para esses casos a necessidade de se limitar a altura em função da deformação do reforço ao longo do tempo.

Os fatores que podem ter influenciado no resultado não esperado podem ser a não consideração do adensamento secundário e também a fluência do reforço.

7.3.2. Aterro simulado por Indraratna et al., 2005

Indraratna et al. (2005), modelou no programa ABAQUS, aterros instrumentados construídos em 1986 pelo departamento de transportes da Malásia. Foram ao todo construídos 15 aterros, conforme Figura 7.17, para estudar métodos de construção de aterros sobre solos moles.

Os aterros foram instrumentados com piezômetros, inclinômetros, placas de recalques, pinos de recalque e extensômetros magnéticos.

Indraratna et al. (2005) simulou dois desses aterros. O Aterro 1, sem nenhum tipo de melhoria do solo e o Aterro 14, com a instalação de drenos verticais pré-fabricados (DVPs) com espaçamentos de 1,30 m e malha triangular.

O modelo de cálculo utilizado na modelagem foi o modelo *Cam-Clay* para as camadas de argila.

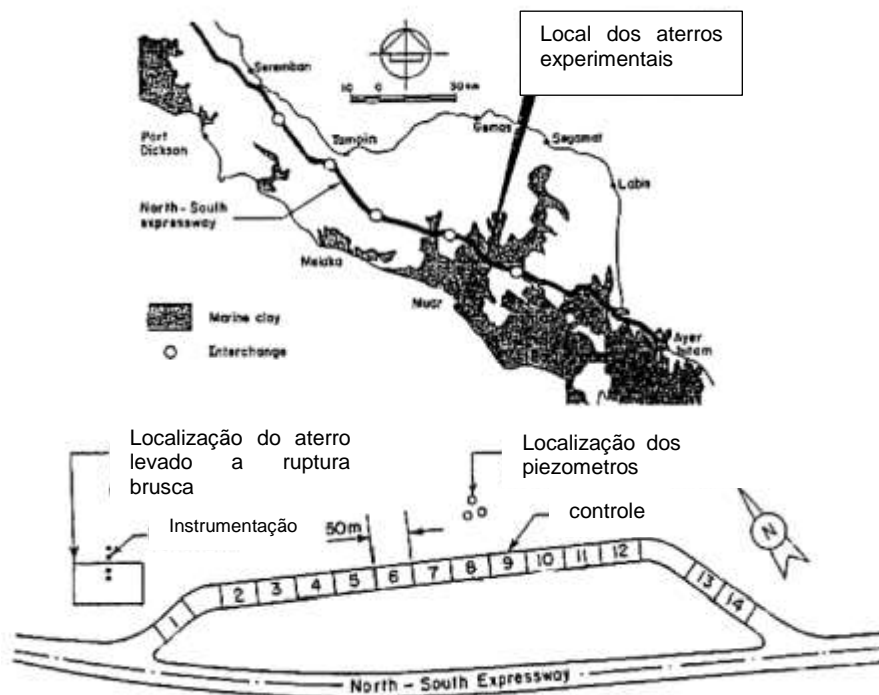


Figura 7.17. – Localização de alguns depósitos de argila na Malásia e localização dos aterros experimentais (Indraratna et al., 2005)

O material usado para construção do aterro, segundo Indraratna et al. (2005), tinha peso específico de $20,5 \text{ kN/m}^3$ e o aterro foi construído a uma velocidade constante de $0,4 \text{ m/semana}$.

A Figura 7.18 mostra uma seção transversal da estratigrafia do local, e instrumentação posicionada.

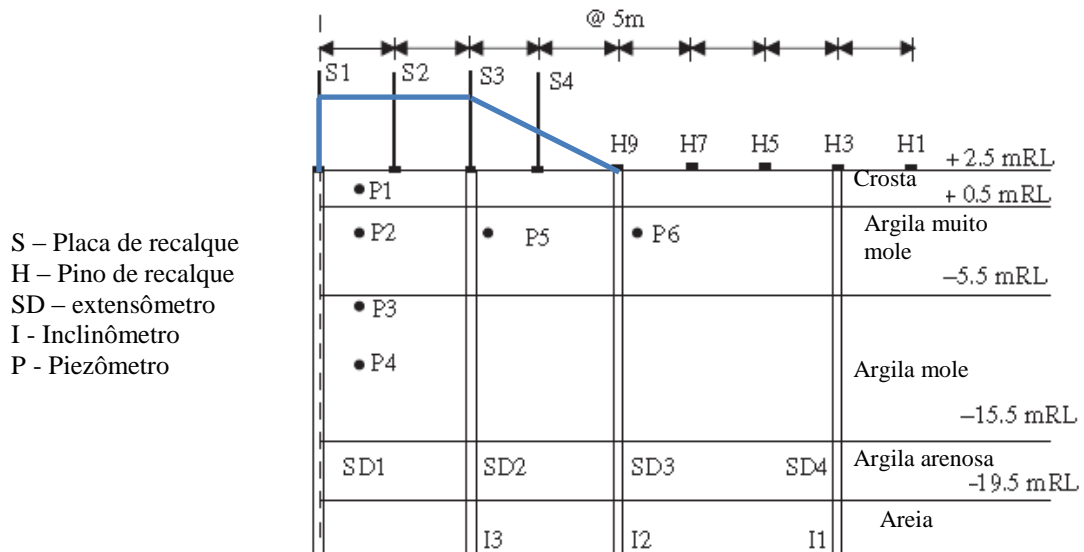
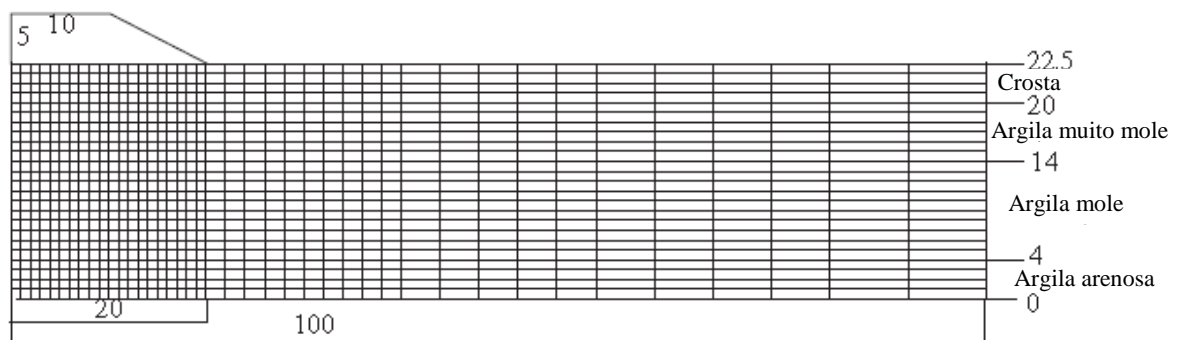


Figura 7.18. – Seção transversal do Aterro 1 (Indraratna et al., 2005)

A malha de elementos finitos, mostrada na Figura 7.19, teve um refinamento maior dos elementos na região do aterro, sendo menos refinada a medida que se afasta do aterro.



Unidades em metros

Figura 7.19. – Malha de elementos finitos utilizada para o Aterro 1 (Indraratna et al., 2005).

Na tabela 7.2., Indraratna et al. (2005), apresenta os valores e parâmetros utilizados no programa de elemento finitos, utilizando como critério de cálculo o modelo *Cam-Clay*.

Tabela 7.2. – Parâmetros utilizados na modelagem (Indraratna et al., 2005).

Profundidade (m)	κ	λ	e_{cs}	M	ν	γ_s (kN/m ³)	k_h (m/s)	K_v (m/s)
0-2,5	0,05	0,13	3,07	1,19	0,3	16,5	$1,5 \times 10^{-9}$	$0,6 \times 10^{-9}$
2,5-8,5	0,05	0,13	3,07	1,19	0,3	15,5	$1,5 \times 10^{-9}$	$0,6 \times 10^{-9}$
8,5-18,5	0,08	0,11	1,61	1,07	0,3	15,5	$1,1 \times 10^{-9}$	$0,8 \times 10^{-9}$
18,5-22,5	0,10	0,10	1,55	1,04	0,3	16,0	$1,1 \times 10^{-9}$	$0,8 \times 10^{-9}$

A variação do excesso de pressão neutra ao longo do eixo do aterro, o recalque superficial, e o deslocamento lateral a 10 m da linha de centro são traçados nas Figuras 7.20 a 7.22 para uma altura de construção de 5 m.

Tando o excesso de pressão neutra, como os recalques, apresentaram resultados na modelagem numérica bem próximos aos verificados em campo. Porém, o deslocamento lateral apresentou discrepância em relação ao lido em campo.

Como conhecido, uma das razões para essa discrepância, pode ser atribuída ao modelo *Cam-Clay*, que pode superestimar os deslocamentos laterais.

Os autores atribuem as diferenças a outros fatores incluindo a variabilidade de parâmetros do solo, o uso simplificado da lei de fluxo, o efeito da camada de crosta superficial mais rígida e o parâmetro λ , que influencia sensivelmente o deslocamento lateral.

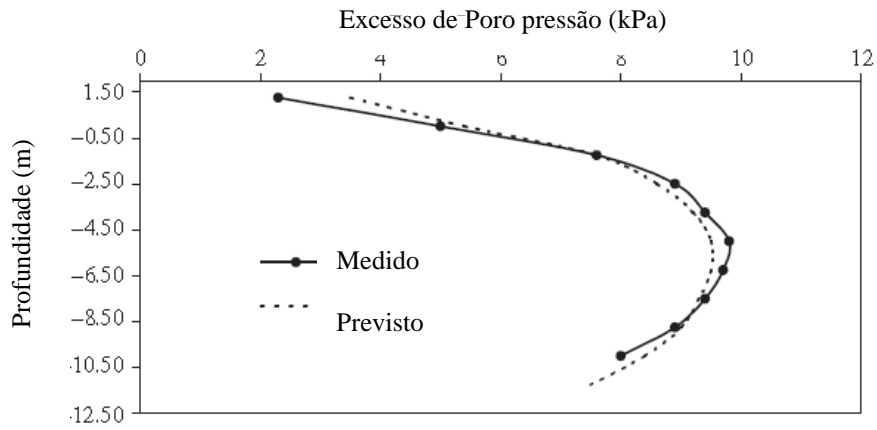


Figura 7.20. – Variação do excesso de poro pressão no sob o centro do aterro (Indraratna et al., 2005).

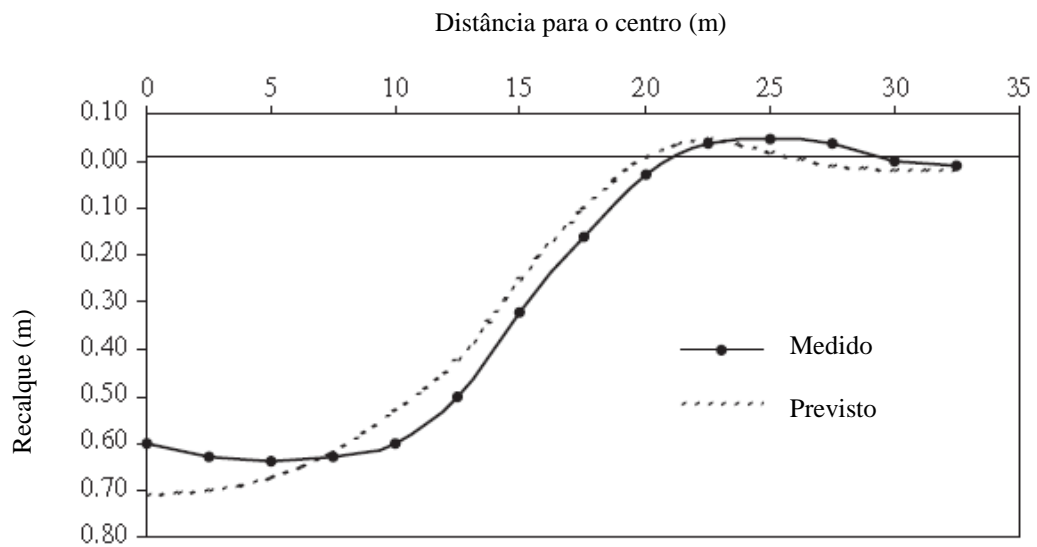


Figura 7.21. – Variação do recalque superficial (Indraratna et al., 2005).

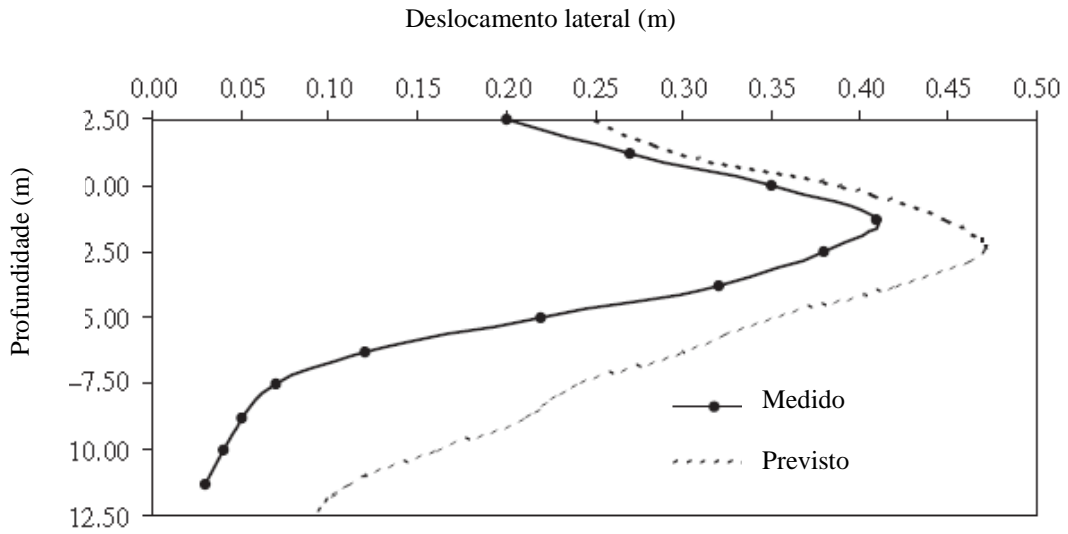


Figura 7.22. – Deslocamentos laterais a 10 m do centro do aterro (Indraratna et al., 2005).

O Aterro 14 apresentado na Figura 7.23 foi construído em duas etapas, a 1ª com duração de 14 dias, atingindo altura de 2,57 m e uma segunda etapa de construção após 90 dias atingindo altura máxima de 4,74 m, que foi executada em 24 dias.

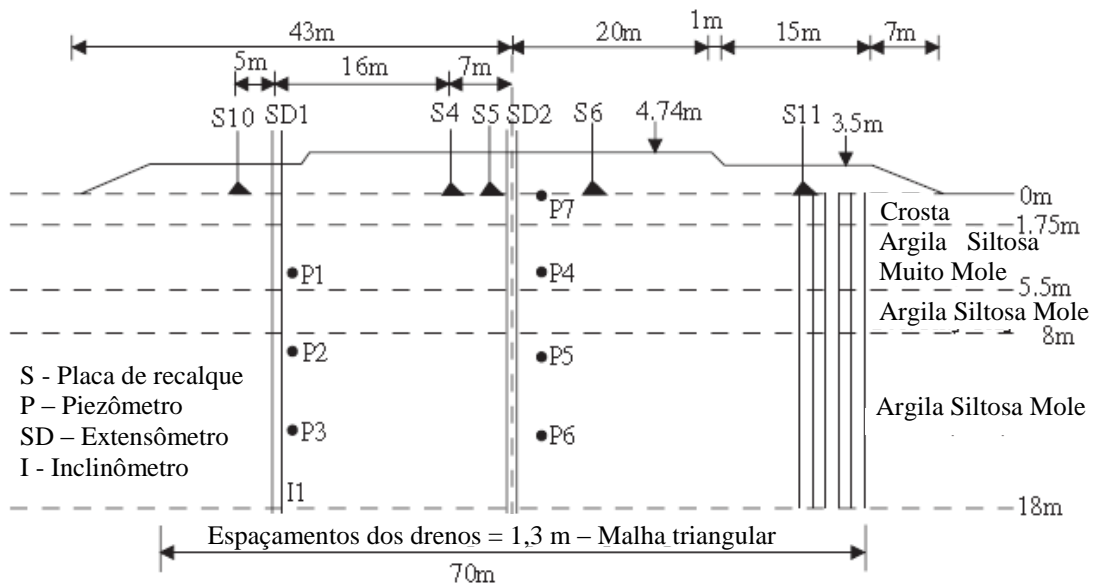


Figura 7.23. – Seção transversal com geometria do aterro 14 e instrumentação (Indraratna et al., 2005).

Com esse modelo, Indraratna et al. (2005) estudaram fatores que influenciam na eficiência da drenagem vertical como o efeito do amolgamento do solo e a resistência dos drenos, uma vez que os drenos tem comprimento total de 18 m.

O coeficiente de permeabilidade equivalente do dreno foi estimado em 5×10^{-4} m/s. Foi considerado um raio equivalente dos drenos de $r_w = 0,03$ m e um raio da zona de amolgamento $r_s = 0,15$ m.

Na modelagem, a camada de argila de 18,0 m de espessura, foi dividida em 4 sub-camadas, conforme visto na Figura 7.24.

Tabela 7.3. – Parâmetros utilizados na modelagem utilizando modelo de cálculo *Cam-Clay*

Profundidade (m)	κ	λ	e_{cs}	M	v	γ_s (kN/m ³)	Permeabilidade ($\times 10^{-9}$ m/s)			
							k_h	K'_h	k_{hp}	K'_{hp}
0-1,75	0,06	0,30	3,10	1,19	0,29	15,0	6,4	3,0	2,45	0,60
1,75-5,50	0,06	0,60	3,10	1,19	0,31	15,0	5,2	2,7	1,36	0,58
5,50-8,0	0,05	0,30	3,06	1,12	0,29	15,5	3,1	1,4	0,81	0,29
8,0-18-0	0,04	0,35	1,61	1,07	0,26	16,0	1,3	0,6	0,34	0,13

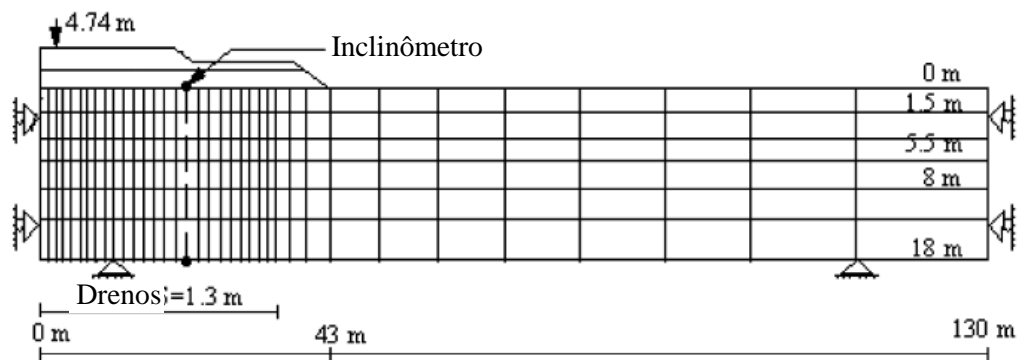


Figura 7.24. – Malha de elementos finitos do aterro 14 (Indraratna et al., 2005).

Os resultados apresentados na Figura 7.25, mostraram a influência do amolgamento causado pela instalação dos drenos, e como citado no item 3.4, para espaçamento menor que 2,0 m, essa influência do amolgamento é maior, resultando essa diferença entre a curva de drenos ideais e com a consideração do amolgamento. Quando é inserida a resistência dos drenos, vê-se que a influência é menor, porém, como citado por Li e Rowe (2001) essa influência pode ser atribuída ao comprimento dos drenos que são de 18,0 m.

Na Figura 7.26, está mostrado o excesso de pressão neutra ao longo do tempo. O comportamento é semelhante ao comportamento dos recalques no que diz respeito as influências dos fatores considerados. O amolgamento fez com que a pressão neutra dissipada ficasse muito longe em relação aos drenos ideais. Da mesma forma, a resistência dos drenos não tem praticamente influência nos resultados. Os autores relatam em seu trabalho que o piezômetro apresentou um mau funcionamento na segunda etapa de carregamento e, por esse motivo, há uma diferença nas curvas entre as leituras do piezômetro e a previsão da modelagem computacional.

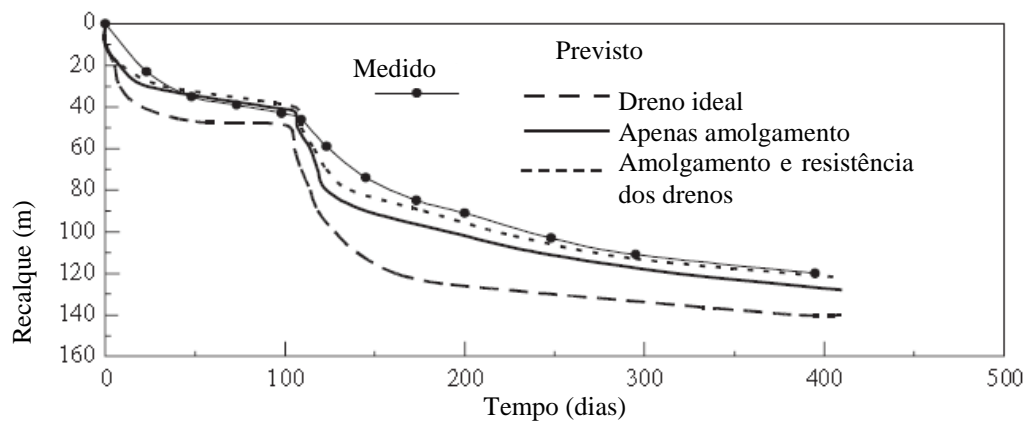


Figura 7.25. – Variação do recalque (Indraratna et al., 2005).

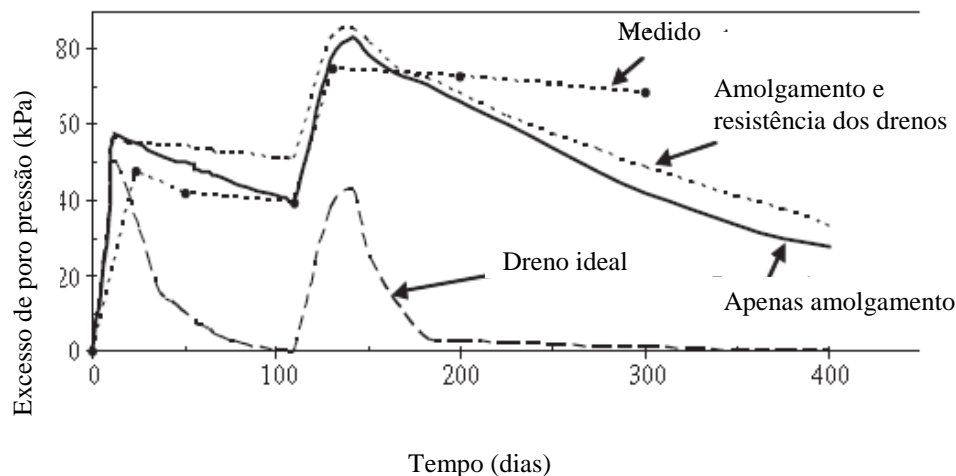


Figura 7.26.– Variação da pressão neutra (Indraratna et al., 2005).

7.3.3. Aterro simulado por Arulrajah (2005)

Arulrajah (2005) estudou aterros experimentais localizados na cidade de Changi em Singapura. O objetivo dos estudos era obter conhecimento do comportamento do solo local onde seriam construídas obras de expansão do Aeroporto Internacional de Changi.

Arulrajah (2005), analisou quatro aterros com características diferentes entre si. Três aterros foram construídos com utilização de drenos verticais, com variação no espaçamento adotado em cada um, e o aterro restante foi construído sem drenos. A malha dos drenos verticais foi sempre quadrada com espaçamentos de 2,0 m, 2,5 m e 3,0 m para cada um dos aterros. A Figura 7.27 mostra a área dos quatro aterros e o espaçamento dos drenos em cada um.

Os aterros foram instrumentados com placas de recalque superficiais, medidores de recalque profundos, piezômetros pneumáticos e de corda vibrante, e medidores de nível d'água.

Inicialmente foi lançado um aterro de conquista até a cota +4,0 m, em seguida instalaram-se os instrumentos de medição e, posteriormente, os drenos.

Após a instalação dos drenos foi lançada uma sobrecarga de 3,0 m de altura, atingindo-se a cota de +7,0 m. A leitura da instrumentação foi realizada até 32 meses após a colocação da sobrecarga, totalizando 42 meses de leituras.

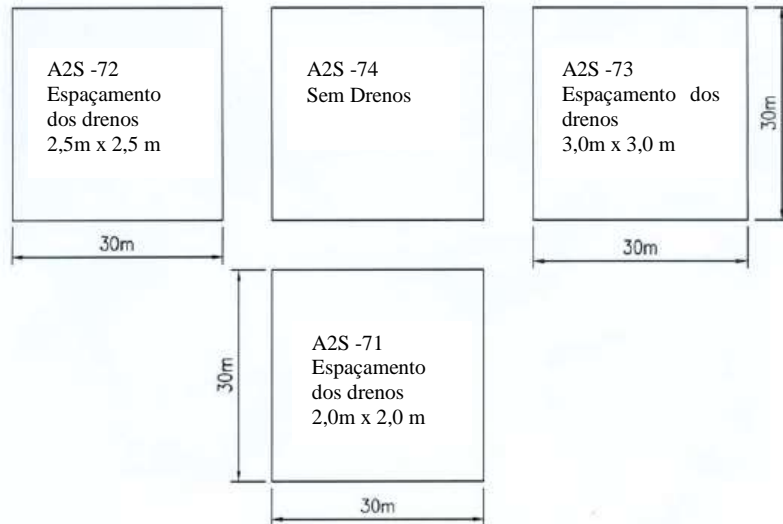


Figura 7.27. – Áreas de estudo dos aterros (Arulrajah, 2005)

A Figura 7.28 mostra o perfil geotécnico de três dos quatro aterros, onde se observa que a espessura de argila atinge valores em torno de 40 metros.

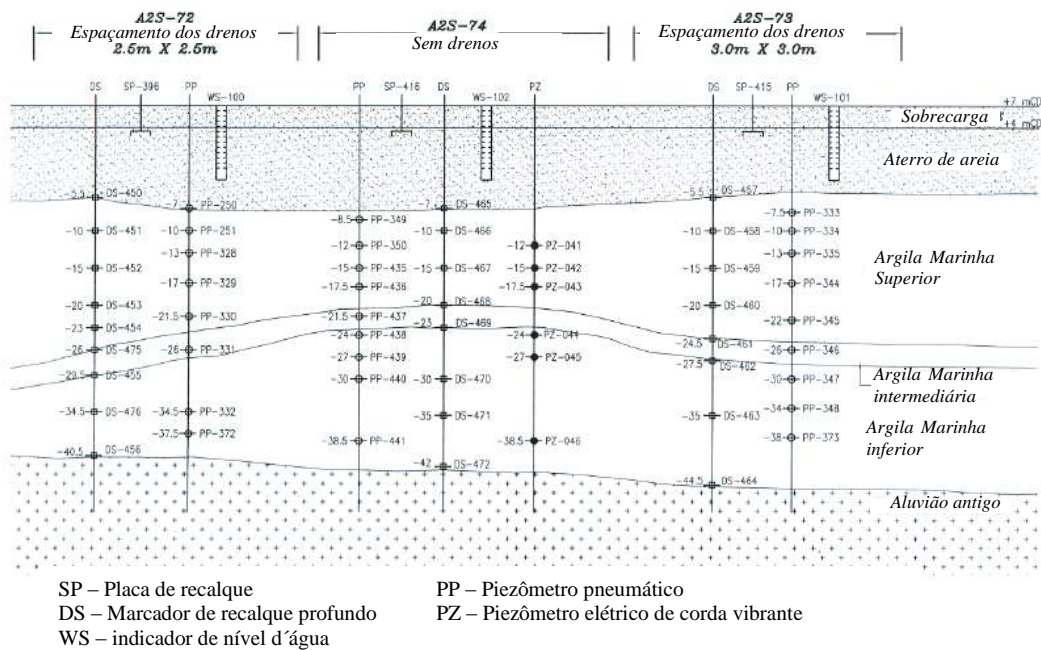


Figura 7.28. – Perfil geotécnico e instrumentação (Arulrajah, 2005)

Ao final desses 42 meses, 32 meses de aplicação da sobrecarga, verificou-se um grau de adensamento em torno de 90% para as áreas com espaçamentos entre drenos de 2,0 e 2,5 m, 80 % para a área com espaçamento de 3,0 m, e 37 % para a área sem drenos.

O autor usou o critério de ruptura de *Mohr-Coloumb* para simular o aterro arenoso e o modelo *Soft Soil* para as camadas de argilas compressíveis. O aterro foi construído em etapas, porém, essas etapas não estão indicadas em Arulrajah (2005). Os parâmetros dos solos utilizados para a modelagem são apresentados na Tabela 7.3 para o solo do aterro e Tabela 7.4 para o solo mole de fundação.

Na simulação do aterro, Arulrajah (2005) calculou a permeabilidade plana equivalente, levando em consideração o efeito de amolgamento do solo. A Figura 7.29 apresenta a seção utilizada no programa de cálculo.

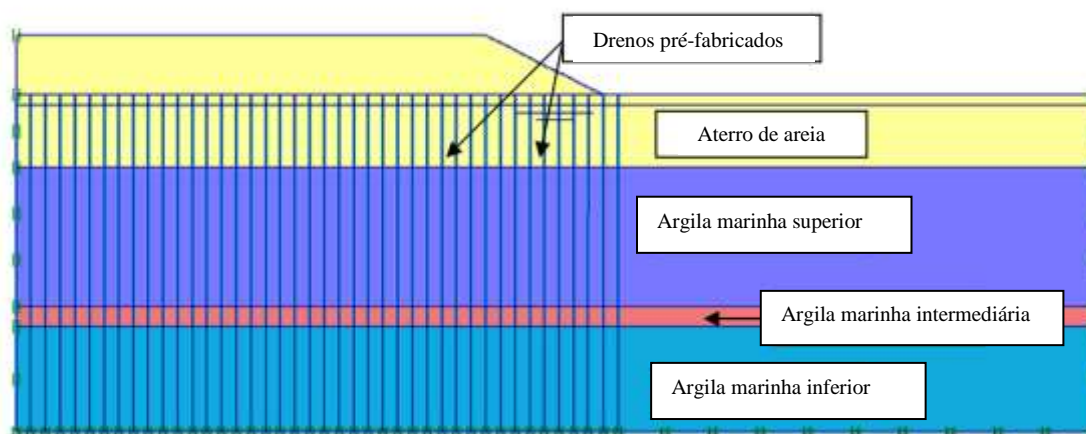


Figura 7.29. – Modelagem plana do aterro (Arulrajah, 2005)

A Figura 7.30 apresenta a curva tempo x recalque para os quatro aterros, comparando o valor obtido no programa de elementos finitos e os valores lidos em campo.

Observa-se que o autor obteve boa concordância entre os resultados obtidos nas modelagens, utilizando os modelos axissimétrico e plano, comparados aos valores obtidos em campo, através da instrumentação instalada.

Tabela 7.4. – Parâmetros de solo do aterro utilizados na modelagem do aterro (Arulrajah, 2005).

Mohr-Coulomb	Aterro de areia
tipo	drenado
γ_{unsat} (kN/m ³)	17,0
γ_{sat} (kN/m ³)	20,0
k_h (m/dia)	1,0
K_v (m/dia)	1,0
E_{ref} (kN/m ²)	13000,0
ν	0,3
G_{ref} (kN/m ²)	5000,0
E_{oad} (kN/m ²)	17500,0
c_{ref} (kN/m ²)	1,0
ϕ (°)	31,0
Ψ (°)	0,0

Tabela 7.5. – Parâmetros de solo de fundação utilizados na modelagem do aterro (Arulrajah, 2005).

Mohr-Coulomb	Argila superior	Argila intermediária	Argila Inferior
tipo	não drenado	não drenado	não drenado
γ_{unsat} (kN/m ³)	15,00	15,00	15,00
γ_{sat} (kN/m ³)	15,50	15,50	16,00
k_{hpl} (m/dia)	4,67E-06	1,10E-05	4,95E-06
K_v (m/dia)	2,34E-06	5,50E-06	2,48E-06
λ^*	0,15	0,06	0,17
κ^*	0,02	0,01	0,03
c (kN/m ²)	1,00	1,00	1,00
ϕ (°)	27,00	32,00	27,00
Ψ (°)	0,00	0,00	0,00
ν_{ur}	0,15	0,15	0,15
K_0^{nc}	0,55	0,47	0,55

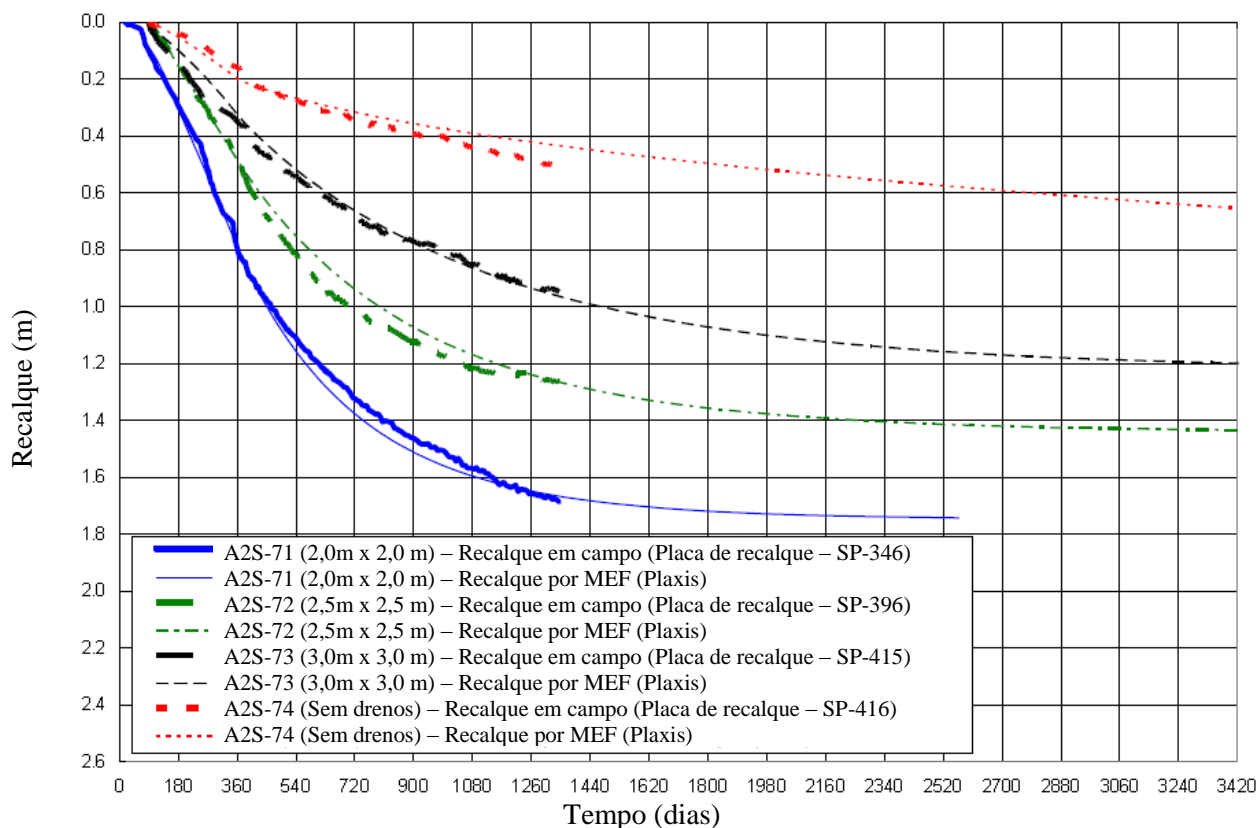


Figura 7.30. – Comparação entre curvas tempo x recalque numérica e experimental (Arulrajah, 2005).

7.4. Caso brasileiro de aterro reforçado e com utilização de drenos verticais, Oliveira (2006)

Oliveira (2006) apresentou a construção de três aterros experimentais reforçados sobre solo mole com uma camada superficial de areia, nomeados como AE1, AE2 e AE3.

Os aterros AE1 e AE2 foram aterros reforçados com geossintéticos, sendo que no aterro AE1 foram instalados drenos verticais também. O Aterro AE3 não apresentava reforço e drenos verticais, serviu como referência para o comportamento dos aterros.

Os três aterros foram construídos sobre camada superficial de areia que, segundo o autor, certamente influenciou na ordem de grandeza dos resultados medidos pela instrumentação geotécnica, principalmente diminuindo os

deslocamentos horizontais e forças mobilizadas pelo reforço, influenciando de modo significativo na altura de ruptura dos aterros, permitindo atingir maiores alturas.

A espessura da camada de areia superficial sob o aterro AE1 era de aproximadamente 1,7 m.

A geometria dos aterros foi a mesma, seção transversal com 20,0 m, longitudinal com 30,0 m e taludes com mesma inclinação para os quatro lados, conforme esquema da Figura 7.32. e seção transversal na Figura 7.33.

A altura máxima prevista por Oliveira (2006), para que os aterros experimentais atingissem a ruptura se situou em torno de 3,0 m, segundo análises de estabilidade através dos métodos de equilíbrio limite.

O reforço utilizado nos aterros AE1 e AE2 era de tecido de poliéster com resistência nominal de 200 kN/m na direção principal e 45 kN/m na direção secundária. O módulo de rigidez do reforço na direção principal para de formação admissível de 5% é de $J = 1700 \text{ kN/m}$.

Os drenos utilizados no aterro AE1 tinham dimensões de 5 mm de espessura e 10 cm de largura.

O espaçamento utilizado pelo autor para os drenos foi de 1,3 m em malha triangular.

A espessura da camada mole onde foi construído o aterro experimental AE1, era de 8,2 m, com resistência não drenada conforme gráfico da Figura 7.31.

As camadas de argila mole para os três aterros experimentais encontravam-se em adensamento e, portanto, com razão de sobre-adensamento igual a 1,0 ($OCR = 1,0$).

Os coeficientes de adensamento adotados por Oliveira (2006) foram, vertical $3,5 \times 10^{-8} \text{ m/s}^2$ e horizontal $5,8 \times 10^{-8} \text{ m/s}^2$.

A construção dos aterros experimentais propriamente ditos, ou seja, a elevação da terraplenagem, se iniciou após 6 meses os aterros terem permanecido apenas com as camadas iniciais.

A taxa de construção era de 0,30 m por dia, alternando-se os aterros na execução das camadas, a taxa por aterro era de 0,30 m a cada 3 dias, ou 0,10 m por dia.

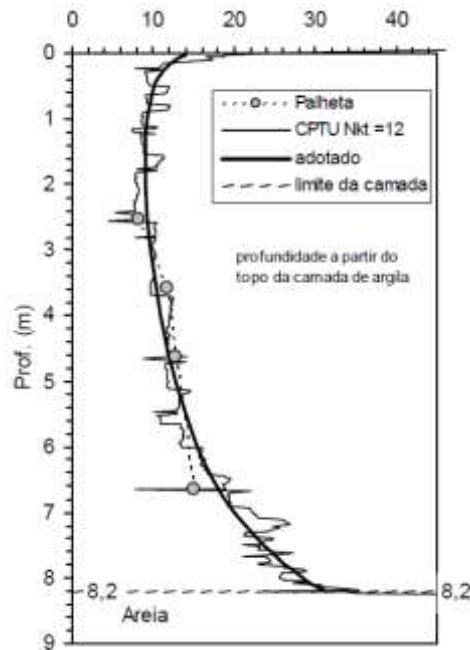


Figura 7.31.– Resultados dos ensaios de campo para o aterro AE1 e S_u adotado (Oliveira, 2006).

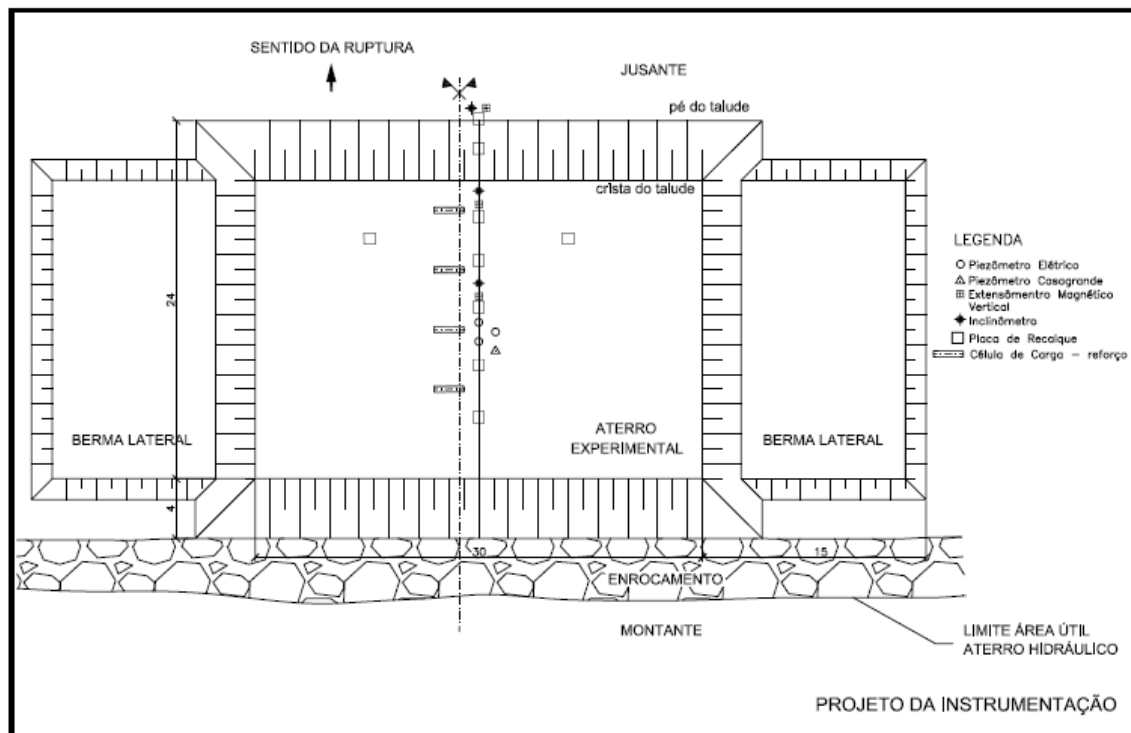


Figura 7.32.– Planta esquemática da geometria dos aterros (Oliveira, 2006).
(dimensão em metros)

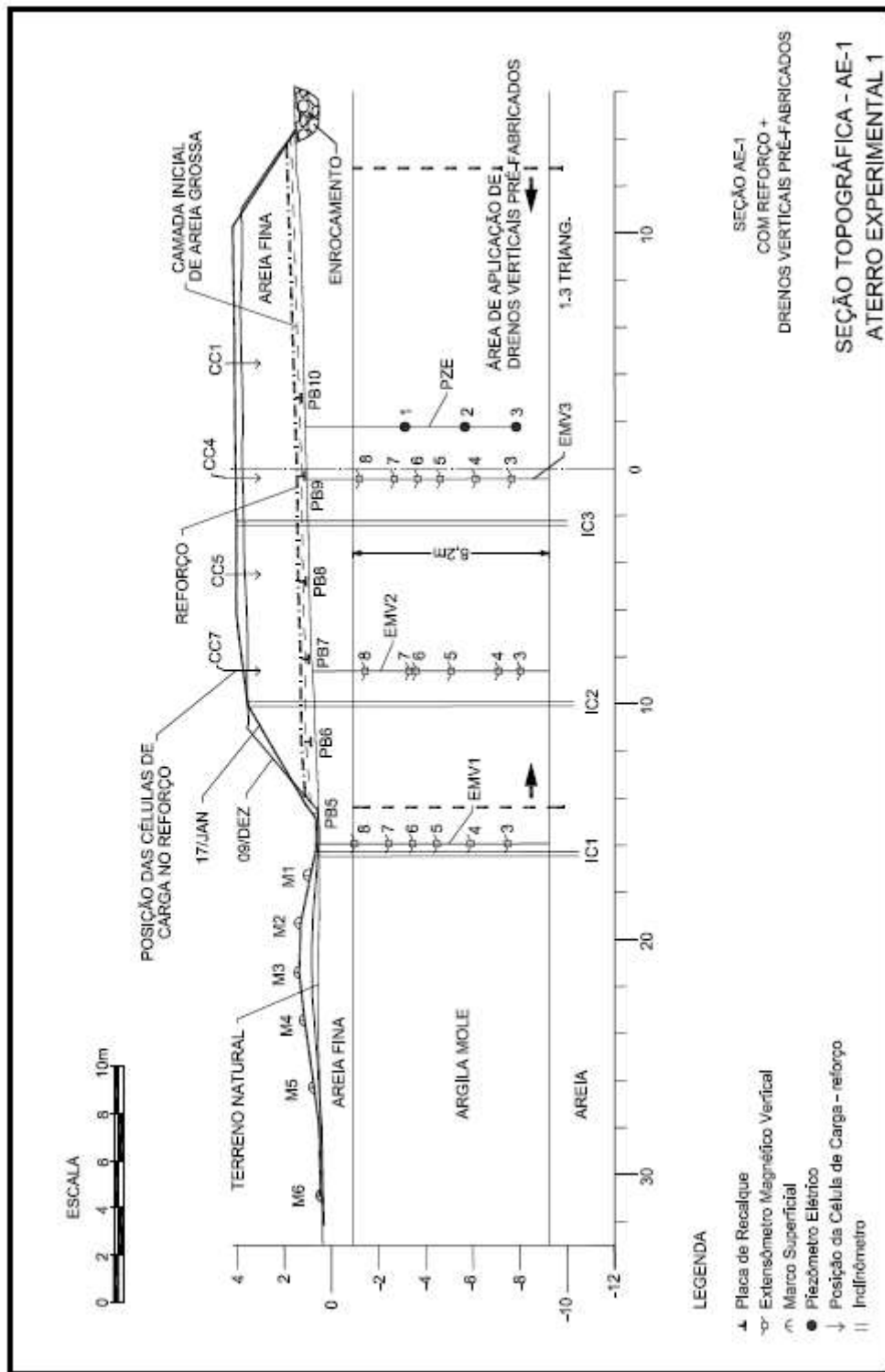


Figura 7.33.– Seção transversal da configuração final do aterro AE1 (Oliveira, 2006).

Os primeiros sinais de ruptura se deram aproximadamente 2 meses após o início da elevação dos aterros, sendo que nesse período houve diminuição da taxa de construção devido a problemas surgidos durante os trabalhos, com o aparecimento de pequenas fissuras nas bermas dos aterros AE1 e AE2.

Após a colocação da décima camada, que equivaleria a 3,0 m de elevação do aterro, no aterro AE1 apareceram 2 trincas em toda extensão da superfície do aterro, sendo que a observação no campo levou a conclusão de que o estado limite de utilização havia sido atingido.

Outra observação feita pelo autor, é que apesar das trincas marcantes, o aterro não apresentou desníveis abruptos significativos, concluindo que os reforços se mantiveram íntegros mesmo com a ruptura da fundação.

Foi verificado também que ao longo da construção dos aterros, o aterro AE1 havia sofrido recalques muito mais acentuados que o AE2, porém, após a execução da décima camada de ambos, responsável pela trinca de ambos, a altura útil era muito semelhante entre eles, o que indicava que a espessura de construção do AE1 na ruptura era superior a do AE2.

O aterro AE3, rompeu de forma brusca após a execução da décima terceira camada.

Os recalques do aterro experimental AE1, estão apresentados na Figura 7.34.

As linhas verticais indicam as data onde foram verificados os incrementos de deslocamentos e os trincamentos superficiais.

As leituras das placas de recalque indicaram que a espessura média do aterro ao final da oitava camada correspondia a 3,38 m, ou seja, a última leitura em que se considera que o aterro estava estável, antes do início da ruptura por plastificação do solo de fundação.

O recalque nesta etapa era de 0,48 m, sendo que na décima camada o recalque medido foi de 0,68 m e a espessura correspondente lida foi de 4,03 m.

Como o autor decidiu continuar a elevação dos aterros, além da décima camada, chegando a décima segunda camada, as leituras nesse instante

mostraram grandes deslocamentos, os recalques chegaram a 1,15 m para uma espessura média de 5,01 m.

Os resultados apresentados pelos marcos superficiais confirmaram o momento onde começou a ocorrer a ruptura por plastificação como apresentado na Figura 7.35.

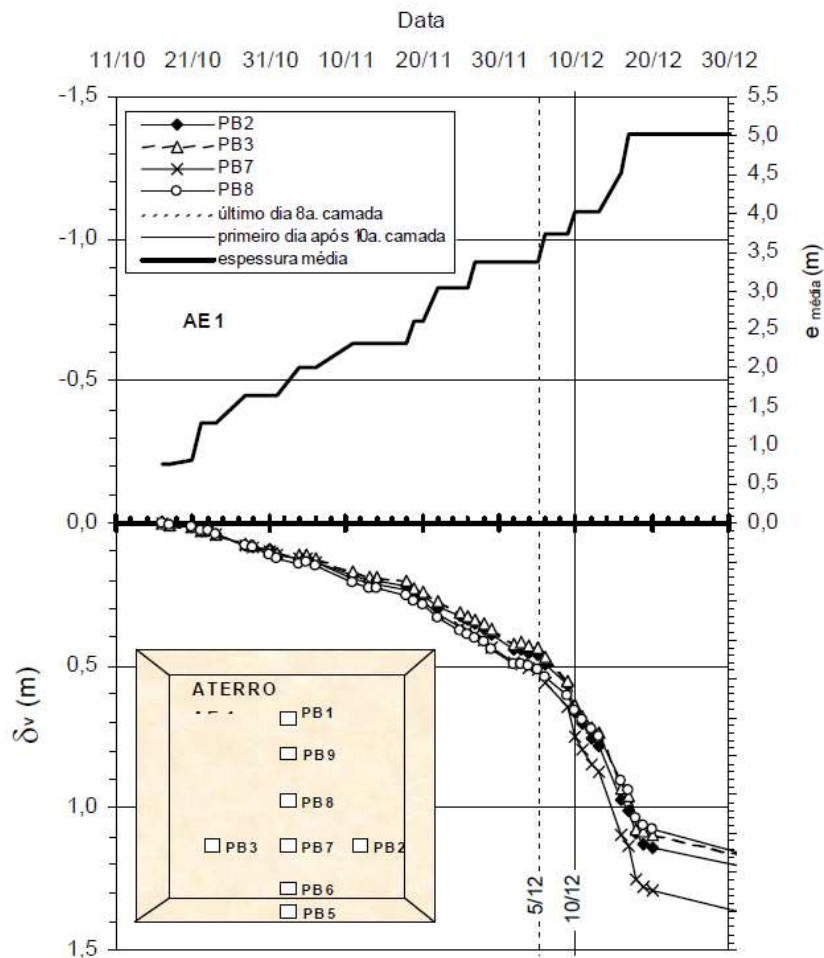


Figura 7.34.– Recalques x data x espessura do aterro - Aterro AE1 (Oliveira, 2006).

Os deslocamentos verticais apresentados na Figura 7.36, mostram a evolução e aumentos dos deslocamentos a cada nova elevação do aterro, ficando evidente que após a décima camada, início da ruptura, com a colocação da décima primeira e décima segunda camadas, o incremento no valor do recalque foi aumentado significativamente.

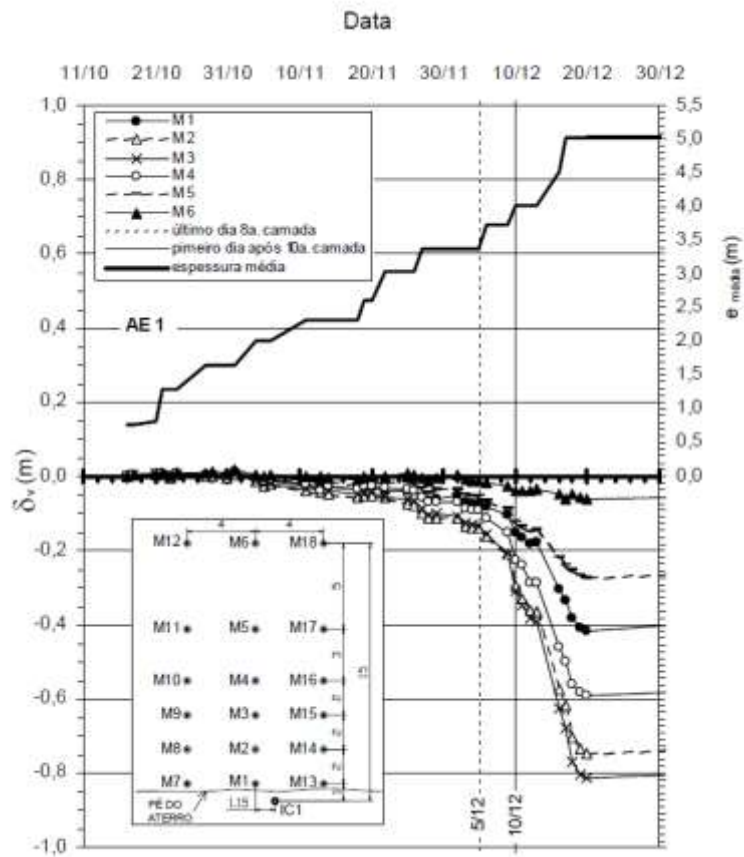


Figura 7.35.– Deslocamentos dos marcos superficiais x data x espessura do aterro - Aterro AE1 (Oliveira, 2006).

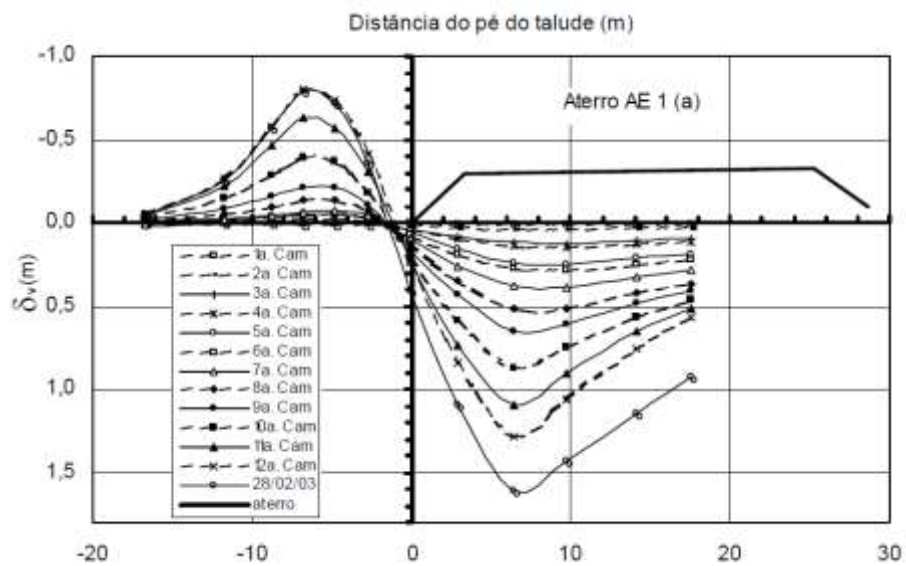


Figura 7.36.– Deslocamentos verticais sob e a frente do aterro AE1 (Oliveira, 2006).

Os deslocamentos horizontais foram apresentados pelo autor na seção transversal, Figura 7.37, e mostram também, claramente a evolução e aumento dos deslocamentos fase a fase durante a elevação do aterro.

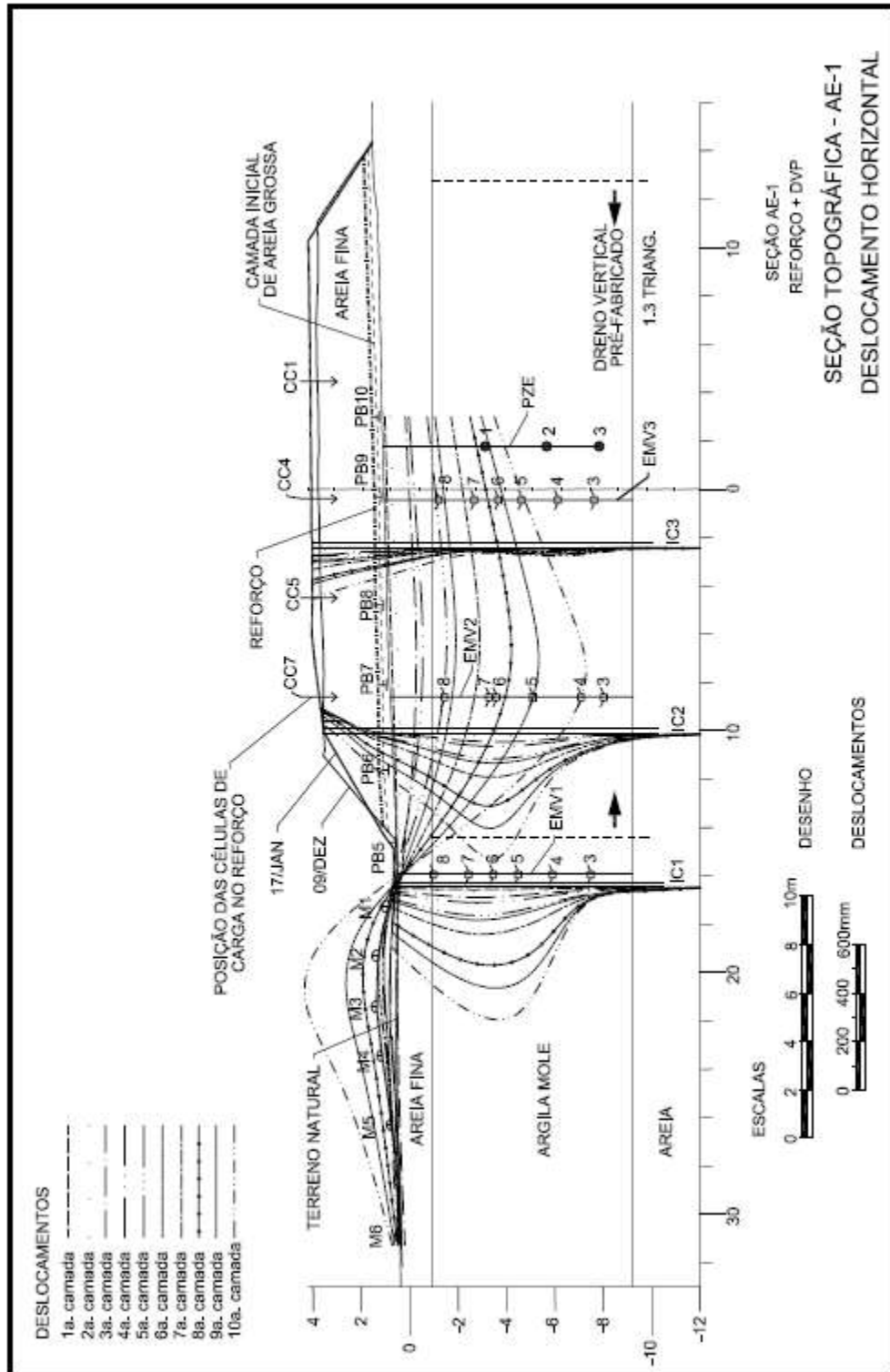


Figura 7.37.– Deslocamentos horizontais do aterro AE1 (Oliveira, 2006).

A Figura 7.38, apresenta os máximos esforços de tração medidos nos reforços nos aterros experimentais AE1 e AE2.

Pode-se ver que os esforços são semelhantes para os dois aterros, mostrando não haver grande influência na existência de drenos ou não na fundação.

Observa-se que os valores de tração aumentam próximo da ruptura.

Em artigo posterior Oliveira et al. (2010), concluíram na pesquisa, que a importância da camada superficial de areia existente nos dois aterros foi maior que a contribuição do reforço.

A camada superficial restringiu os movimentos laterais da fundação e a mobilização do reforço.

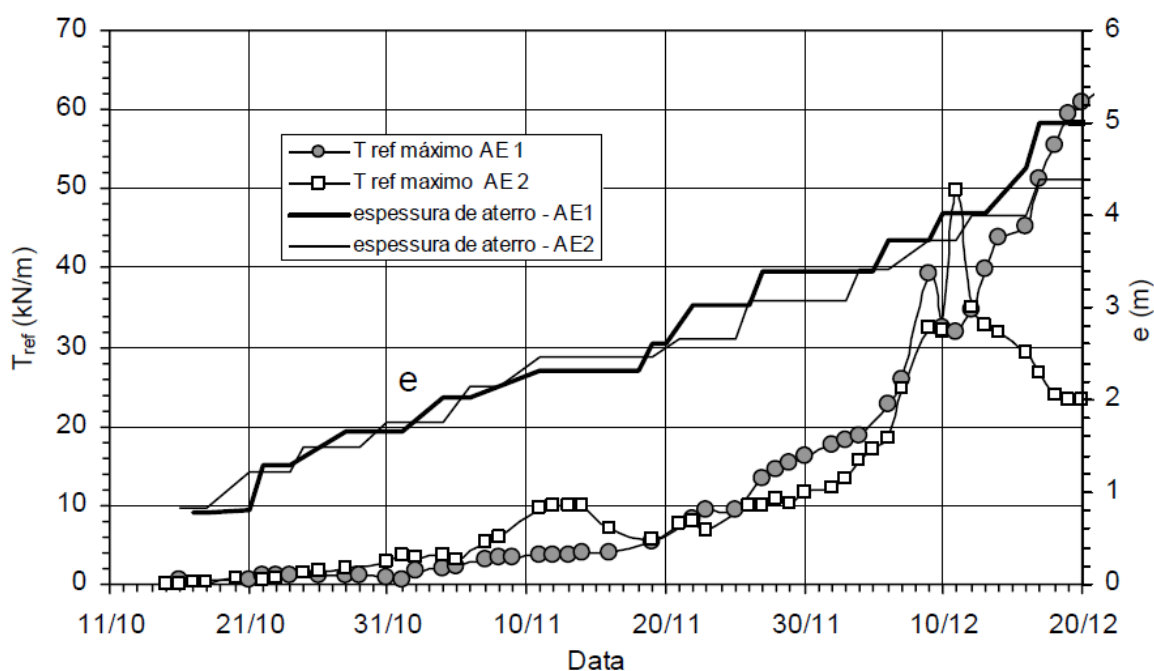


Figura 7.38.– Esforços de tração máximos medidos nos reforços ao longo do tempo de construção (Oliveira, 2006).

8. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM ATERRO REFORÇADO COM UTILIZAÇÃO DE DRENOS VERTICAIS ATRAVÉS DE ELEMENTOS FINITOS

8.1. Introdução

Neste capítulo, serão apresentados e discutidos os resultados das análises paramétricas. Serão analisados no comportamento do aterro sobre solo mole a influência de variáveis como a rigidez do reforço, espaçamento dos drenos verticais, velocidade de construção do aterro e etapas de construção do aterro como principais variáveis.

Com os resultados das análises pretende-se chegar a um modelo de cálculo que permita a determinação de deformação do reforço para uma determinada altura de aterro requerida e, portanto, definir a rigidez do reforço a ser utilizada na construção da obra em função da velocidade de construção e espaçamento dos drenos.

8.2. Calibração do modelo

Para validar a metodologia que foi adotada nessa pesquisa, reproduziram-se as simulações Li & Rowe (2001) apresentadas no item 7.3.1.

Na Figura 8.1 está mostrada a seção típica do aterro reforçado combinado com o uso de drenos verticais pré-fabricados que foi usado nas análises. A seção apresenta espessura da camada de argila $D = 15$ m e inclinação do talude em 1H: 2V.

Para simular o processo de construção do aterro, a análise foi feita em estágios, representando cada um o carregamento de uma camada de 0,375 m de altura do material de aterro com peso específico de 20 kN/m^3 , ângulo de atrito de 37° e coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$.

Os espaçamentos (B) estudados pelos autores para os drenos verticais pré-fabricados foram os seguintes: $B = 1$ m, 2 m e 3 m. Estes valores são

equivalentes aos espaçamentos de 1,07 m, 2,14 m e 3,21 m, respectivamente, para uma malha triangular padrão. Os drenos pré-fabricados considerados apresentam seção transversal típica de 100 mm x 4 mm, onde seu diâmetro equivalente d_w é igual a 66 mm (Kjellman, 1948).

Para esta calibração foi adaptado o espaçamento de 2,0 m. Li & Rowe (2001) modelaram o comportamento do aterro com variação do módulo de deformações através do modelo elástico hiperbólico do Janbu (1963). O reforço estudado tem rigidez J variando de 250 a 2000 kN/m. A interface solo reforço foi considerada com a resistência do solo de fundação pelos autores.

O solo de fundação utilizado nos estudos de Li & Rowe (2001) apresenta os seguintes parâmetros conforme Tabela 8.1.

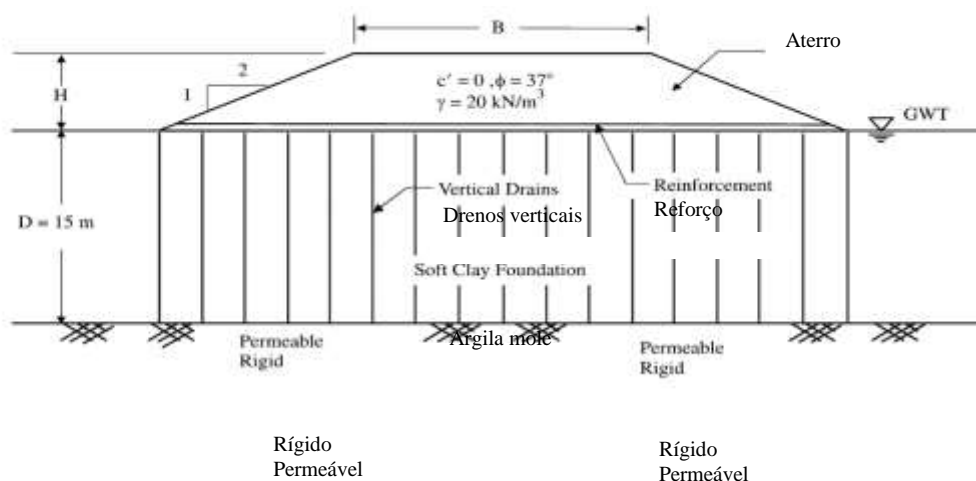


Figura 8.1. – Geometria do aterro Li & Rowe (2001).

A análise pelo MEF foi realizada com o programa PLAXIS 8.2. 2D. Foi considerado estado plano de deformação, com uma malha de 15 nós triangular de deformação linear plástica. A malha foi definida com impedimento aos deslocamentos na direção horizontal nas fronteiras laterais e deslocamentos horizontais e verticais impedidos na fronteira inferior.

A comparação entre os resultados está apresentada na Figura 8.2. Nessa Figura podem-se comparar os valores obtidos nessa pesquisa com aqueles obtidos por Li & Rowe (2001).

Comprovou-se que a medida em que se aumenta a rigidez do reforço, a altura de ruptura também aumenta. Nos resultados da calibração, mostrados na Figura 8.2, pode-se observar uma aproximação dos valores nas curvas geradas por Rowe (2001) com as obtidas pelo PLAXIS 8.2. 2D. O gráfico apresenta resultados de altura líquida para condição de drenos ideais, não considerada a resistência dos drenos, a um espaçamento de 2,0 m em malha triangular com o aterro construído a uma velocidade de 2,0 m/mês. O reforço teve sua rigidez variada entre $J = 250$ kN/m e $J = 2000$ kN/m, incluindo-se também o caso de aterro não reforçado.

Tabela 8.1.– Parâmetros do solo utilizado (Li & Rowe, 2001).

Envoltória de ruptura, $M^*_{N/A}$	0,874
Ângulo de atrito ($^\circ$) (normalmente adensado)	27
Envoltória de ruptura, $M^*_{S/A}$	0,63
Coesão para argila sobreadensada, c_k (kPa)*	2,7-4,7
Índice de compressão, λ	0,3
Índice de recompressão, κ	0,03
Coeficiente de empuxo em repouso, K'_0	0,6
Coeficiente de poisson, ν	0,35
Peso específico (kN/m^3)	15,2
Permeabilidade, k_{v0} (m/s)	1×10^{-9}
Índice de vazios, e_0	2,5
Índice de mudança de permeabilidade, C_k	0,5
Relação permeabilidade horizontal e vertical, k_h/k_v	3

A altura líquida apresentada por Li & Rowe (2001) para o aterro não reforçado foi de aproximadamente 2,40 m enquanto que a obtida neste trabalho foi de 2,21 m. Para os aterros reforçados, as curvas de altura líquida vs espessura de preenchimento do aterro se aproximaram com maior precisão.

As pequenas diferenças observadas nas curvas da Figura 8.2 podem ter ocorrido devido à diferença entre os programas de cálculo utilizados, bem como ao refinamento, considerado por cada estudo, das malhas dos elementos.

Com a boa concordância apresentada, considerou-se validada a metodologia, a qual será aplicada no trabalho.

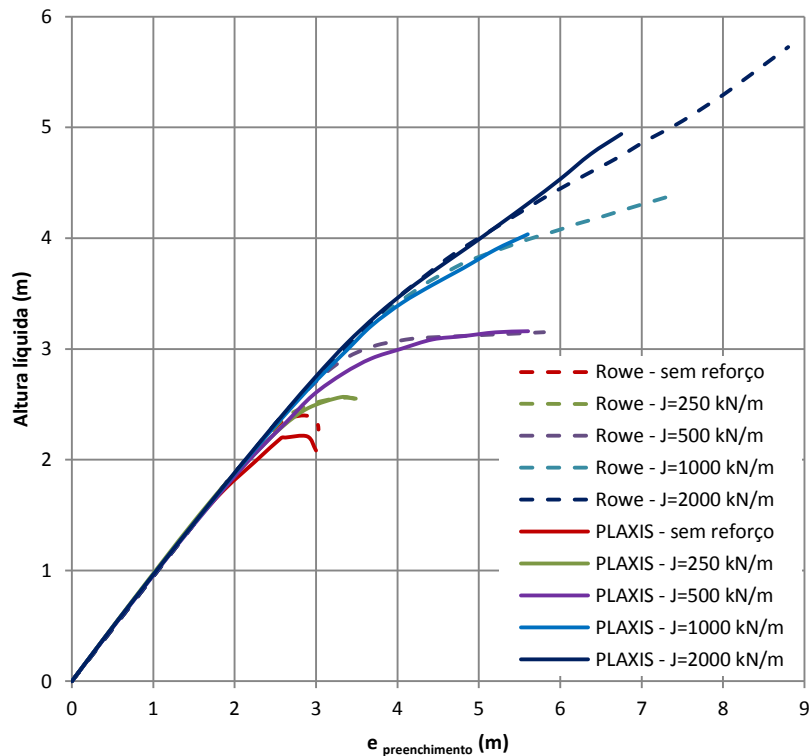


Figura 8.2. – Variação da altura líquida L_i & Rowe (2001) comparadas com curvas obtidas no PLAXIS.

8.3. Geometria e parâmetros para a modelagem do aterro

Nesse trabalho foram modelados aterros para diversas velocidades de construção entre 0,5 m/mês e 6,0 m/mês, com variação da rigidez do reforço entre aterro não reforçado e $J= 6000$ kN/m, com drenos espaçados, em malha quadrada, de $B=1,0$ m, $B=2,0$ m e $B=3,0$ m. O aterro foi alteado em camadas de 0,20 m de espessura. O material do aterro tem como parâmetros e peso específico de 20 kN/m³, ângulo de atrito de 30° e o coeficiente de *Poisson* $\nu = 0,3$ e módulo de elasticidade $E= 10000$ kPa.

A seção transversal apresenta 20 m de espessura da camada de solo mole e inclinação do talude em 1 : 2. A seção transversal está apresentada na Figura 8.3.

O solo de fundação foi modelado utilizando critério “*soft-soil*” do programa PLAXIS 8.2.

Os parâmetros utilizados para o solo mole foram baseados nas argilas SFL de Santos (Massad, 1999) conforme tabelas 2.1 e 2.2. O peso específico do solo de fundação adotado no modelo foi de 15,0 kN/m³, o índice de vazios foi considerado constante, sendo $e_0 = 2,5$, parâmetro $C_c/(1+e_0) = 0,43$ e $C_s/C_c = 10\%$.

Os valores de C_c e C_s são respectivamente 1,505 e 0,1505, que são transformados nos parâmetros λ^* e κ^* por meio das seguintes equações:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,303(1+e_0)} \quad (8.1)$$

$$\kappa^* = \frac{2C_s}{2,303(1+e_0)} \quad (8.2)$$

A tensão de pré-adensamento desse solo é governada pela equação σ'_{vm} (kPa) = 20 + 5z, pertencente ao solo de Cubatão segundo Massad (1999). No programa de cálculo foi fornecido como dado de entrada que existiu sobre a camada mole uma sobre carga de 20 kN/m².

Para este trabalho foi adotada a mudança de geometria como forma de equivalência ao espaçamento entre os drenos de acordo com as equações apresentadas no item 4.4.2, assim, tem-se as seguintes relações de espaçamentos entre drenos utilizados na modelagem mostrados Tabela 8.2.

Tabela 8.2. – Equivalência do espaçamento entre drenos.

B_{axi} (m)	B_{plano} (m)
1,0	1,29
2,0	2,82
3,0	4,44

A Figura 8.3 representa o modelo utilizado no trabalho, nesta Figura os drenos estão espaçados com $B=2,8$ m.

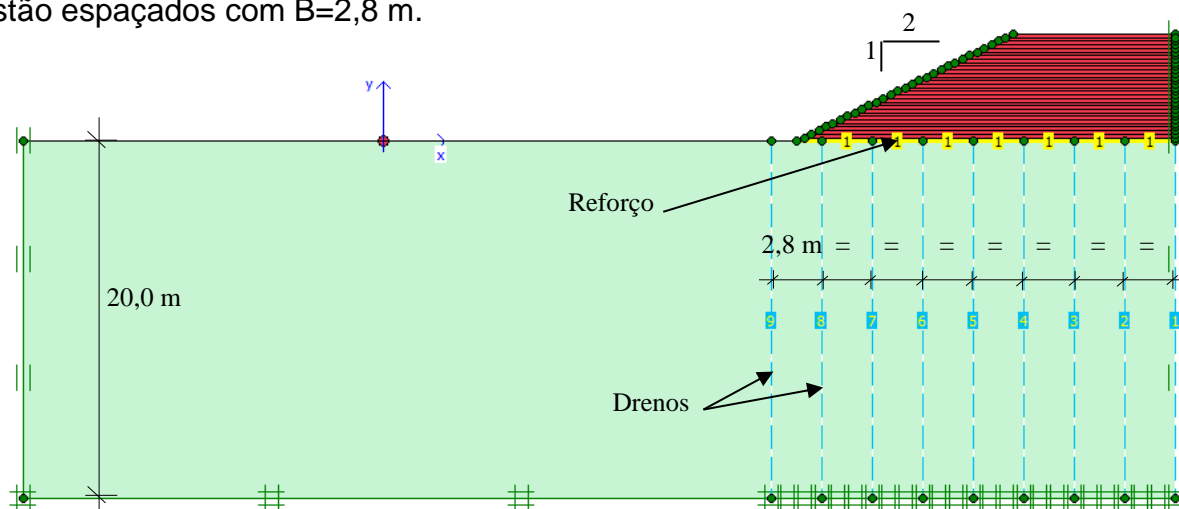


Figura 8.3. – Geometria do aterro no programa PLAXIS 8.2 com $B=2,8$ m.

A drenagem ocorre somente pela extremidade superior da camada mole, sendo a extremidade inferior considerada impermeável.

8.4. Casos analisados

Os casos analisados foram separados pelo espaçamento entre os drenos.

Para cada um dos três casos de espaçamento, foram variadas as velocidades de construção do aterro de 0,5 m/mês até 6,0 m/mês e também a rigidez do reforço, de não reforçado até reforço com rigidez de $J= 6000$ kN/m.

Analisou-se também casos com mudança na permeabilidade.

A Tabela 8.3 apresenta todos os casos analisados.

Os resultados obtidos foram organizados em gráficos, para as diferentes rigidezes e velocidades de construção.

A seguir apresentam-se os resultados obtidos, observando a influência dos fatores já citados no comportamento de cada caso.

Buscou-se explicitar a importância de cada um dos fatores no comportamento global e ao final, apresentam-se algumas curvas onde é possível verificar que combinando alguns desses métodos, é possível, por exemplo, a

utilização de um reforço de rigidez menor para se atingir alturas iguais ou maiores que as desejadas com reforço mais rígido.

Nas Figuras 8.4 a 8.6, estão apresentadas a malha de elementos finitos, e as condições iniciais do modelo de cálculo utilizado nas análises, tensão vertical efetiva inicial e pressão neutra inicial.

Tabela 8.3.– Casos analisados

$k = 1 \times 10^{-4}$ m/dia	Sem drenos B = 1 m B = 2 m B = 3 m	Vel = 0,5 m/mês	sem reforço
			J = 500 kN/m
			J = 1000 kN/m
			J = 2000 kN/m
			J = 4000 kN/m
		J = 6000 kN/m	
		Vel = 1,0 m/mês	sem reforço
			J = 500 kN/m
			J = 1000 kN/m
			J = 2000 kN/m
			J = 4000 kN/m
		J = 6000 kN/m	
		Vel = 2,0 m/mês	sem reforço
			J = 500 kN/m
			J = 1000 kN/m
			J = 2000 kN/m
			J = 4000 kN/m
		J = 6000 kN/m	
		Vel = 4,0 m/mês	sem reforço
			J = 500 kN/m
J = 1000 kN/m			
J = 2000 kN/m			
J = 4000 kN/m			
J = 6000 kN/m			
Vel = 6,0 m/mês	sem reforço		
	J = 500 kN/m		
	J = 1000 kN/m		
	J = 2000 kN/m		
	J = 4000 kN/m		
J = 6000 kN/m			
$k = 2 \times 10^{-5}$ m/dia $k = 5 \times 10^{-5}$ m/dia $k = 2 \times 10^{-4}$ m/dia $k = 5 \times 10^{-4}$ m/dia	Sem drenos B = 1 m B = 2 m B = 3 m	Vel = 4,0 m/mês	sem reforço
			J = 500 kN/m
			J = 1000 kN/m
			J = 2000 kN/m
			J = 4000 kN/m
J = 6000 kN/m			

8.5. Condições Iniciais da modelagem

A malha de elementos finitos teve seu refinamento principal concentrado na região sob o pé do talude, sendo menos refinada a medida que se afasta do aterro.

Um pré-estudo mostrou que um refinamento maior da malha não representava em resultados diferentes, resultando apenas em um período mais longo no processamento computacional.

Um exemplo da malha de elementos finitos para o caso de drenos espaçados em 2,0 m está mostrado na figura 8.4

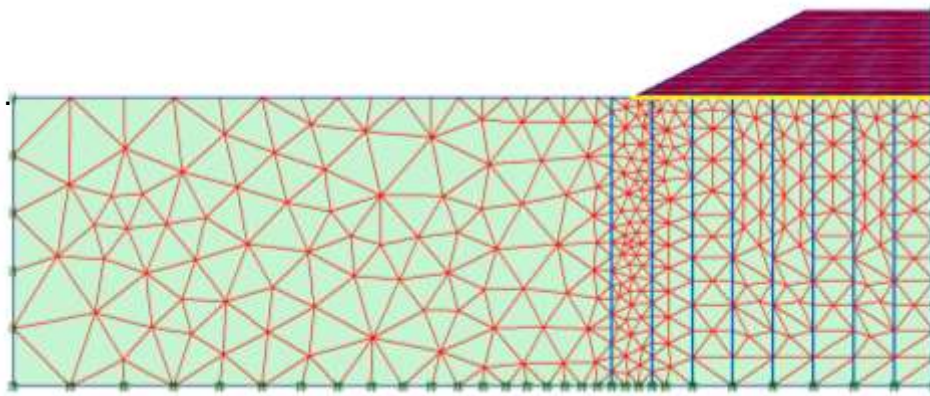


Figura 8.4. – Malha de elementos finitos para caso de espaçamento entre drenos $B= 2,0$ m.

A tensão vertical efetiva inicial está apresentada na Figura 8.5, sendo o nível d'água considerado na superfície, a tensão vertical efetiva inicial na extremidade inferior da camada, $H = 20$ m, é $\sigma'_{v0} = 5 \text{ kN/m}^3 \times 20 \text{ m} = 100 \text{ kN/m}^2$.

A Figura 8.6 mostra a pressão neutra inicial correspondente aos 20 m de camada de solo mole saturado, $u_0 = 10 \text{ kN/m}^3 \times 20 \text{ m} = 200 \text{ kN/m}^2$.

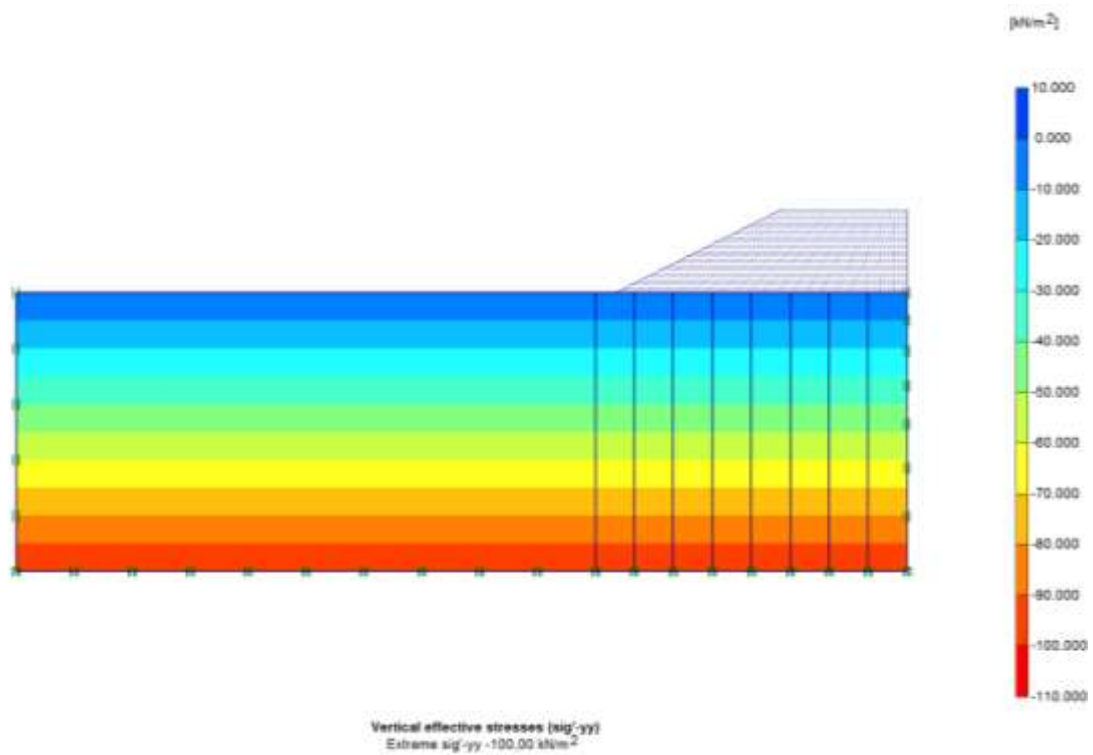


Figura 8.5.– Tensão vertical efetiva inicial

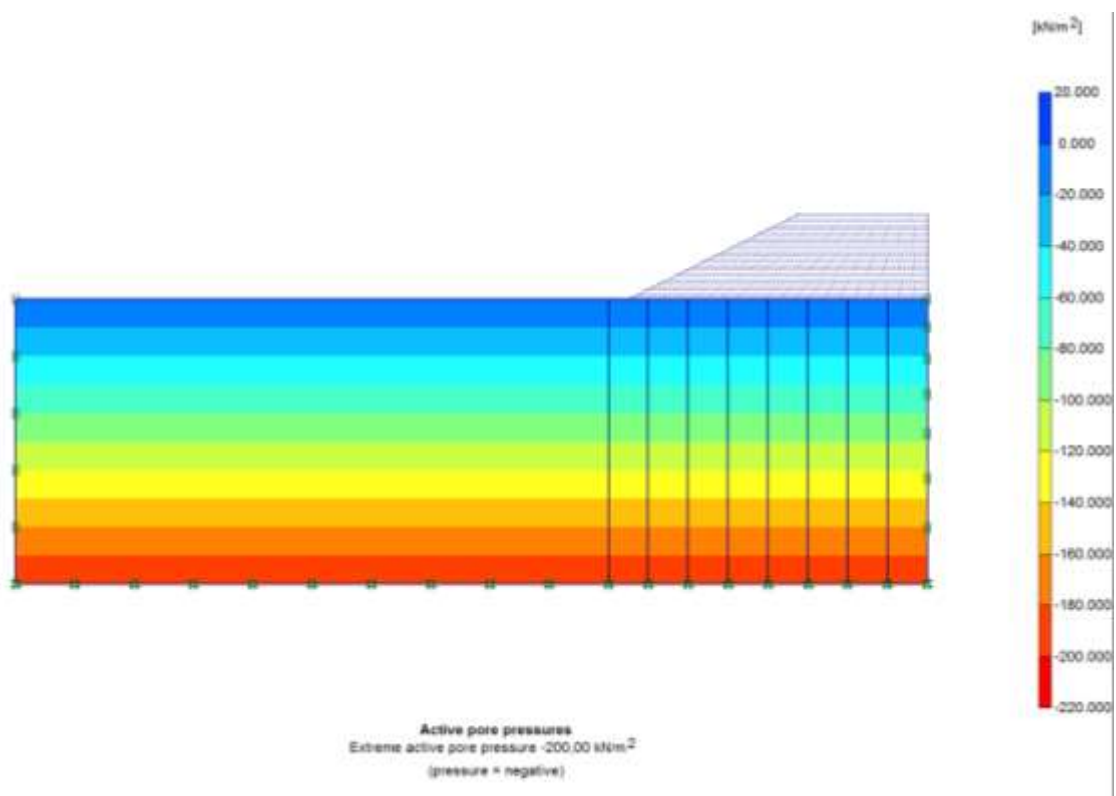


Figura 8.6. – Pressão neutra inicial

8.6. Desenvolvimento das tensões e recalques ao longo do tempo

As tensões efetivas variam ao longo do tempo em função da carga de construção do aterro e da drenagem existente.

Abaixo, na Figura 8.7, exemplifica-se através do caso de velocidade de construção 2,0 m/mês com drenos espaçados em 2,0 m o diagrama de tensão efetiva ao final do adensamento. A Figura 8.8, mostra as tensões efetivas verticais se desenvolvendo ao longo do período construtivo e pós-construção.

Para está análise, arbitrariamente, escolheu-se parar a construção do aterro com espessura de preenchimento de 3,2 m e deixar adensar até atingir o mínimo acréscimo de

pressão neutra permitida pelo programa de cálculo, $u = 1,0 \text{ kN/m}^2$.

A Figura 8.7 mostra a tensão vertical efetiva inicial, σ'_{v0} , e a tensão vertical efetiva final, σ'_{vf} , lida nos resultados gerados pelo programa de cálculo, como existe um residual de pressão neutra, as duas retas do gráfico acabam não são paralelas.

Os valores das tensões foram lidos em uma linha vertical entre dois drenos junto ao eixo de simetria do aterro.

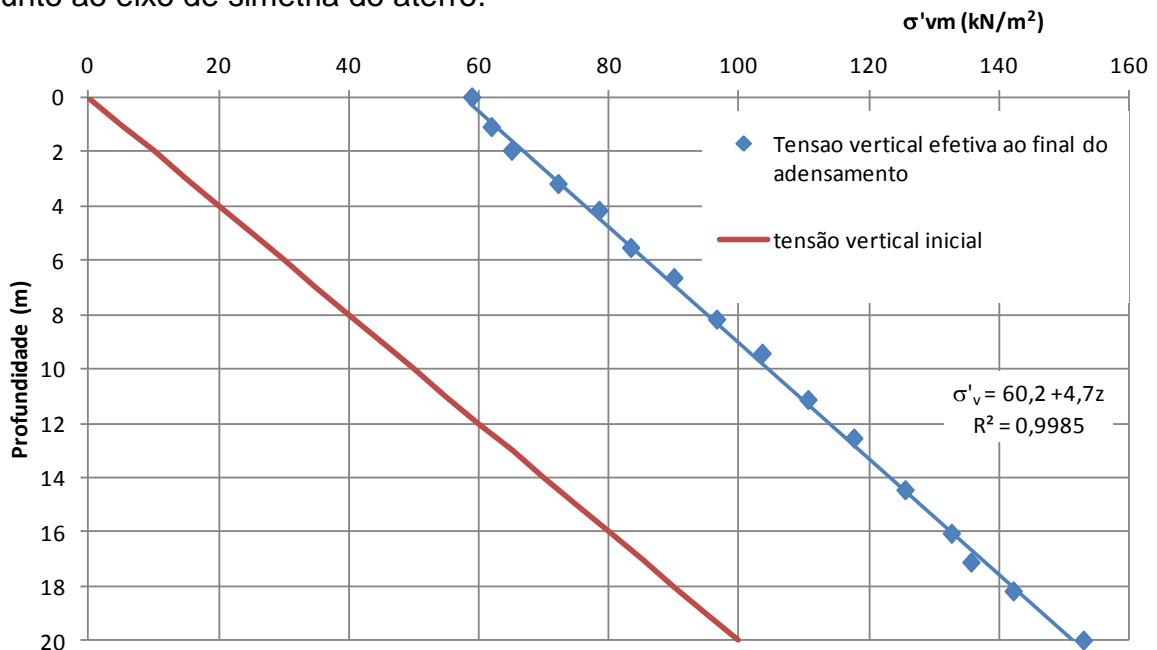


Figura 8.7.– Tensão vertical efetiva inicial e tensão vertical efetiva final

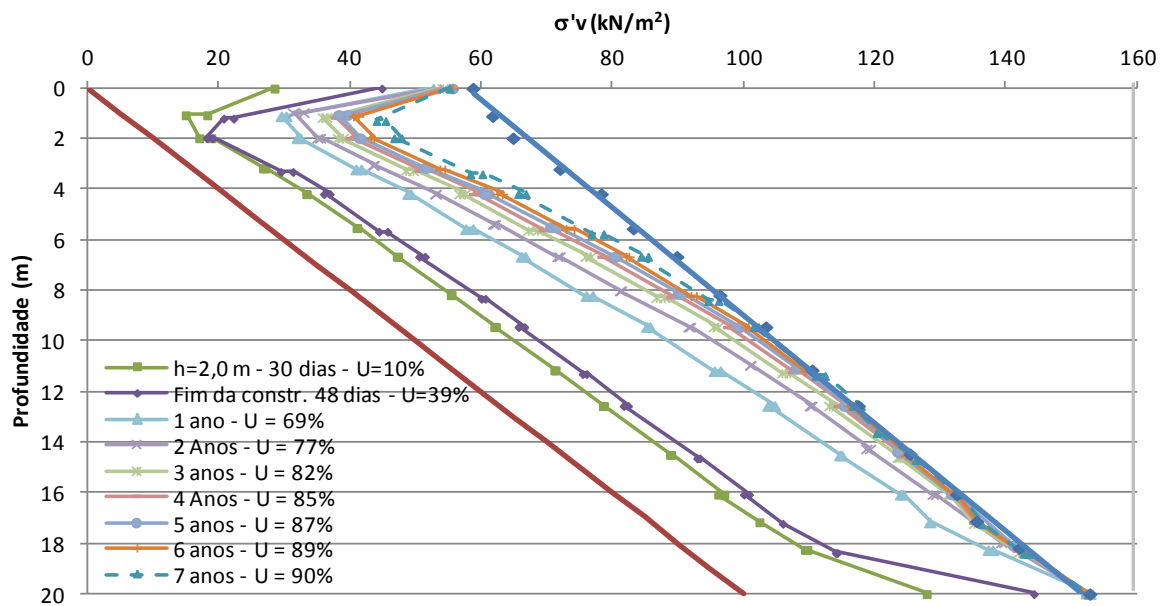


Figura 8.8.– Tensão vertical efetiva inicial e tensão vertical efetiva final

8.7. Altura líquida

Os gráficos de altura líquida possibilitam através das deformações verticais analisar o desenvolvimento da altura real do aterro em cada instante da construção.

Com esse gráfico é possível conhecer a altura máxima que o aterro pode atingir e, portanto, o ponto de ruptura. Os gráficos são expressos na forma da altura líquida do aterro versus espessura de preenchimento do aterro.

O objetivo dessa análise é conhecer primeiramente se o aterro atinge a ruptura e, se atinge, qual sua altura máxima para uma determinada condição.

A rigidez do reforço, o espaçamento entre os drenos e a velocidade de construção são alguns dos fatores que influenciam diretamente na altura líquida do aterro. Com isso, através desses gráficos, pode-se perceber e analisar a influência direta desses fatores na determinação do seu emprego na construção do aterro.

Nas Figuras 8.11 a 8.15, são apresentados exemplos de gráficos típicos de altura líquida para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m.

Na Figura 8.11, estão apresentados os gráficos para o caso de velocidade de construção $0,5$ m/mês, na Figura 8.12 para velocidade de $1,0$ m/mês, Figura 8.13 a velocidade é de $2,0$ m/mês, na Figura 8.14 é de $4,0$ m/mês e na Figura 8.15 de $6,0$ m/mês.

As primeiras observações que são possíveis serem feitas, são quanto a influência da rigidez dos reforços, independente da velocidade de construção, a medida em que são utilizados reforços mais rígidos, a altura líquida atingida é maior.

Percebe-se que a influência do reforço é muito significativa principalmente em relação aos casos não reforçados chegando a altura líquida, para os casos reforçados com $J = 500$ kN/m, superar em mais 50% os casos não reforçados. A partir daí, a medida em que se aumenta a rigidez do reforço, sua contribuição na altura líquida passa a ser cada vez menos significativa quanto maior for a rigidez.

Feita uma análise dessa contribuição do reforço para alguns casos em que todos os aterros atingiram a ruptura, mantidos mesma velocidade e mesmo espaçamento entre drenos, foram obtidos os resultados apresentados nas Figuras 8.9 e 8.10 e Tabelas 8.4 e 8.5.

Vê-se também nos exemplos, como o espaçamento entre os drenos é o mesmo, a influência da velocidade de construção. Para o caso com velocidade de construção $0,5$ m/mês, o aterro não apresenta ruptura por capacidade de carga quando utilizados reforços com rigidez $J > 1000$ kN/m, quando a velocidade de construção dobra para $1,0$ m/mês o aterro não atinge a ruptura a partir da rigidez maior $J > 2000$ kN/m, enquanto que para os outros casos, o aterro rompe por capacidade de carga com qualquer reforço utilizado até $J \leq 6000$ kN/m.

As Tabelas 8.4 e 8.5 e Figuras 8.9 e 8.10, mostram a contribuição do reforço na obtenção de alturas líquidas de aterro maiores em relação aos reforços com rigidez imediatamente inferior para diversas velocidades de construção. As tabelas mostram, em porcentagem, qual foi o aumento da altura líquida em relação ao aterro não reforçado para dada rigidez de reforço e velocidades de

construção analisadas.

A Tabela 8.4 e Figura 8.9, apresenta a contribuição de cada rigidez em relação ao aterro não reforçado, enquanto a Tabela 8.5 e Figura 8.10, mostra o ganho na altura líquida de cada rigidez sobre a rigidez imediatamente inferior.

Observa-se que para os casos analisados o reforço contribui mais significativamente até a rigidez $J=2000$ kN/m, a partir daí, para valores de rigidez cada vez maiores, essa contribuição para o aumento da altura líquida passa a ser menos significativa. Isso pode ser verificado na Tabela 8.5, onde percebe-se que altura líquida com uma rigidez $J=6000$ kN/m é 8,4% em média maior que a altura líquida do aterro com reforço $J=4000$ kN/m, ou seja, se a rigidez do reforço continuasse a ser aumentada a altura líquida praticamente não se alteraria, uma vez que a ruptura ocorreu por capacidade de carga da fundação..

Tabela 8.4. – Tabela comparativa da contribuição do reforço na altura líquida em relação ao aterro não reforçado – Casos com espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m em que foram atingidas a ruptura.

Vel. (m/mês)	J=500 kN/m	J=1000 kN/m	J=2000 kN/m	J=4000 kN/m	J=6000 kN/m
0,5	31,8%				
1,0	47,6%	59,5%	91,6%		
2,0	57,8%	69,1%	94,9%	124,6%	137,0%
4,0	63,6%	76,0%	97,5%	115,7%	122,2%
6,0	70,9%	83,8%	105,3%	120,9%	127,4%

Tabela 8.5.– Tabela comparativa da contribuição relativa do reforço na altura líquida em relação ao aterro não reforçado – Casos com espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m em que foram atingidas a ruptura .

Vel. (m/mês)	J0→J500	J500→J1000	J1000→J2000	J2000→J4000	J4000→J6000
0,5	31,8%				
1,0	47,6%	12,0%	32,1%		
2,0	57,8%	11,3%	25,8%	29,7%	12,3%
4,0	63,6%	12,5%	21,5%	18,1%	6,5%
6,0	70,9%	12,9%	21,5%	15,7%	6,4%

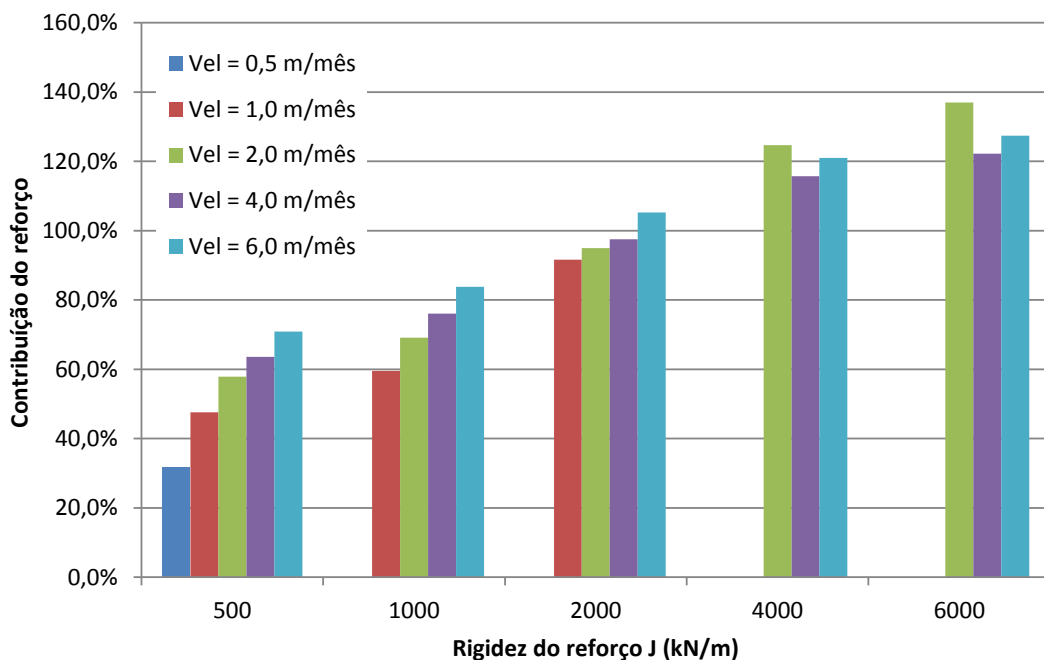


Figura 8.9.– Gráfico comparativo da contribuição do reforço na altura líquida em relação ao aterro não reforçado – Casos com espaçamento entre drenos B = 2,0 m em foram atingidas a ruptura.

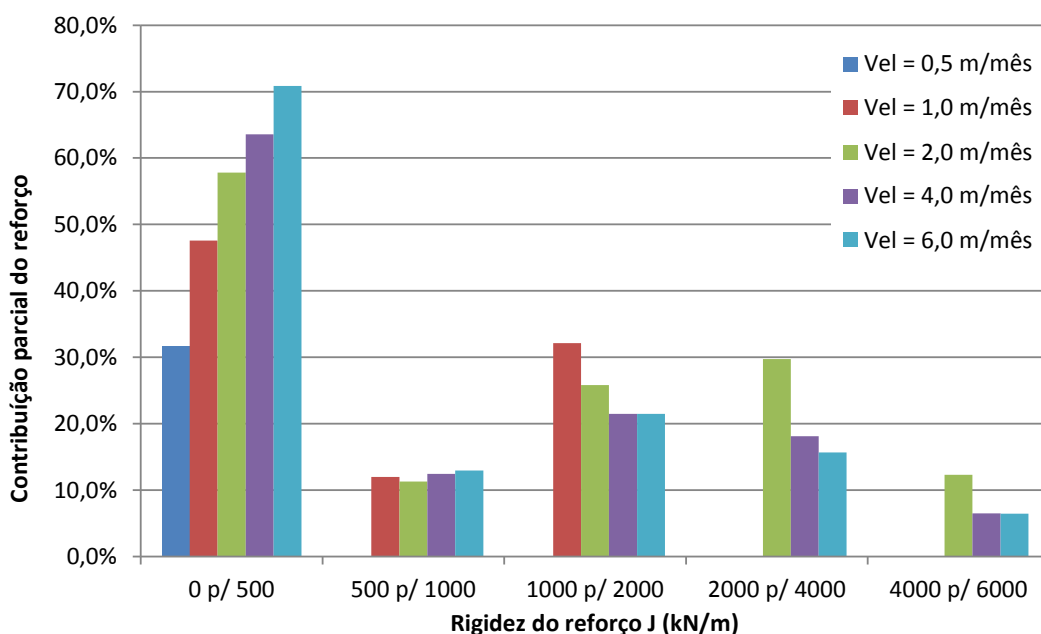


Figura 8.10.– Gráfico comparativo da contribuição parcial do reforço na altura líquida em relação ao aterro não reforçado – Casos com espaçamento entre drenos B=2,0 m em que foram atingidas a ruptura.

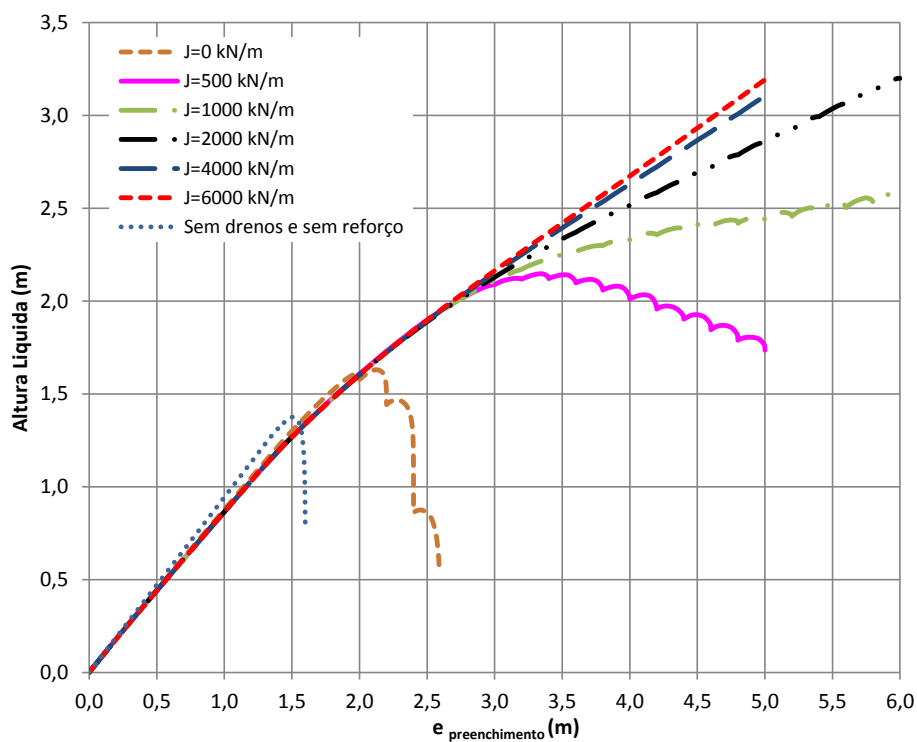


Figura 8.11. - Gráfico de altura líquida para o caso de velocidade de construção 0,5 m/mês e espaçamento entre drenos $B=2,0$ m.

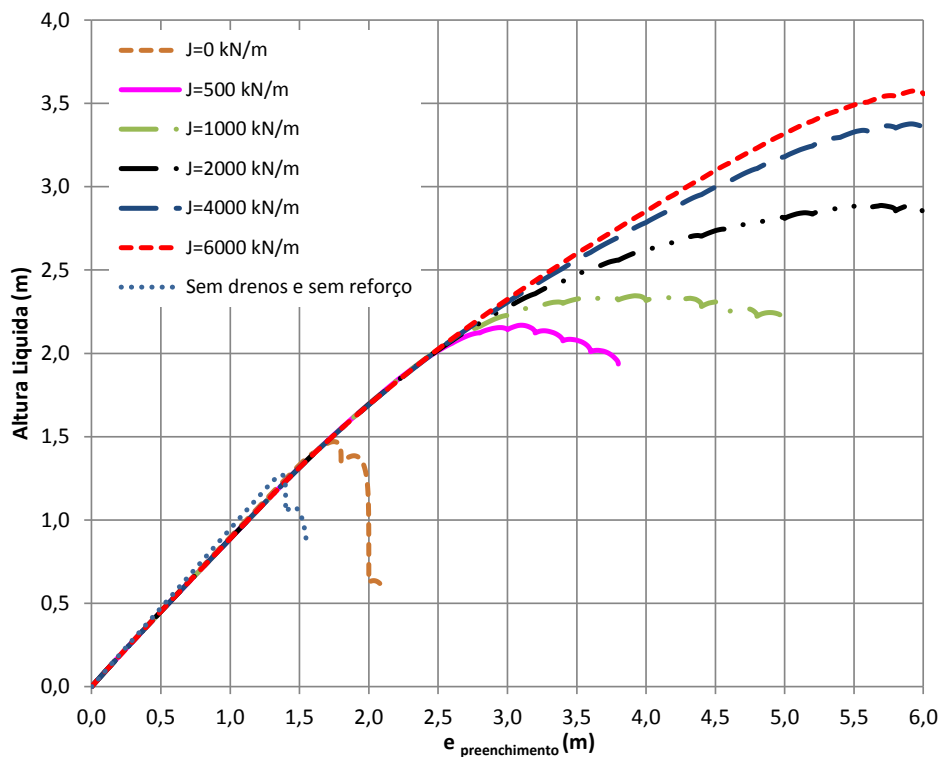


Figura 8.12. - Gráfico de altura líquida para o caso de velocidade de construção 1,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B=2,0$ m.

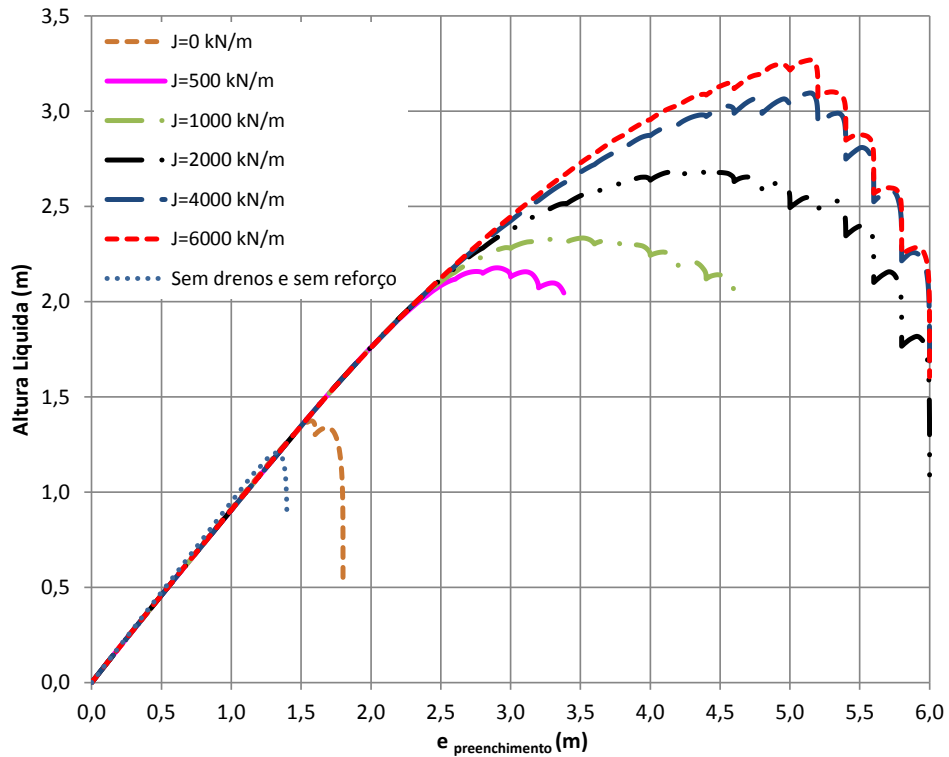


Figura 8.13.– Gráfico de altura líquida para o caso de velocidade de construção 2,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B=2,0$ m.

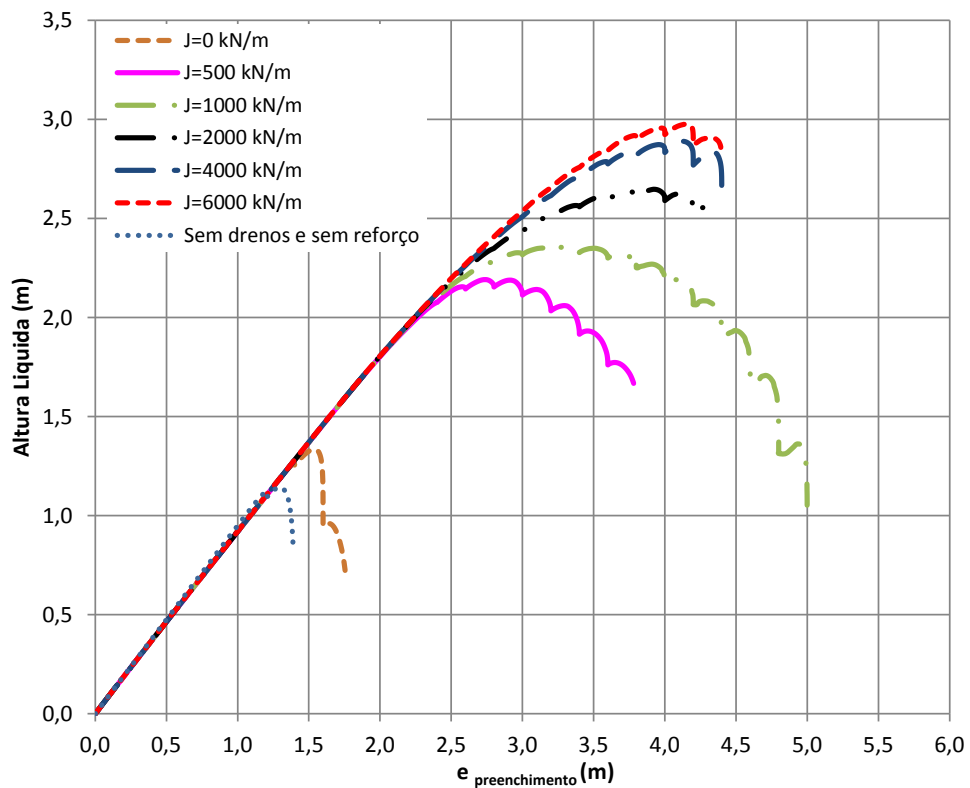


Figura 8.14.– Gráfico de altura líquida para o caso de velocidade de construção 4,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B=2,0$ m.

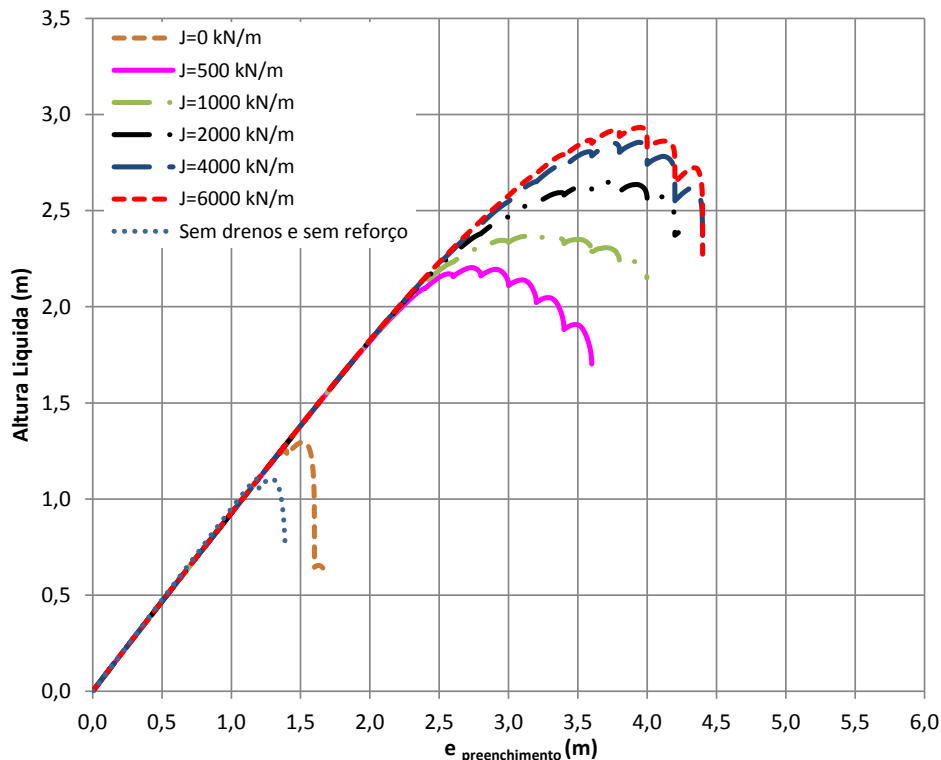


Figura 8.15.– Gráfico de altura líquida para o caso de velocidade de construção 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B=2,0$ m.

Nessas análises não foi limitada a deformação do reforço, portanto, o reforço não atinge a ruptura mesmo com valores de deformação acima das usuais encontradas no mercado como será apresentado a seguir.

O espaçamento entre drenos também é um fator que tem significativa influência na altura líquida dos aterros e no comportamento dos aterros na ruptura.

Na Figura 8.16, são apresentadas as curvas de altura líquida para velocidade de construção 2,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.

Os casos com $B = 2,0$ m e $B = 3,0$ m atingem a ruptura, já o caso com drenos espaçados em $B = 1,0$ m, não atinge a ruptura. Observa-se que a ruptura para o caso de $B = 3,0$ m é mais brusca que para caso com $B = 2,0$ m.

Na Figura 8.17, as três curvas apresentam ruptura, a velocidade de construção foi de 4,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.

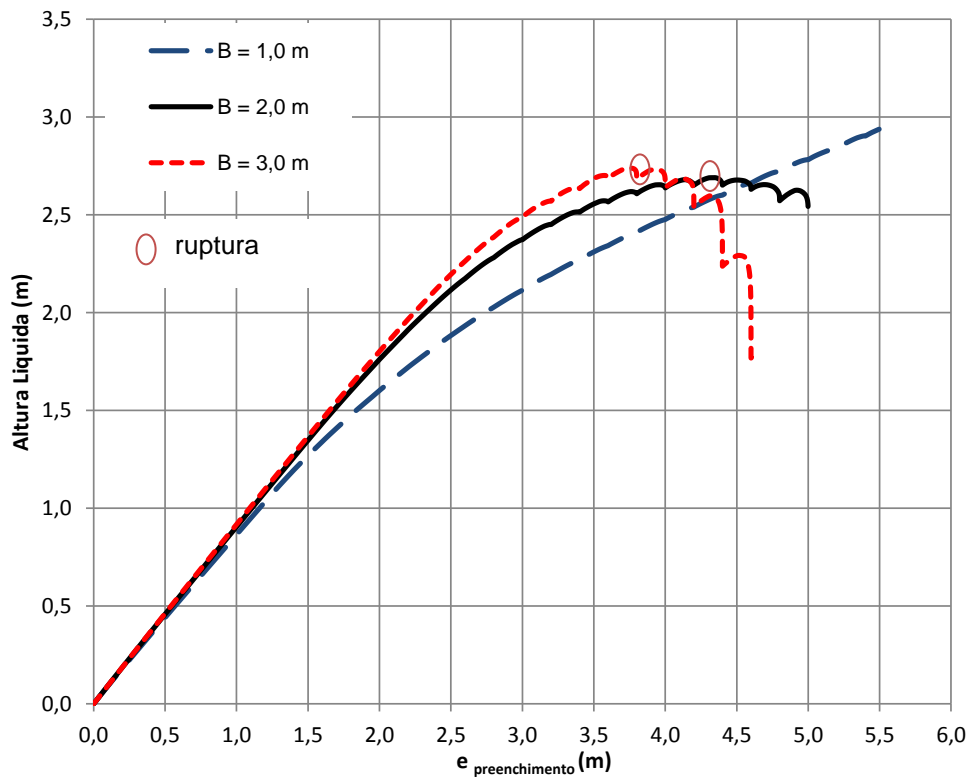


Figura 8.16. - Gráfico de altura líquida para o caso de velocidade de construção 2,0 m/mês rigidez $J = 2000 \text{ kN/m}$

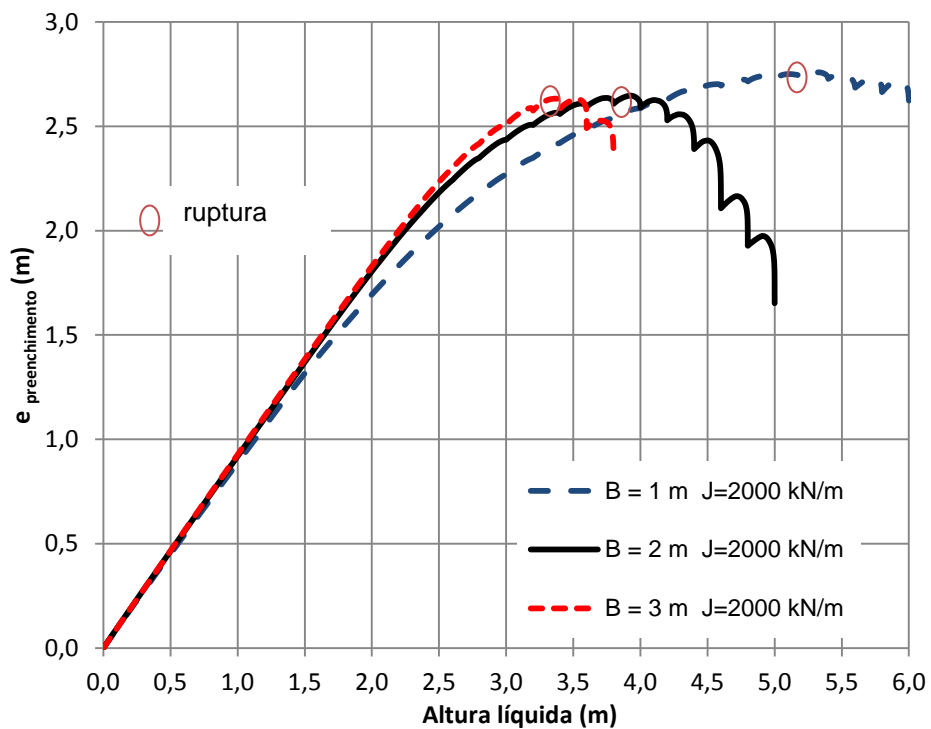


Figura 8.17.- Gráfico de altura líquida para o caso de velocidade de construção 4,0 m/mês rigidez $J = 2000 \text{ kN/m}$

8.8. Deformação específica e força no reforço

Para os mesmos casos exemplificados no item anterior, serão apresentadas as deformações e forças mobilizadas no reforço durante o período construtivo nas Figuras 8.18 a 8.22.

Para obter as deformações específicas, primeiro foram obtidas as tensões mobilizadas no reforço ($T_a = mJ\varepsilon_a$) para cada camada de preenchimento do aterro, onde m é o número de camadas do reforço, para esse estudo $m = 1$.

Onde: T_a = Força admissível no reforço

ε_a = Deformação admissível do reforço

Observa-se que deformação do reforço é menor para rigidezes maiores, porém à medida que o reforço se torna muito rígido, os valores de deformação se aproximam, assim como as forças mobilizadas.

Percebe-se que, os reforços atingem valores de deformações específicas superiores aos reforços disponíveis no mercado, o que indica que o reforço, em alguns casos, teria rompido antes que os aterros atingissem a altura líquida apresentada nas Figuras 8.11 a 8.15.

O valor mais usual para limitação das deformações admissíveis é $\varepsilon = 5\%$, porém, existem disponíveis no mercado reforços muito rígidos que a deformação máxima é $\varepsilon = 5\%$, enquanto outros menos rígidos atingem valores acima de $\varepsilon = 10\%$.

Como primeira observação, percebe-se que tanto deformações quanto forças mobilizadas aumentam conforme a velocidade de construção dos aterros aumenta. Isso ocorre em função do solo de fundação ter um aumento pouco significativo de resistência através do adensamento parcial para velocidades de construção elevadas. Ou seja, o grau de adensamento médio atingido é baixo em comparação com velocidades mais baixas. Esse tema será abordado mais detalhadamente em outro item deste trabalho.

Outra observação que pode ser feita é que a deformação para uma mesma altura de preenchimento de aterro é maior a medida em que a velocidade de construção também aumenta, ou seja, para velocidades maiores a curva de deformação fica levemente mais acentuada, como apresentado na Figura 8.23 em uma comparação entre as velocidades 2,0 m/mês e 6,0 m/mês.

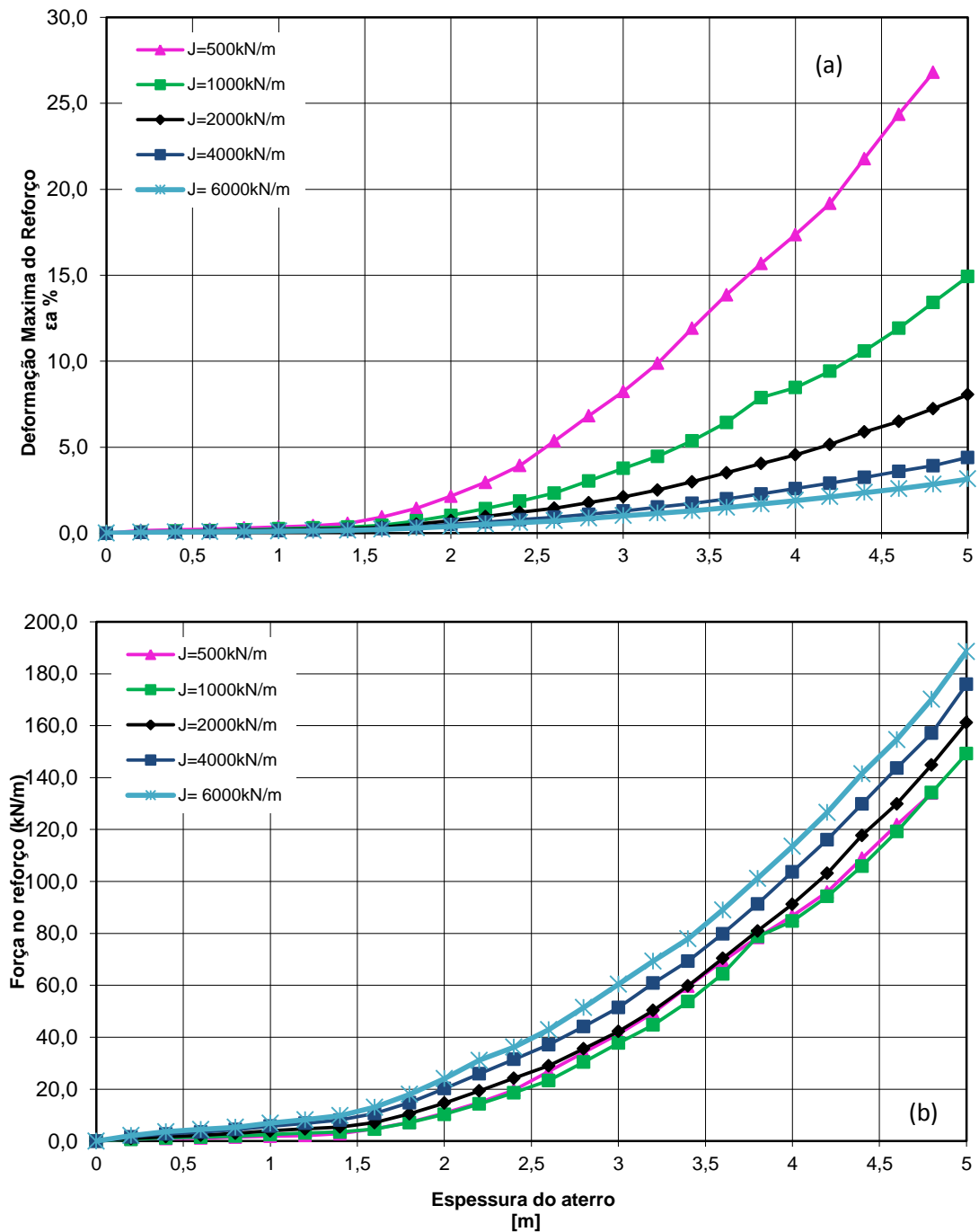


Figura 8.18. – Deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidade de construção de 0,5 m/mês e espaçamento entre drenos de B= 2,0 m.

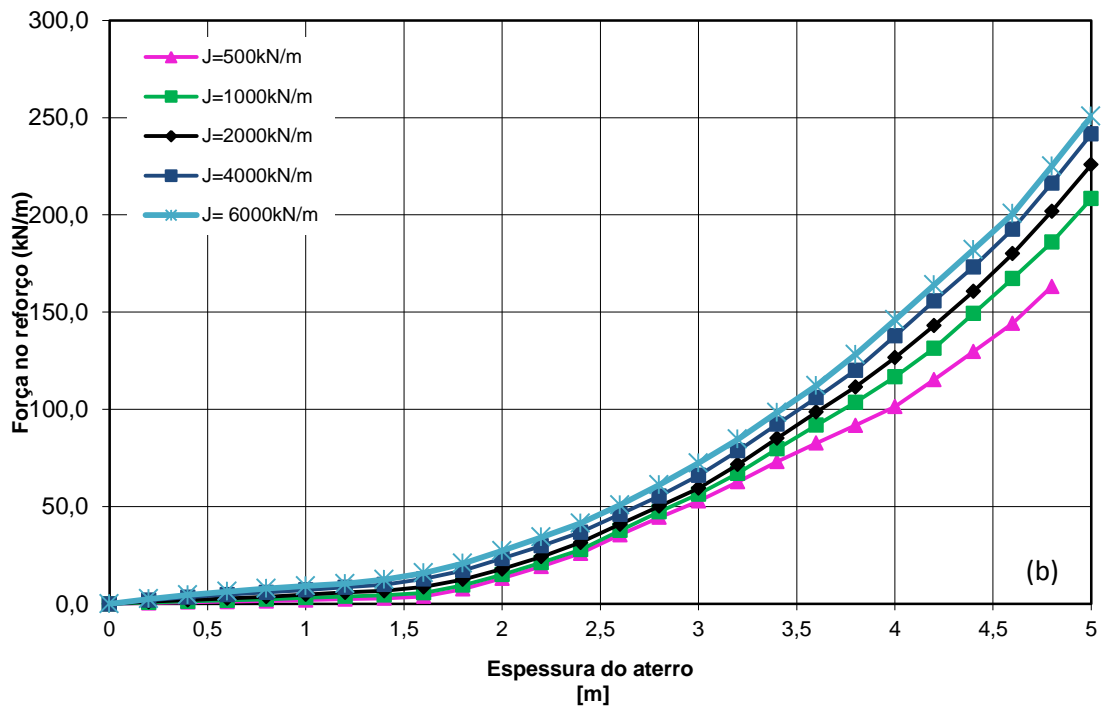
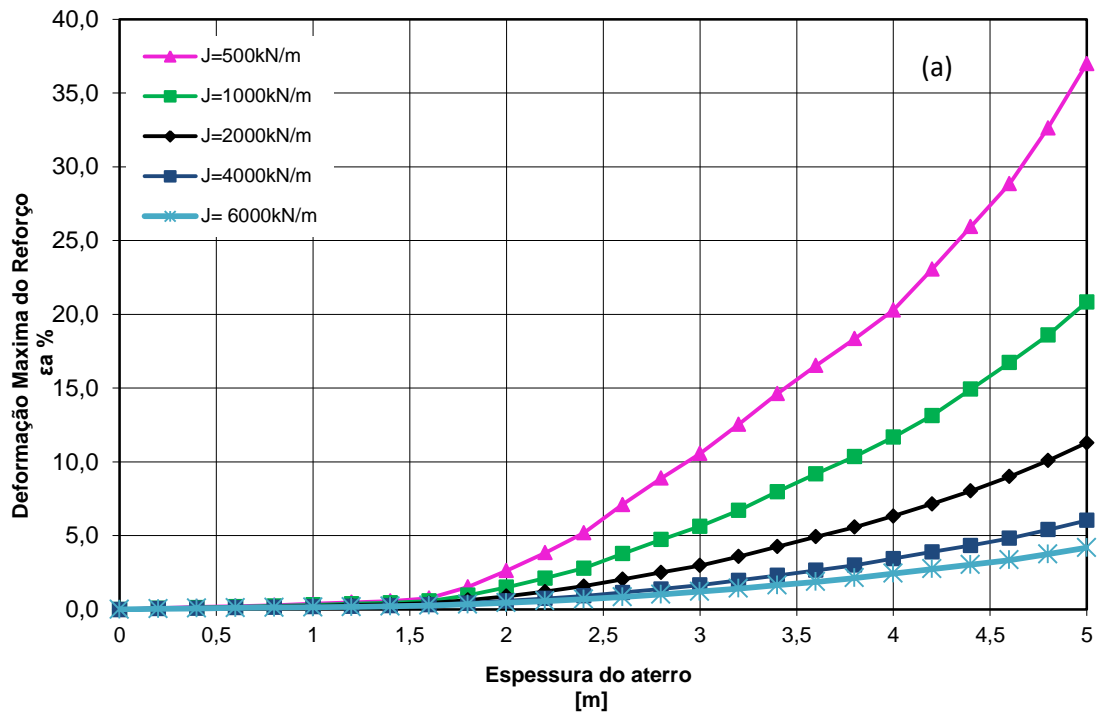


Figura 8.19. – Deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidade de construção de 1,0 m/mês e espaçamento entre drenos de $B=2,0$ m.

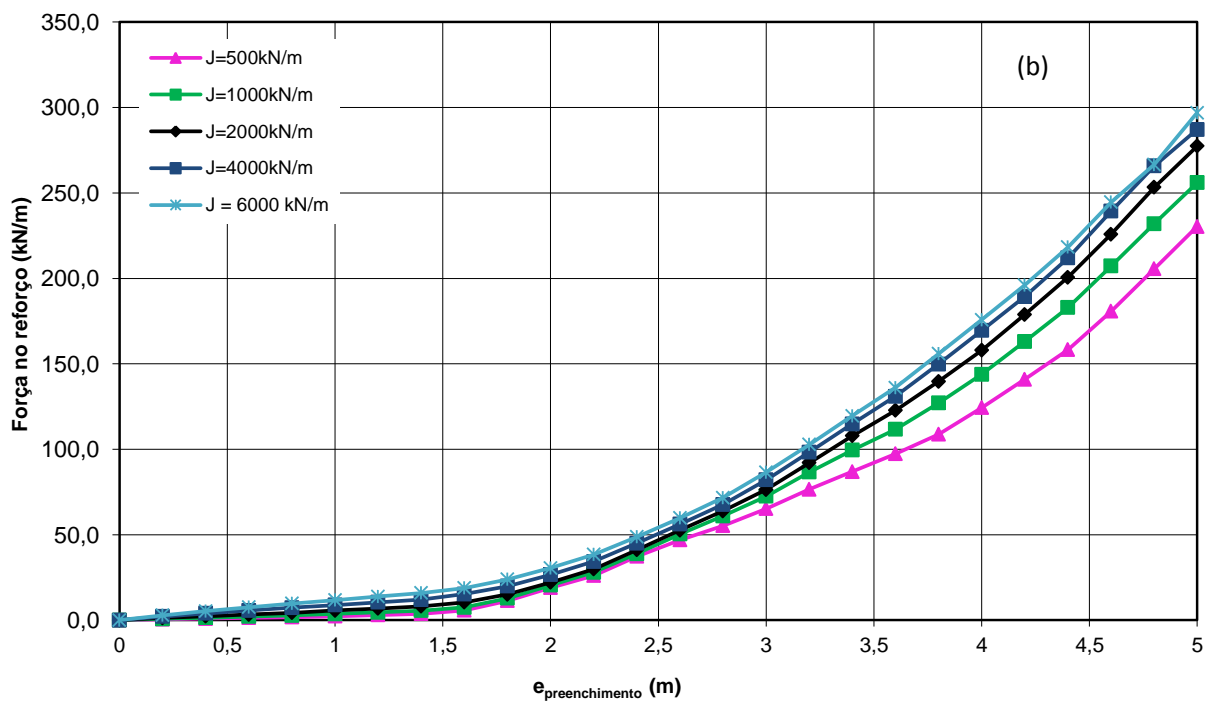
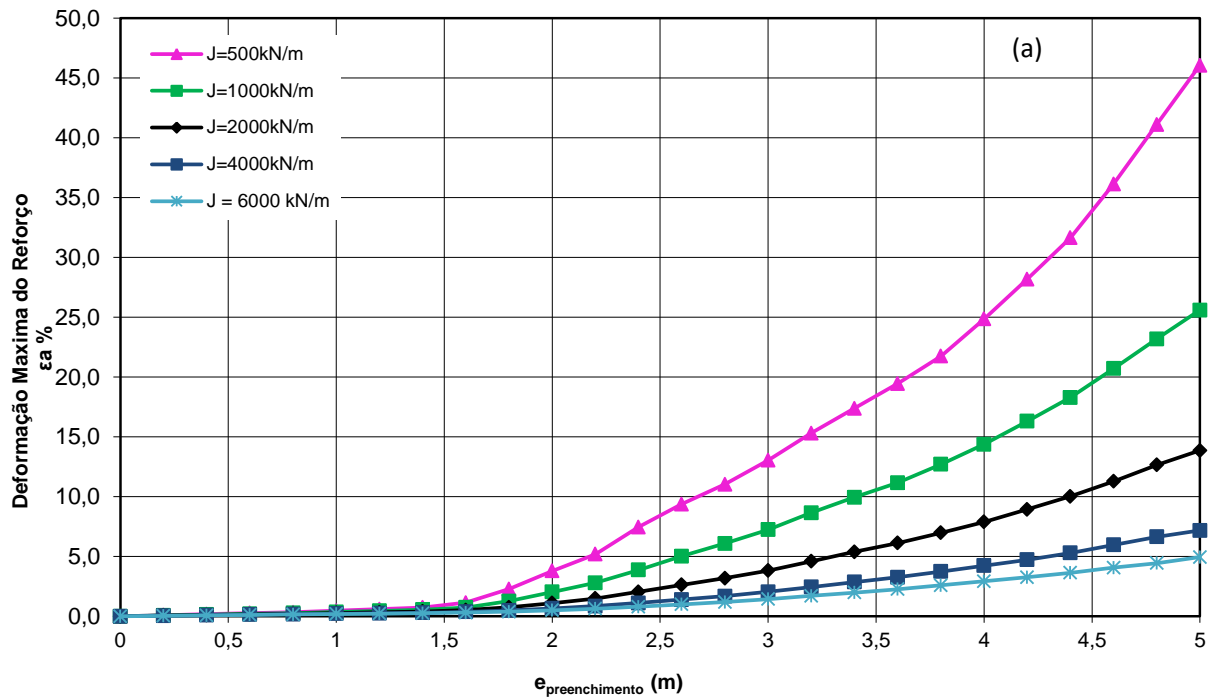


Figura 8.20. - Deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidade de construção de 2,0 m/mês e espaçamento entre drens de $B=2,0$ m.

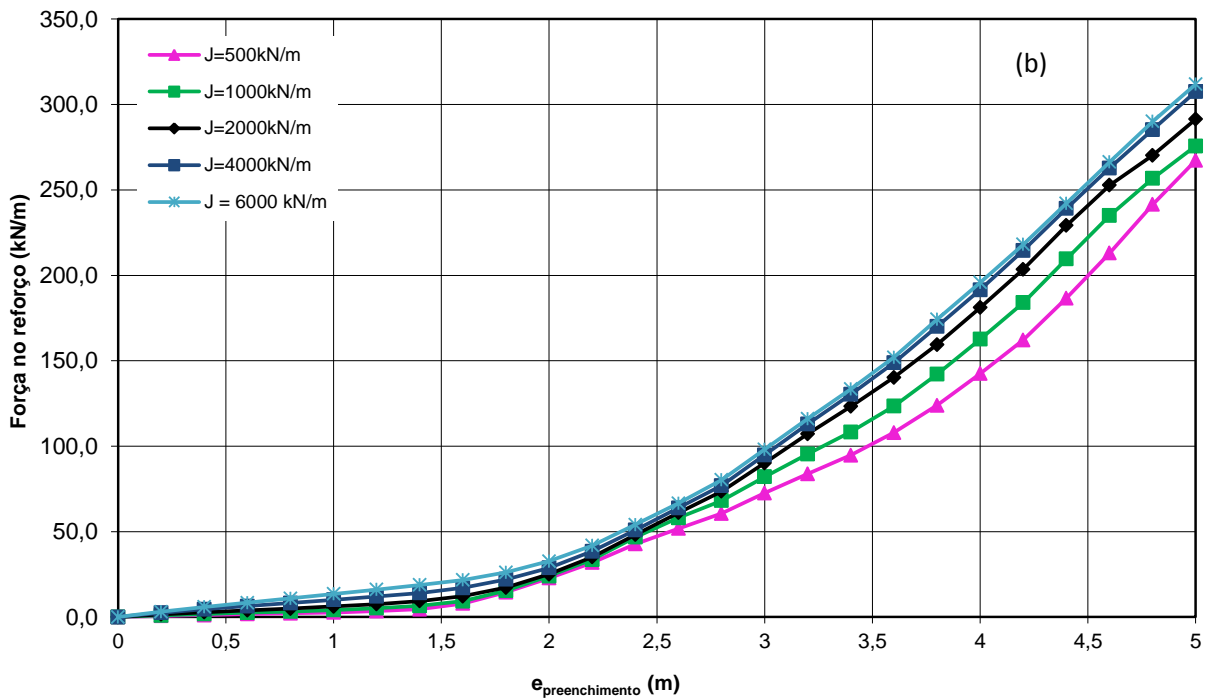
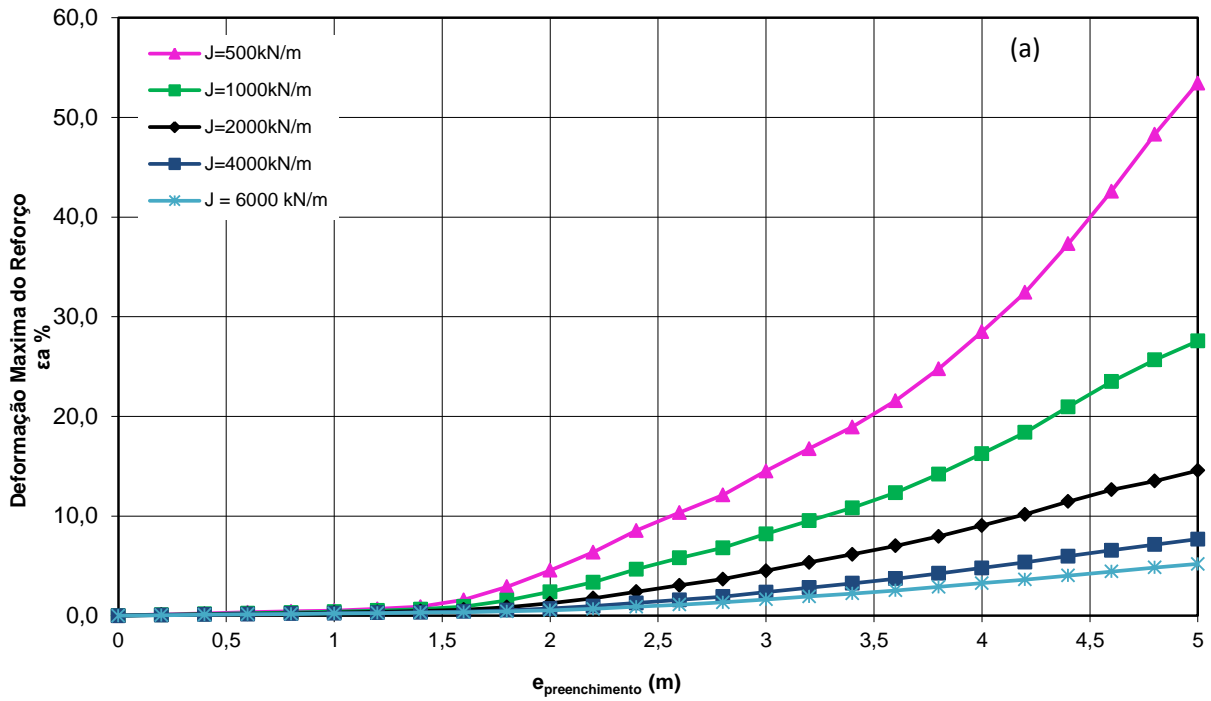


Figura 8.21.- Deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidade de construção de 4,0 m/mês e espaçamento entre drenos de $B= 2,0$ m.

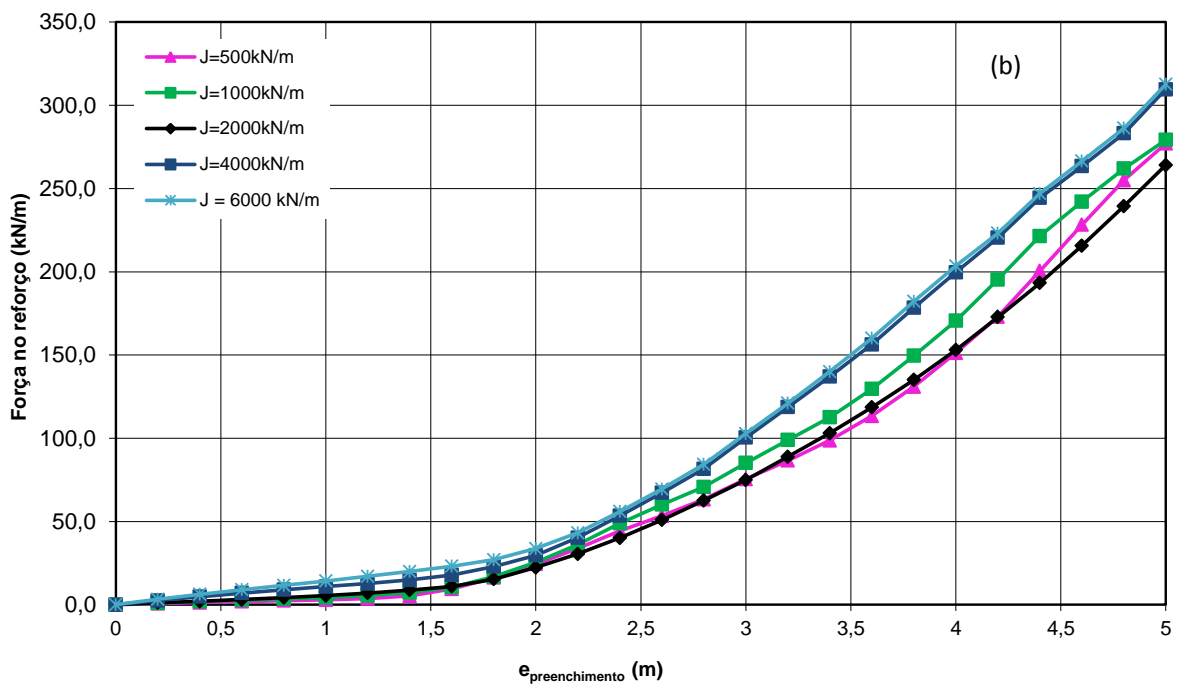
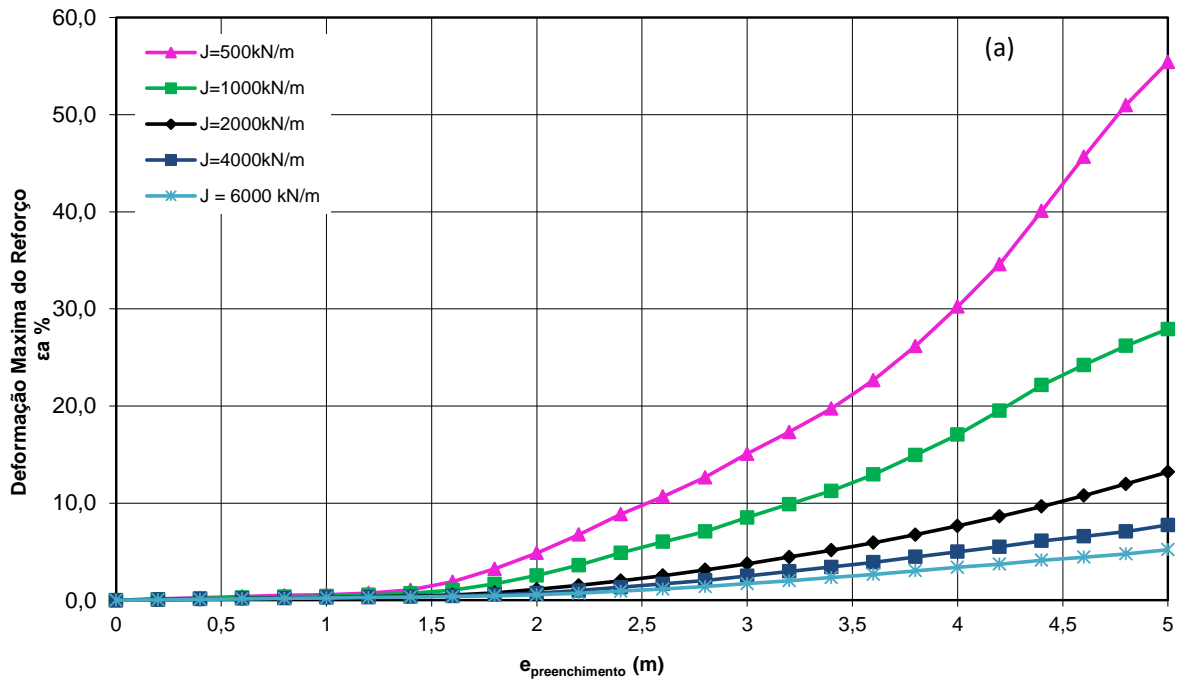


Figura 8.22.- Deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidade de construção de 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos de $B= 2,0$ m.

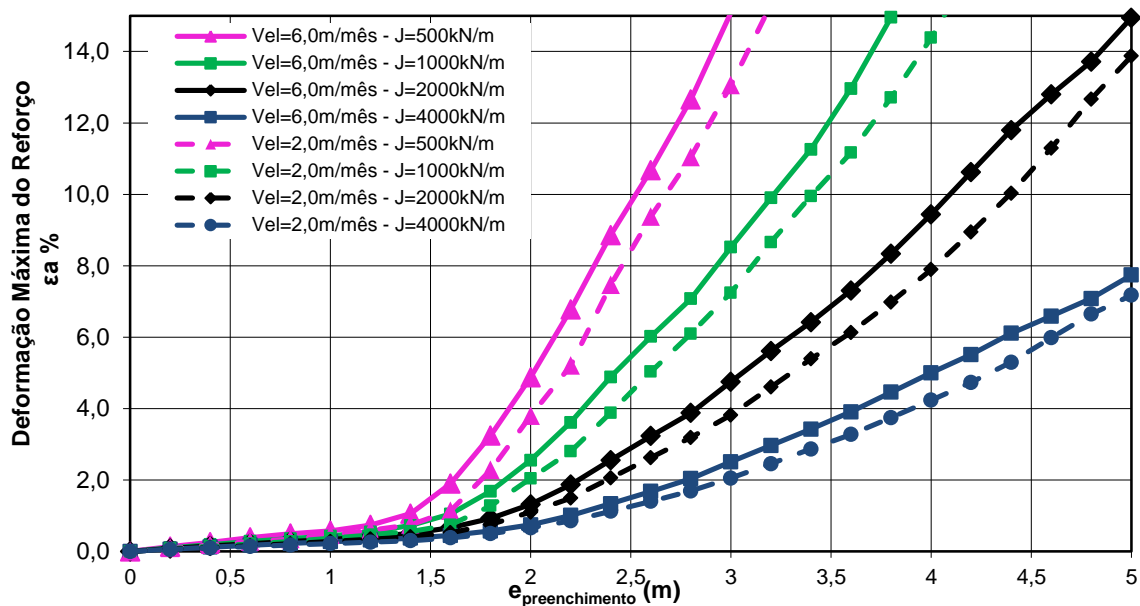


Figura 8.23.- Comparação da deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidades de construção de 2,0 m/mês e 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos de $B= 2,0$ m.

O espaçamento entre os drenos, também influencia de forma significativa o desenvolvimento das deformações e mobilização de força no reforço. Espaços entre drenos menores aceleram o processo de adensamento, fazendo com que os deslocamentos dos aterros sejam menores e por sua vez, os reforços sejam menos solicitados.

A Figura 8.24 apresenta essa comparação da deformação e forças mobilizadas para o caso onde são mantidos constantes velocidade de construção em 2,0 m/mês e rigidez $J = 2000$ kN/m.

A primeira observação a ser feita é que os casos de espaçamento 2,0 m e 3,0 m entre drenos, atingem a ruptura, o caso com espaçamento 1,0 m, não atingiu a ruptura. O Ponto de ruptura está indicado na Figura 8.24.

Observa-se ainda que para uma mesma altura de preenchimento de aterro, as forças mobilizadas pelo reforço são menores a medida que o espaçamento dos drenos diminui. Percebe-se ainda que a ruptura para o caso de com espaçamento entre drenos de 2,0 m foi para uma espessura de aterro maior em relação ao caso de espaçamento de 3,0 m entre drenos.

Percebe-se que o desenvolvimento das deformações e forças mobilizadas ocorre de maneira muito mais rápida para os casos onde ocorreu a ruptura, sendo ainda ruptura por capacidade de carga, uma vez que, nessa etapa, não foi limitada a deformação admissível do reforço.

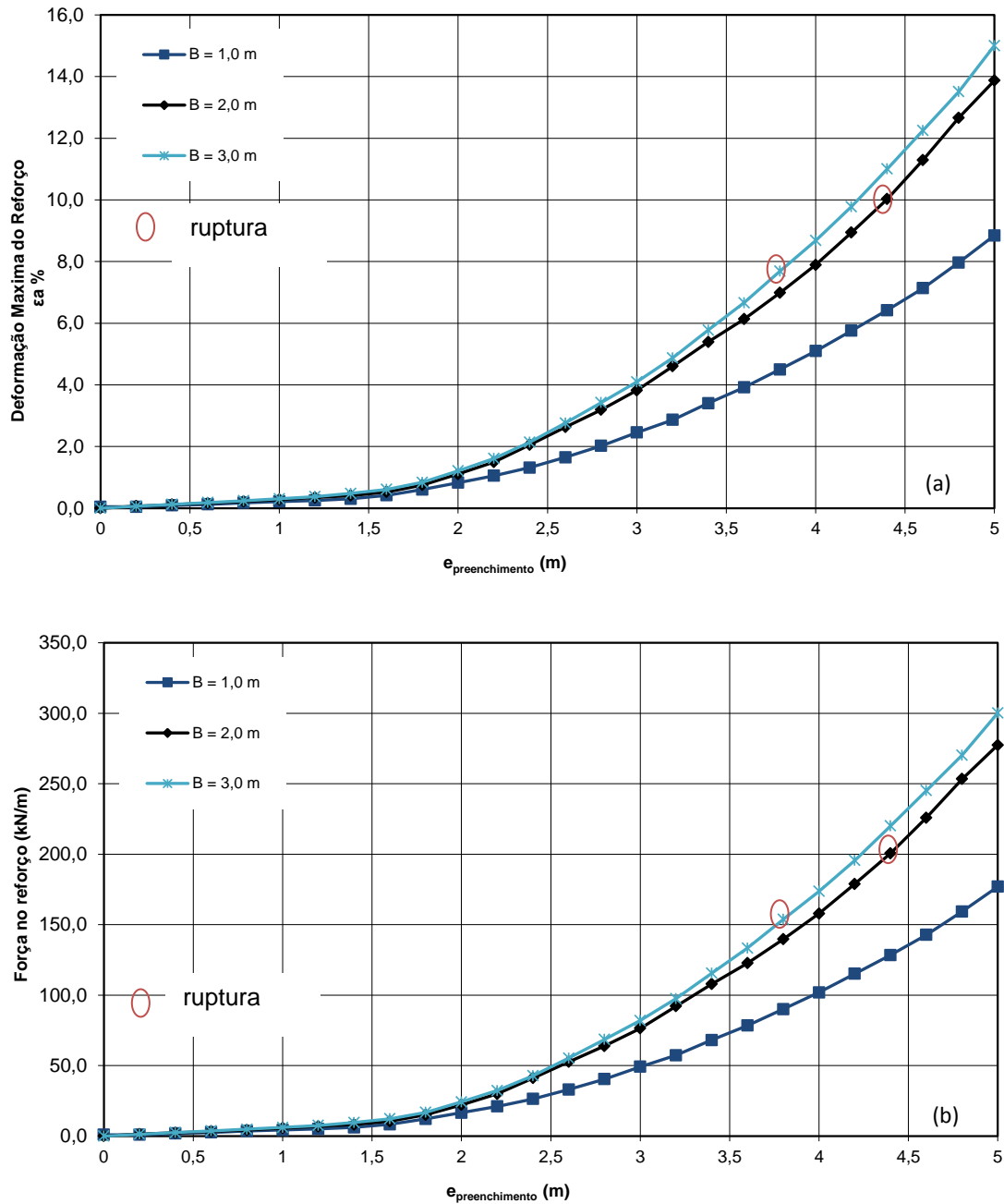


Figura 8.24.- Deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidade de construção de 2,0 m/mês e rigidez $J = 2000$ kN/m.

Fazendo a mesma comparação para um caso em que não há ruptura para nenhum dos 3 espaçamentos, observa-se o mesmo comportamento básico, conforma apresentado na Figura 8.25. O caso é para velocidade de construção é de 0,5 m/mês e a rigidez do reforço é $J = 6000 \text{ kN/m}$.

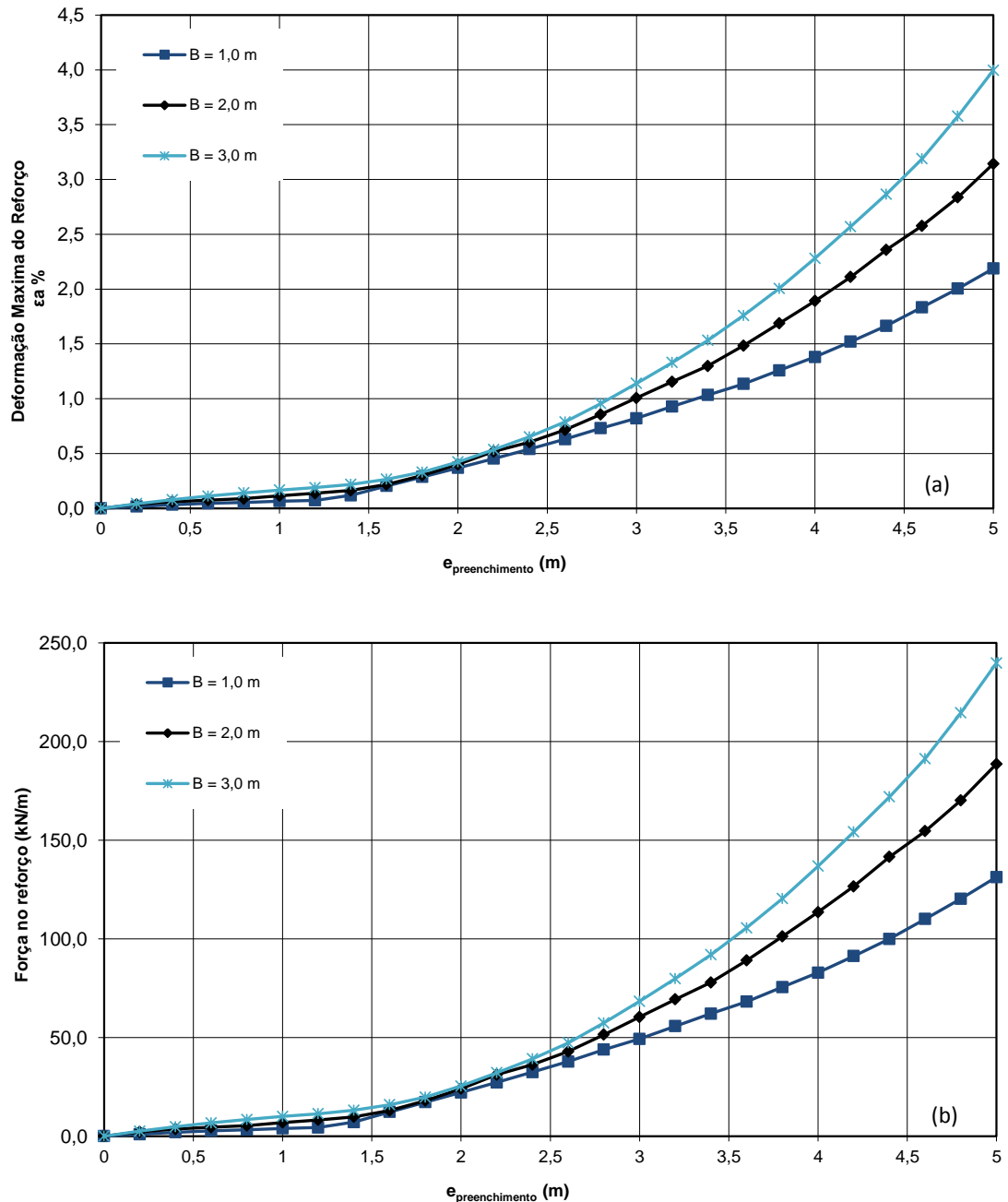


Figura 8.25.- Deformação (a) e Força mobilizada (b) no reforço para velocidade de construção de 0,5 m/mês e rigidez $J = 6000 \text{ kN/m}$.

8.8.1. Deslocamentos do aterro

Cada um dos fatores analisados influencia diretamente também nos deslocamentos do aterro e solo de fundação. Esses deslocamentos durante o processo de construção serão apresentados nas Figuras 8.26 a 8.35 através de vetores e escala gráfica de cores.

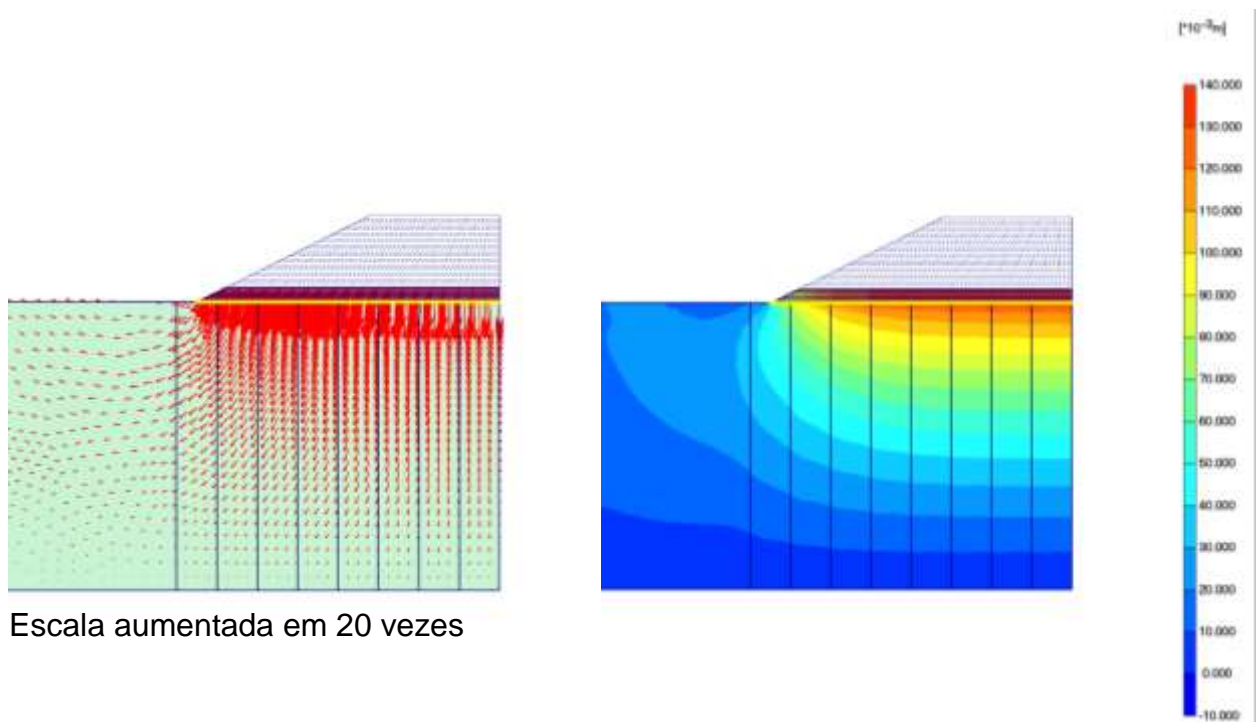
As Figuras serão apresentadas na sequência construtiva de metro em metro de elevação do aterro para um caso em que o aterro atinge a ruptura e para um caso onde o aterro não atinge a ruptura.

No caso onde não ocorre a ruptura fica evidenciado através dos vetores deslocamentos o processo de adensamento prevalecendo, já para o caso que o aterro rompe, fica claro a concentração dos vetores deslocamento próximos ao pé do talude e a formação de uma superfície de ruptura circular.

Os vetores indicam a direção e a magnitude relativa ao aumento das deformações nos pontos próximos à superfície.

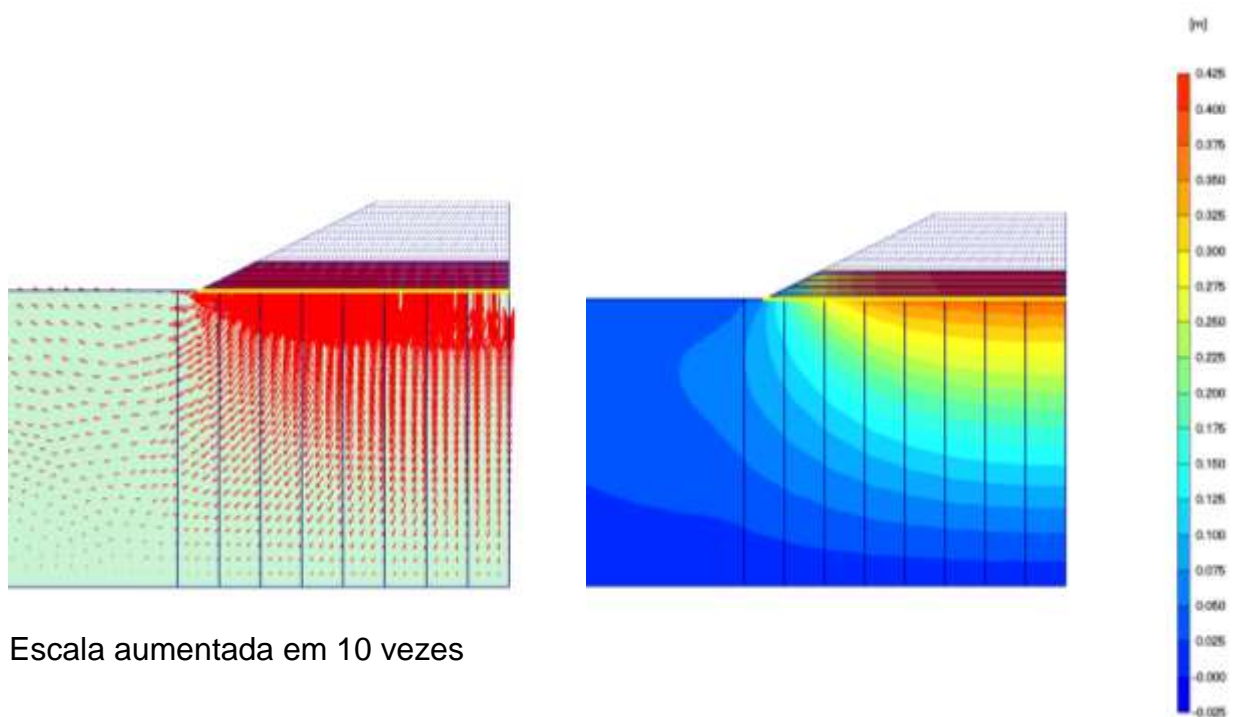
O caso em que o aterro não rompe a velocidade de construção é de 0,5 m/mês, espaçamento entre drenos de $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m. Para caso de ruptura, apenas a velocidade de construção foi alterada para 2,0 m/mês.

As Figuras 8.26 a 8.30 mostram o desenvolvimento dos deslocamento para o caso de não ruptura, até a etapa de construção que atingiu 5,0 m de preenchimento do aterro. As Figuras 8.31 a 8.35, apresentam os vetores deslocamentos do caso de ruptura do aterro, que o correu com espessura de preenchimento de 4,4 m.



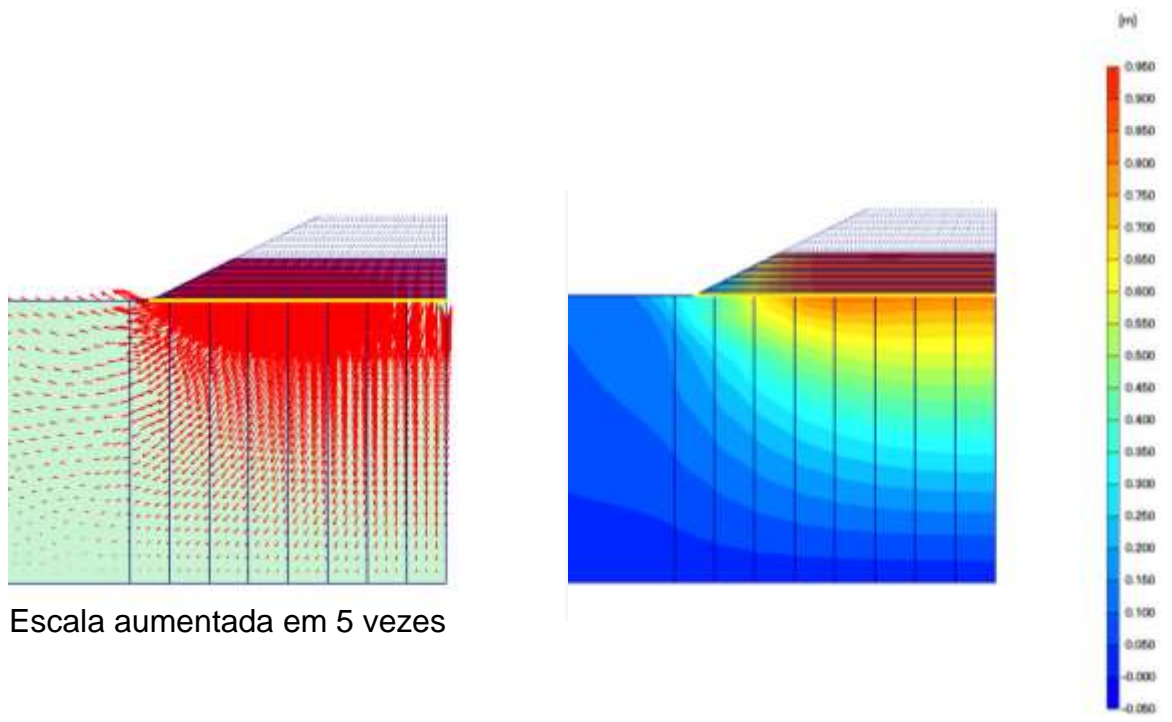
Escala aumentada em 20 vezes

Figura 8.26. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $0,5$ m/mês. Espessura de preenchimento de $1,0$ m.



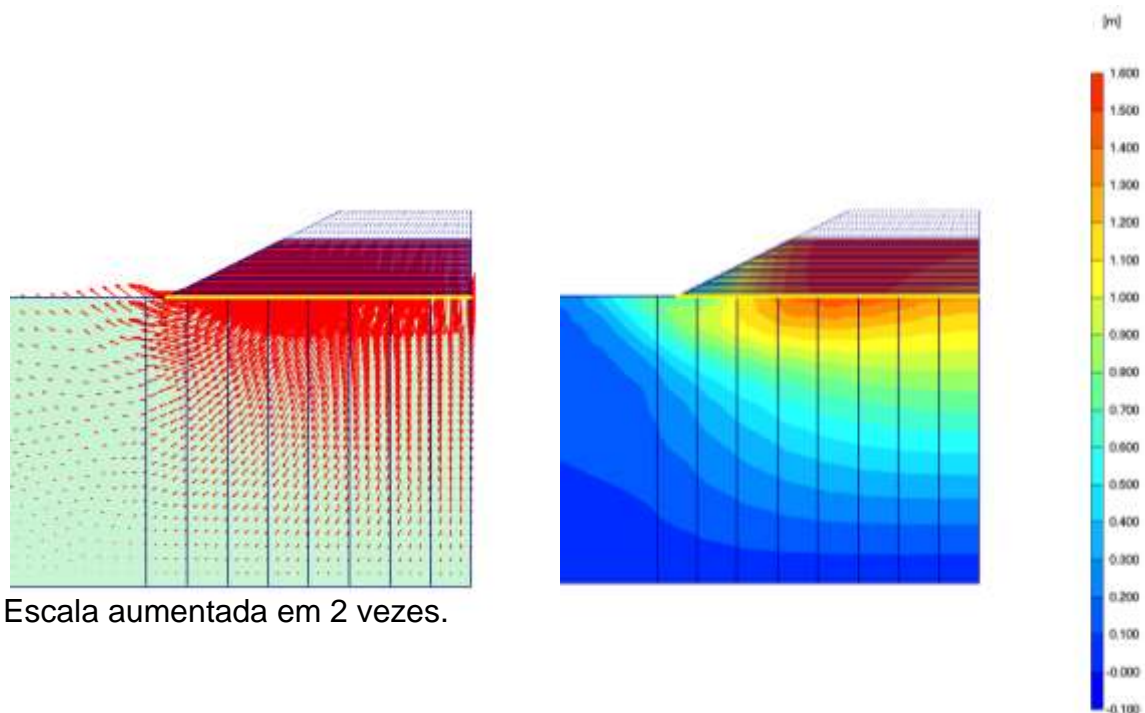
Escala aumentada em 10 vezes

Figura 8.27. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $0,5$ m/mês. Espessura de preenchimento de $2,0$ m.



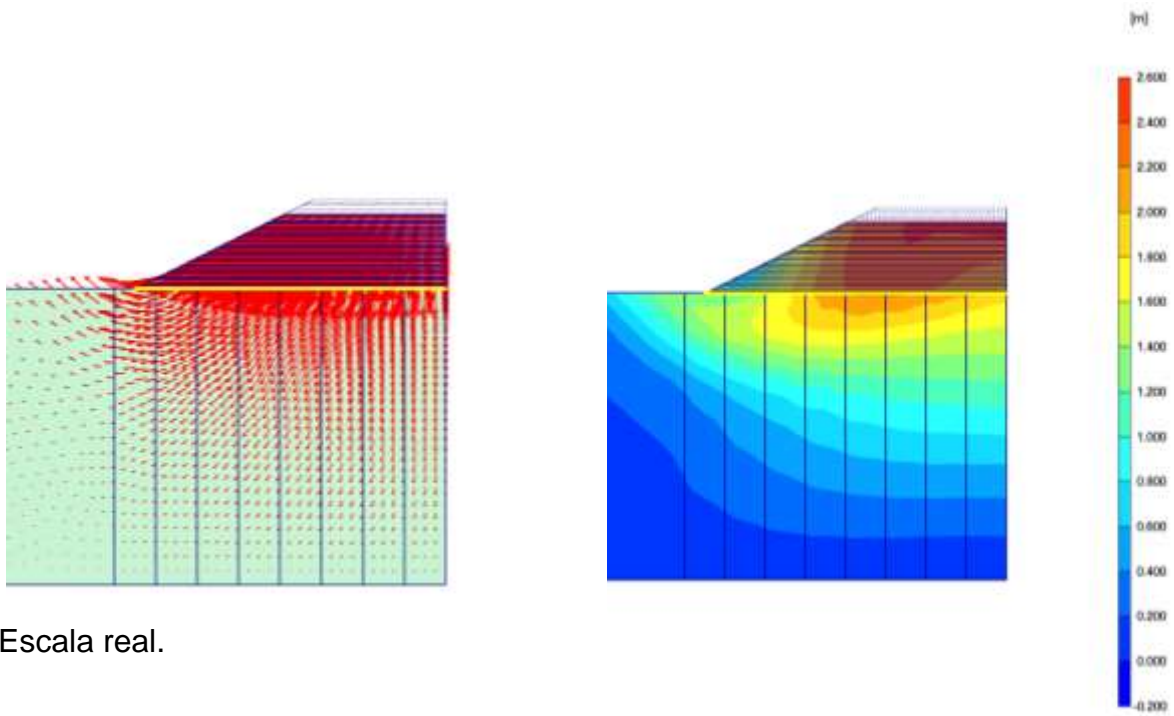
Escala aumentada em 5 vezes

Figura 8.28.– Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $0,5$ m/mês. Espessura de preenchimento de $3,0$ m.



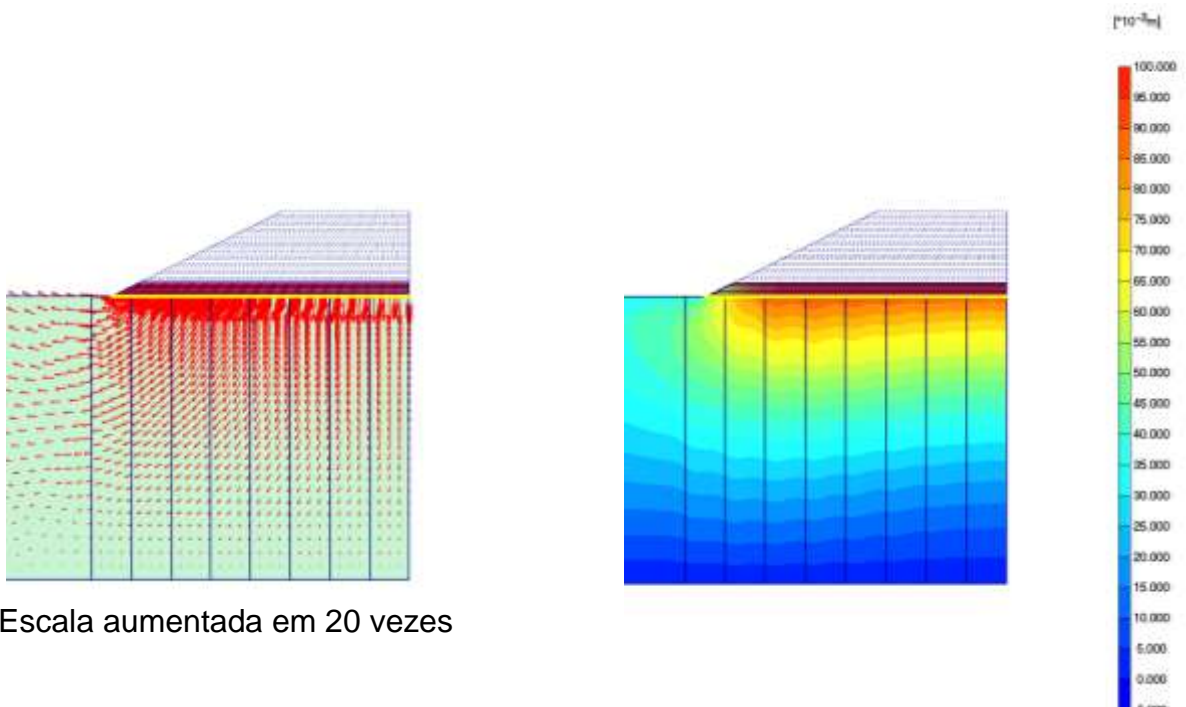
Escala aumentada em 2 vezes.

Figura 8.29.– Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $0,5$ m/mês. Espessura de preenchimento de $4,0$ m.



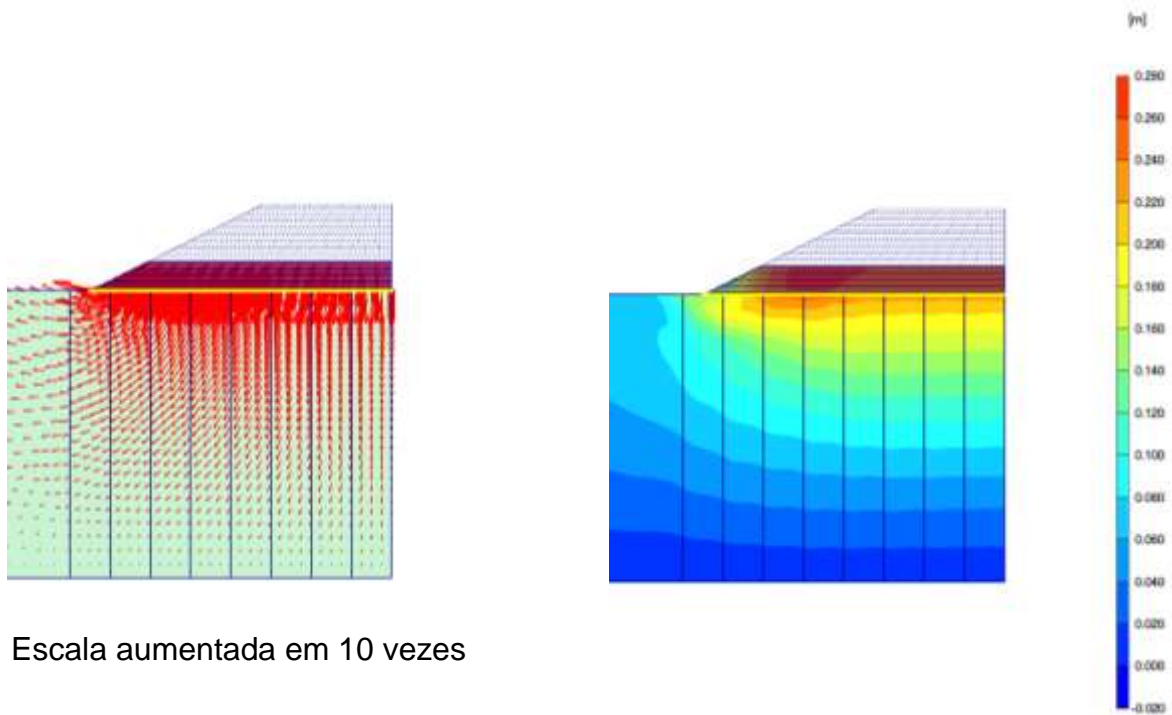
Escala real.

Figura 8.30.– Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $0,5$ m/mês. Espessura de preenchimento de $5,0$ m.



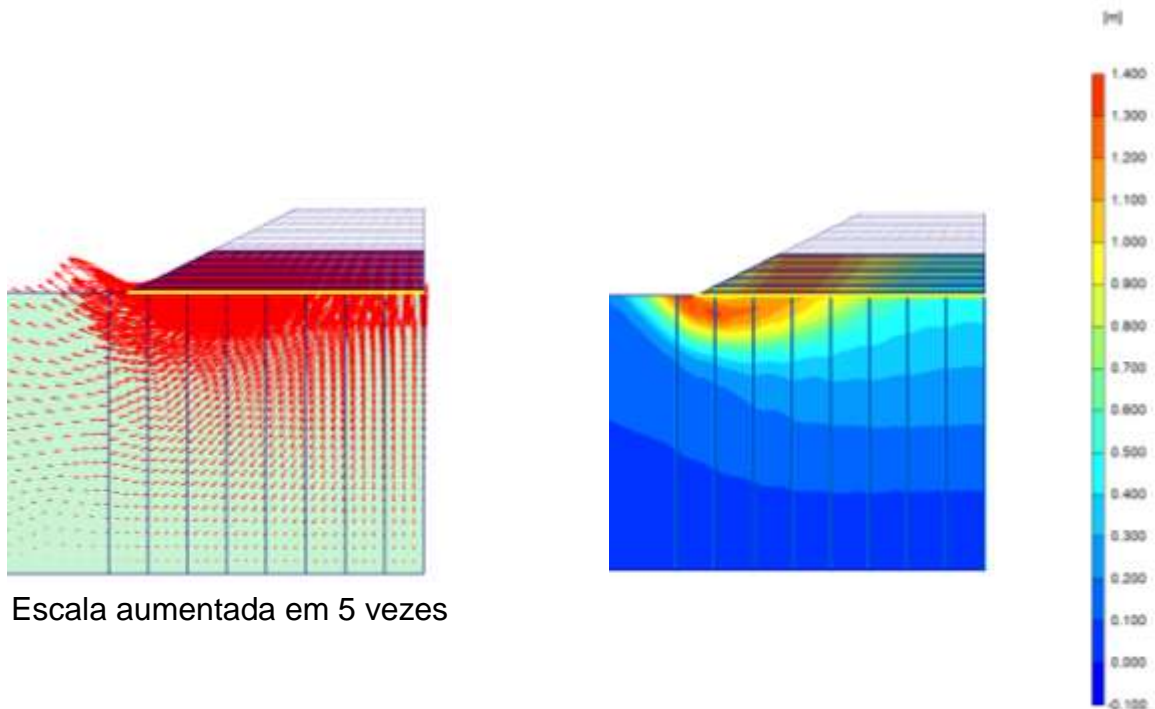
Escala aumentada em 20 vezes

Figura 8.31.Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $2,0$ m/mês. Espessura de preenchimento de $1,0$ m.



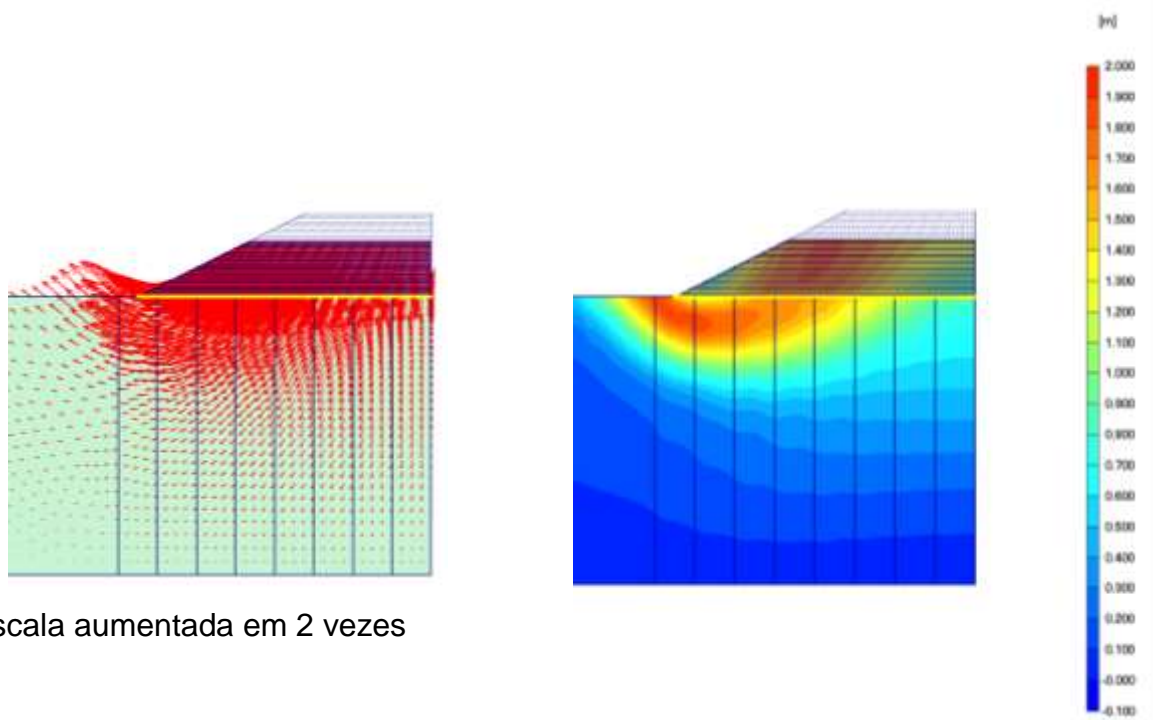
Escala aumentada em 10 vezes

Figura 8.32.– Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $2,0$ m/mês. Espessura de preenchimento de $2,0$ m.



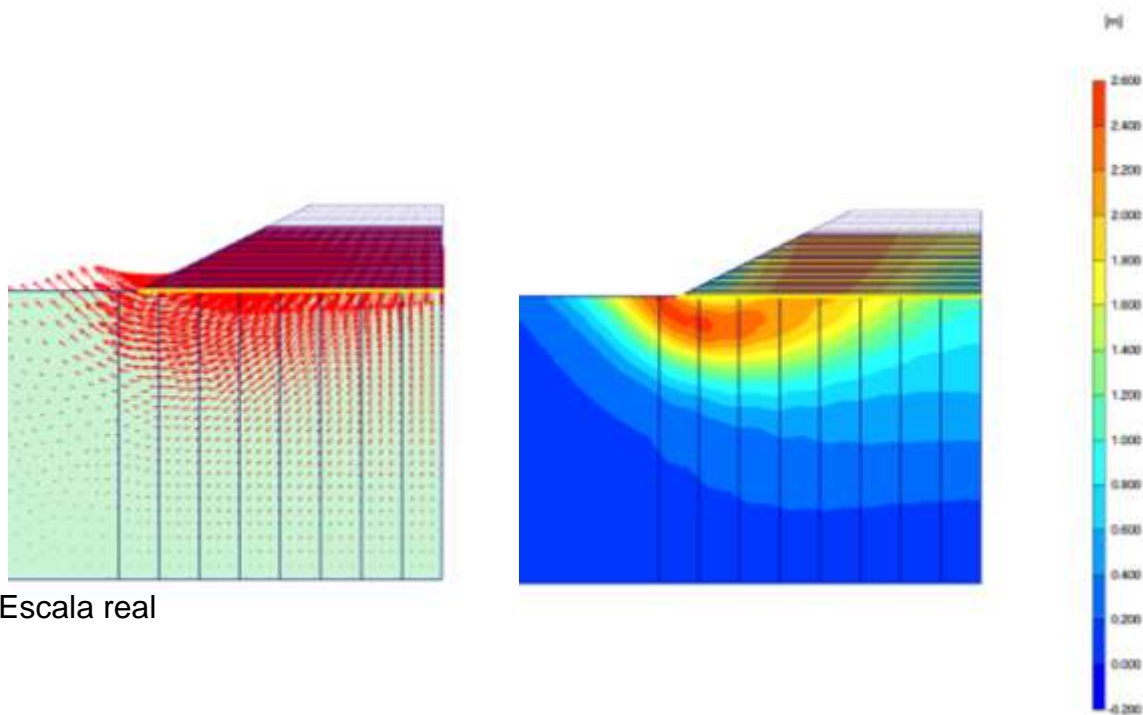
Escala aumentada em 5 vezes

Figura 8.33.– Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $2,0$ m/mês. Espessura de preenchimento de $3,0$ m.



Escala aumentada em 2 vezes

Figura 8.34.– Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $2,0$ m/mês. Espessura de preenchimento de $4,0$ m.



Escala real

Figura 8.35.– Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $2,0$ m/mês. Espessura de preenchimento de $4,4$ m, instante da ruptura, ponto de altura líquida máxima.

8.8.2. Deslocamento lateral no pé do talude

Ainda para os mesmos dois casos anteriores, são apresentadas nas Figuras 8.36 e 8.37 a malha de elementos finitos deformada onde é possível fazer uma associação do deslocamento dos drenos como inclinômetros.

A Figura 8.36 mostra o deslocamento do aterro no instante da ruptura, enquanto a Figura 8.37, mostra o deslocamento para o caso sem ruptura com espessura de preenchimento de 5,0 m já colocados. Observa-se que na Figura 8.38, o deslocamento junto ao pé do talude é sensivelmente menor que na Figura 8.37, onde fica evidenciado o processo de ruptura, já na Figura 8.38, percebe-se que o deslocamento é mais uniforme.

Para melhor visualização do deslocamento sob o pé do talude, a Figura 8.38 mostra a evolução desse deslocamento ao longo do período construtivo para os dois casos, um até o instante da ruptura e outro até a 5,0 m preenchidos.

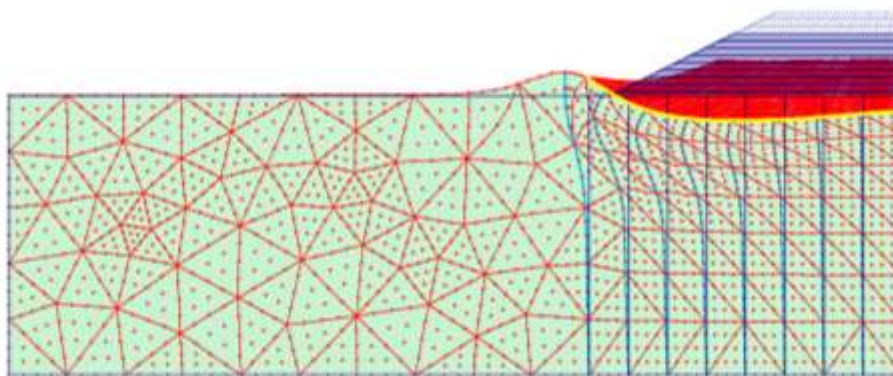


Figura 8.36. – Malha deformada no instante da ruptura para o caso com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção $2,0$ m/mês. (Fase 22 – 4,4 m de espessura de preenchimento – fase de altura líquida máxima).

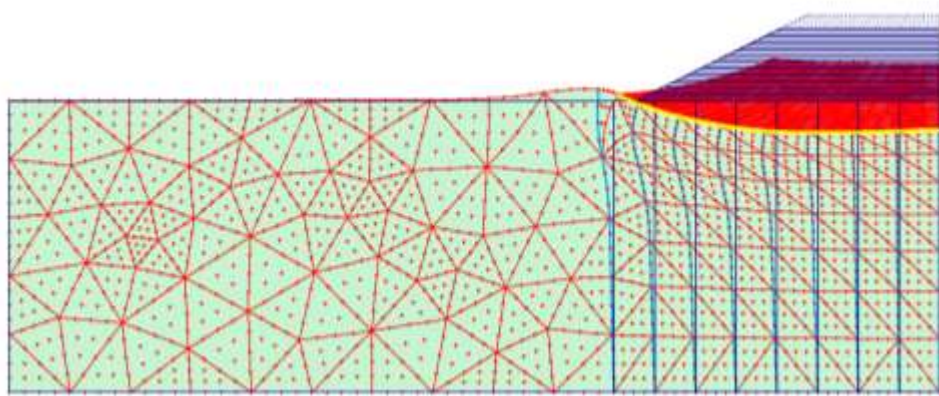


Figura 8.37.– Malha deformada no instante da ruptura para o caso com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção $0,5$ m/mês. (Fase 25 – $5,0$ m de espessura de preenchimento).

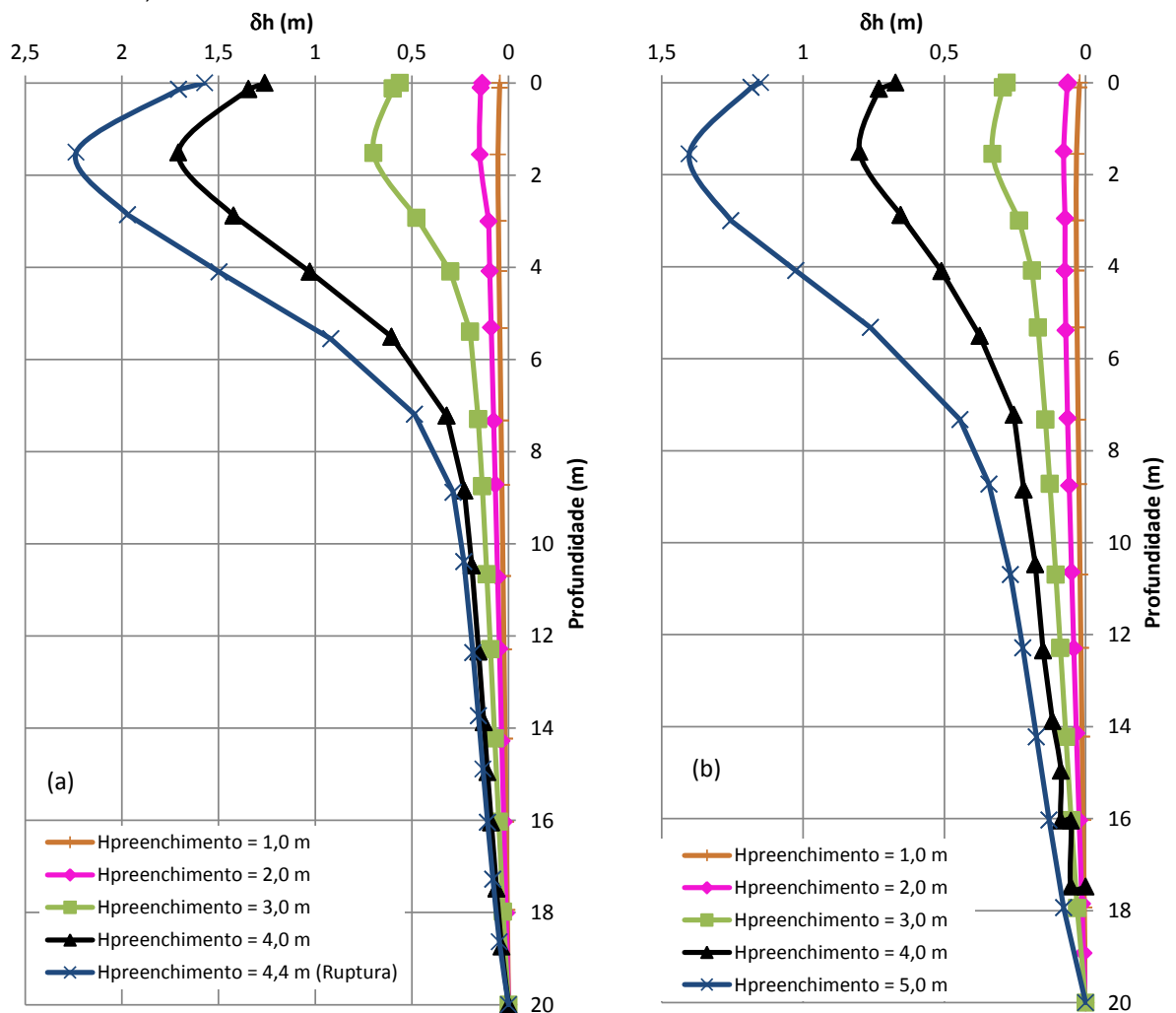


Figura 8.38.– Deslocamento lateral sob o pé do talude ao longo do período construtivo. (a) drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção $2,0$ m/mês. (b) drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção $0,5$ m/mês.

Vê-se na Figura 8.38 que o deslocamento lateral é maior para o caso em que se atinge a ruptura, e se desenvolveu muito mais rapidamente que o caso onde a ruptura não foi atingida. Para o caso sem ruptura, o deslocamento lateral, para altura de 5,0 m, ainda é menor que o deslocamento na ruptura, altura de 4,4 m, .m. Vale observar que os valores de deslocamentos na Figura 8.38(a) para os casos de $H = 4,0\text{m}$ e $H = 4,4\text{ m}$ estão fora das condições de serviço, assim como o caso de $H= 5,0\text{ m}$ na Figura 8.38(b).

A influência do espaçamento entre drenos também é muito significativa em relação aos deslocamentos laterais.

Pode-se observar nas Figuras 8.39 a 8.41, onde são apresentados os vetores deslocamentos, para três espaçamentos diferentes, mantidas a mesma velocidade de construção 2,0 m/mês e mesma rigidez do reforço, $J = 2000\text{ kN/m}$, que para a mesma altura de preenchimento, 3,0 m, o caso do aterro com drenos espaçados com $B=3,0\text{ m}$ apresenta deslocamentos maiores junto ao pé do talude e uma superfície de ruptura bem definida em comparação aos casos com espaçamentos menores.

Já para o caso com drenos espaçados de 1,0 m, pode-se observar que os deslocamentos são mais uniformes sob o aterro, não apresentando uma superfície de ruptura definida para esta fase de construção.

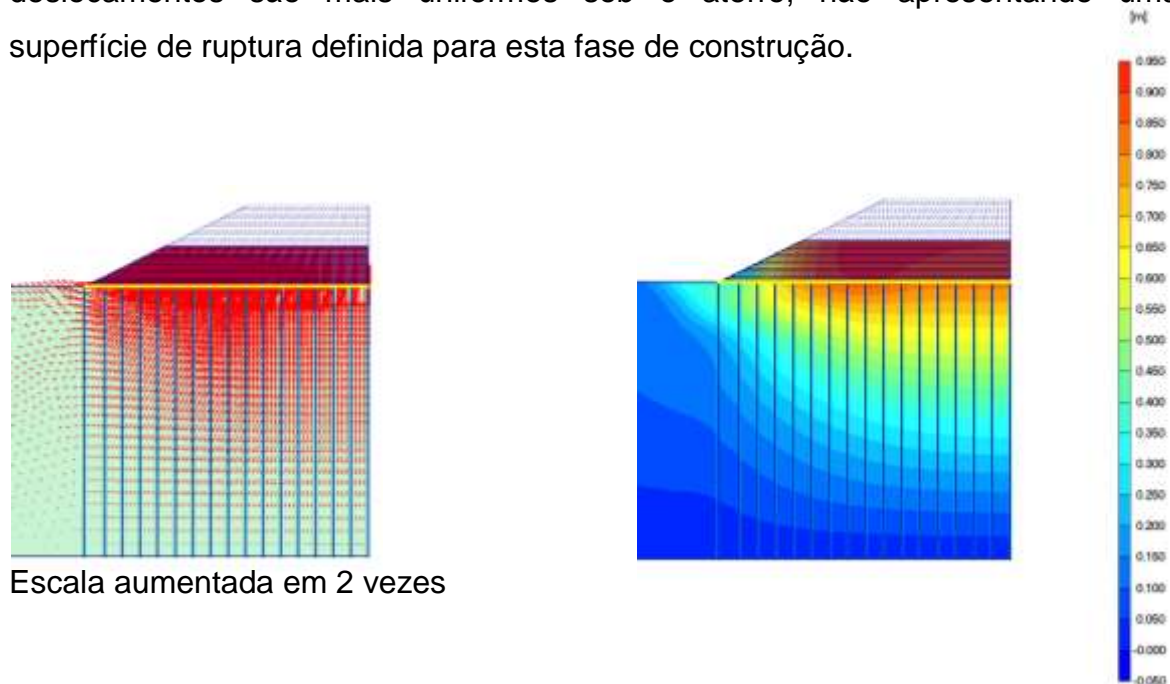
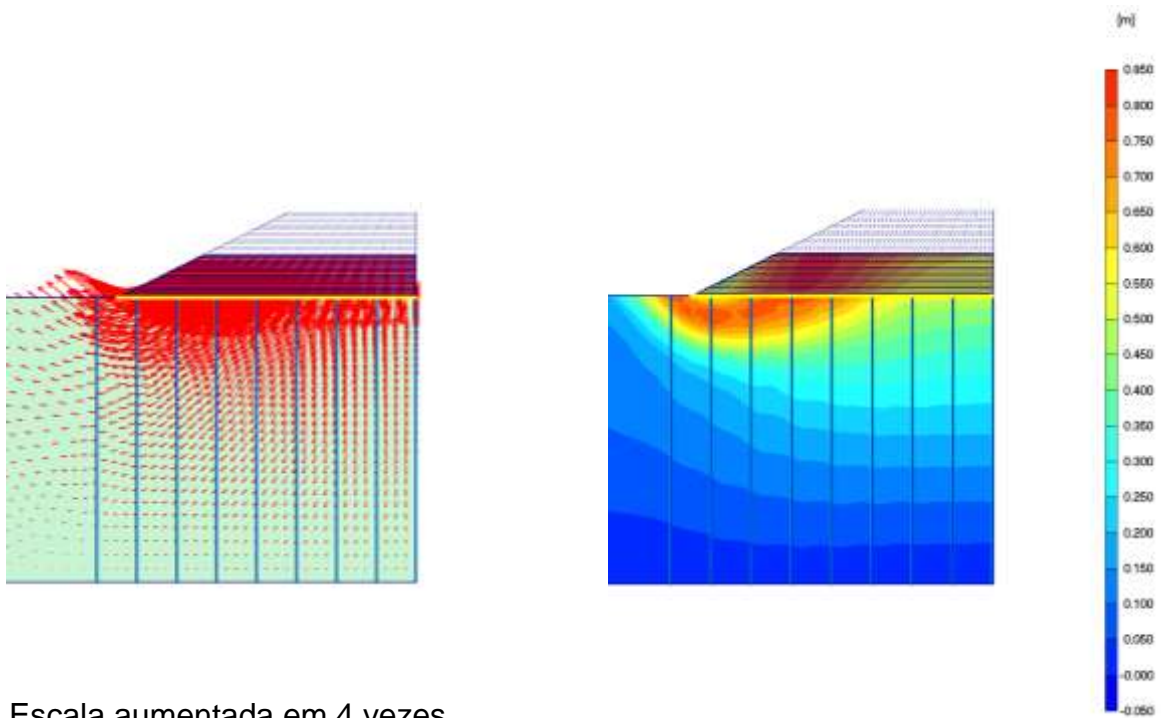
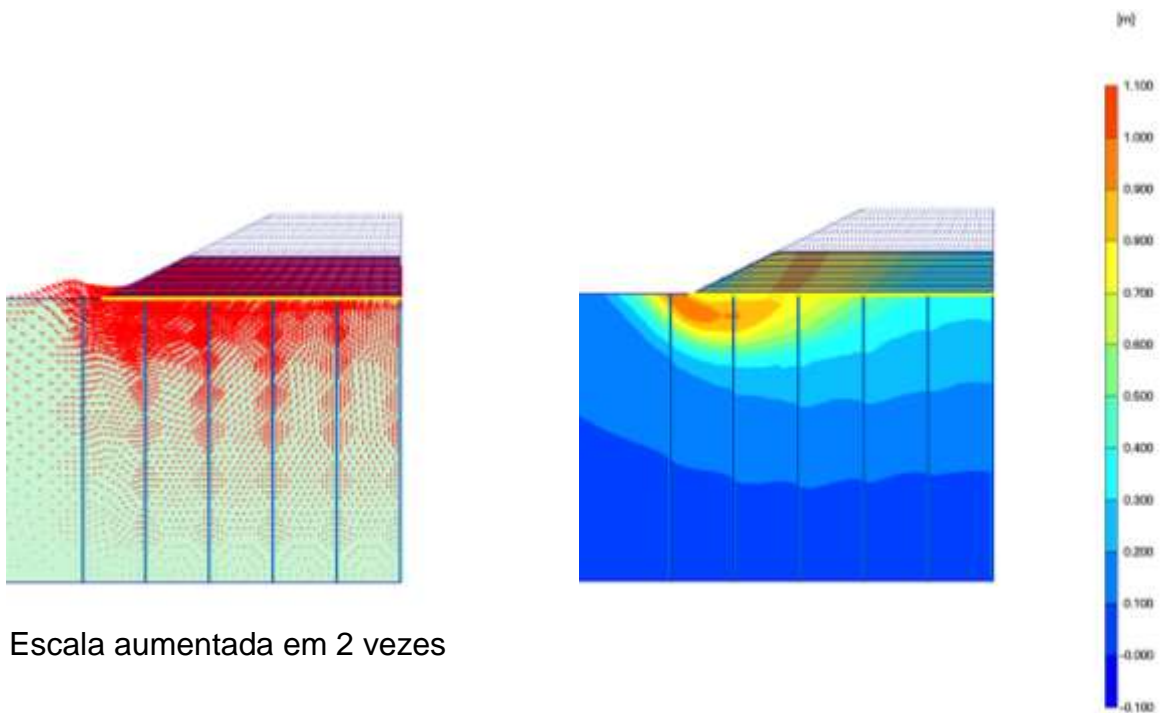


Figura 8.39. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=1,0\text{ m}$, $J=2000\text{ kN/m}$ e velocidade de construção = 2,0 m/mês. Espessura de preenchimento de 3,0 m



Escala aumentada em 4 vezes

Figura 8.40.– Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=2,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $2,0$ m/mês. Espessura de preenchimento de $3,0$ m



Escala aumentada em 2 vezes

Figura 8.41. – Vetores deslocamento para aterro com drenos com $B=3,0$ m, $J=2000$ kN/m e velocidade de construção = $2,0$ m/mês. Espessura de preenchimento de $3,0$ m

A Figura 8.42 mostra a comparação do deslocamento lateral sob o pé do talude para os diferentes espaçamentos entre drenos. Observa-se que para o caso com drenos espaçados em 1,0 m, o deslocamento lateral é praticamente metade do deslocamento dos outros dois casos, isso ocorre devido à deformação ser mais uniformemente distribuída ao longo de toda a superfície sob o aterro e o aterro, nessas condições, não apresentar tendência de ruptura por capacidade de carga, enquanto os casos de espaçamentos $B = 2,0$ m e $B = 3,0$ m, o atinge a ruptura para espessuras de preenchimento de 4,35 m e 3,75 m respectivamente.

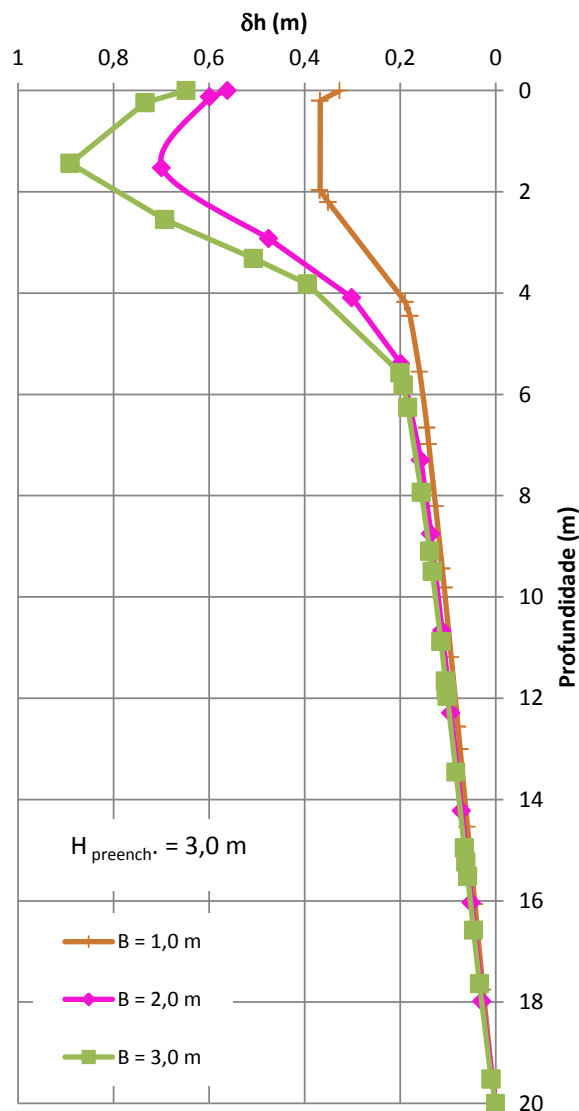


Figura 8.42. – Deslocamento lateral em função do espaçamento entre os drenos para velocidade de construção de 2,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m com espessura de preenchimento de 3,0 m.

8.9. Pequeno estudo da Influência da construção em estágios no comportamento do aterro

8.9.1. Altura líquida

A construção em estágios é outro fator que influencia diretamente na altura líquida do aterro. Porém uma premissa importante e que nos dias atuais pode ser uma desvantagem, é a necessidade de um tempo maior de obra, uma vez que é preciso deixar o aterro parado, adensando, durante um período pré-estabelecido.

Dessa forma, o solo de fundação tem um importante incremento em sua resistência, devido a dissipação da pressão neutra e aumento da tensão efetiva, para aí sim ser continuada a elevação do aterro e ser possível atingir maiores alturas do que na construção direta sem estágios.

A combinação de estágios de construção com drenos verticais, é interessante, pois, o ganho de resistência é acelerado em função da dissipação da pressão neutra ser mais rápida com o uso de drenos.

Esse ganho de resistência fica evidenciado nas Figuras 8.45 e 8.46, onde, percebe-se claramente aumento na altura líquida do aterro quando utilizado estágio de construção. Foram analisadas 3 diferentes rigidezes do reforço $J = 1000 \text{ kN/m}$, $J = 6000 \text{ kN/m}$ e não reforçado, o espaçamento entre drenos foi mantido em $B = 2,0 \text{ m}$ e a velocidade de construção em $6,0 \text{ m/mês}$.

O estágio foi feito após ser atingida a espessura de preenchimento de $1,0 \text{ m}$ e deixado adensar por 180 dias.

Observa-se que para as três rigidezes analisadas, houve aumento na altura líquida, porém, os aterros ainda romperiam por capacidade de carga.

O aumento na altura líquida entre os casos não reforçados chegou a 37%, para o caso de rigidez $J = 1000 \text{ kN/m}$ esse aumento foi de 6% e entre os casos de reforço $J = 6000 \text{ kN/m}$ esse ganho foi cerca de 13%.

Nos casos reforçados, a medida em que a rigidez do reforço aumenta, a relação entre altura líquida dos casos com estágio e sem estágio aumenta

também, para o caso de $J = 2000 \text{ kN/m}$ o aumento foi de 7% e para o caso de $J = 4000 \text{ kN/m}$, esse aumento foi de 11 %.

Para facilitar a visualização do gráfico na Figura 8.43, foram apresentados apenas os três casos de rigidez acima citados.

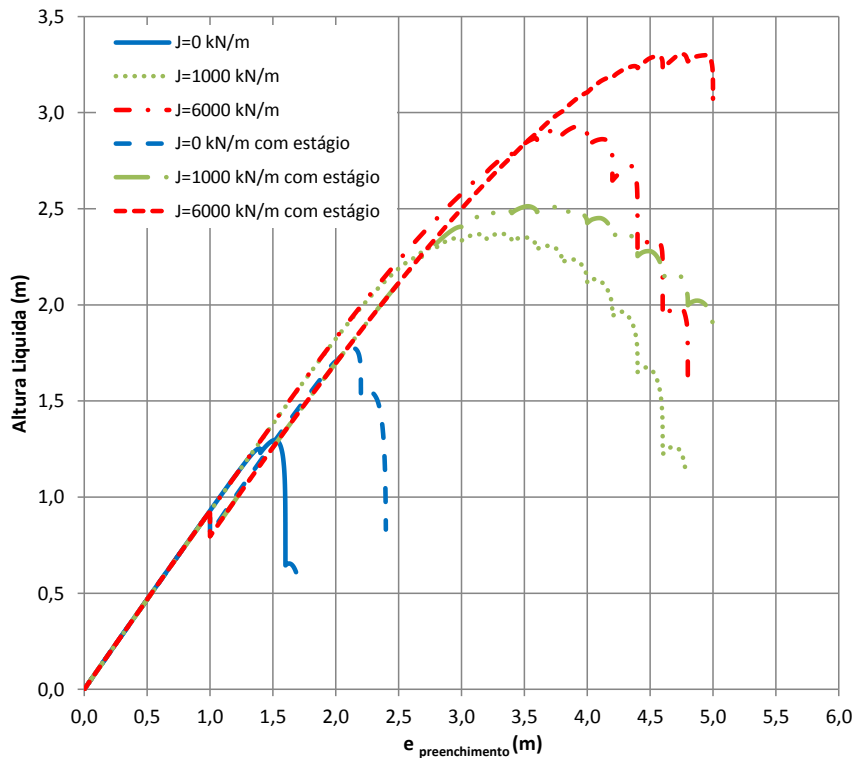


Figura 8.43.– Comparação da altura líquida para casos com estágio e sem estágio de construção com espaçamento entre drenos $B = 2,0 \text{ m}$, velocidade de construção de $6,0 \text{ m/mês}$ e rigidez do reforço $J = 1000 \text{ kN/m}$, $J = 6000 \text{ kN/m}$ e não reforçado.

Na Figura 8.44, foi feita análise para um mesmo caso, velocidade de construção $6,0 \text{ m/mês}$, espaçamento dos drenos $B = 2 \text{ m}$ e rigidez do reforço $J = 2000 \text{ kN/m}$, porém foram estudados diferentes estágios de construção.

Como referência, a análise “1” é em construção direta, sem estágio, outra, análise “2”, com estágio de 180 dias após $1,0 \text{ m}$ de espessura de preenchimento, mais uma, análise “3”, com dois estágios de 180 dias, um após $1,0 \text{ m}$ de espessura de preenchimento e após $2,0 \text{ m}$ de espessura de preenchimento e por fim, análise “4”, com um estágio de 180 dias com $3,6 \text{ m}$ de aterro preenchido, o que corresponde a altura líquida máxima sem estágio nenhum.

Quando se compara análise “2” com a análise “3”, observa-se que o ganho de altura líquida praticamente não existiu, porém pode-se ver que o aterro construído com 2 estágios apresenta um comportamento em que a ocorrência de ruptura é menos brusca.

A análise “4” apresentou ganho de altura líquida em relação as demais, mas também começava a apresentar tendência de ruptura ao final de 6,0 m de preenchimento de aterro.

Em outra análise, análise “5” optou-se por implementar seguidos estágios de 60 dias a cada 60 cm de aterro construído, após o estágio feito na análise “4”.

O resultado, apresentado na Figura 8.44, mostrou que foi possível atingir uma maior altura líquida com a inclusão desses novos estágios, melhorando ainda mais a estabilidade do aterro uma vez que o aterro não apresentou tendência de ruptura até 6,0 m de espessura de construção.

Esse efeito é devido ao ganho de resistência que ocorre na camada de solo mole no processo de adensamento, ocasionado pelo aumento da tensão efetiva.

Portanto é possível atingir alturas maiores com uma rigidez de reforço menor utilizando-se de estágios de construção.

A Figura 8.45 mostra o desenvolvimento dos recalques verticais para as cinco análises, evidenciando a ruptura nas análises “1” a “4” e a tendência de não ruptura do caso da análise “5”, com múltiplos estágios.

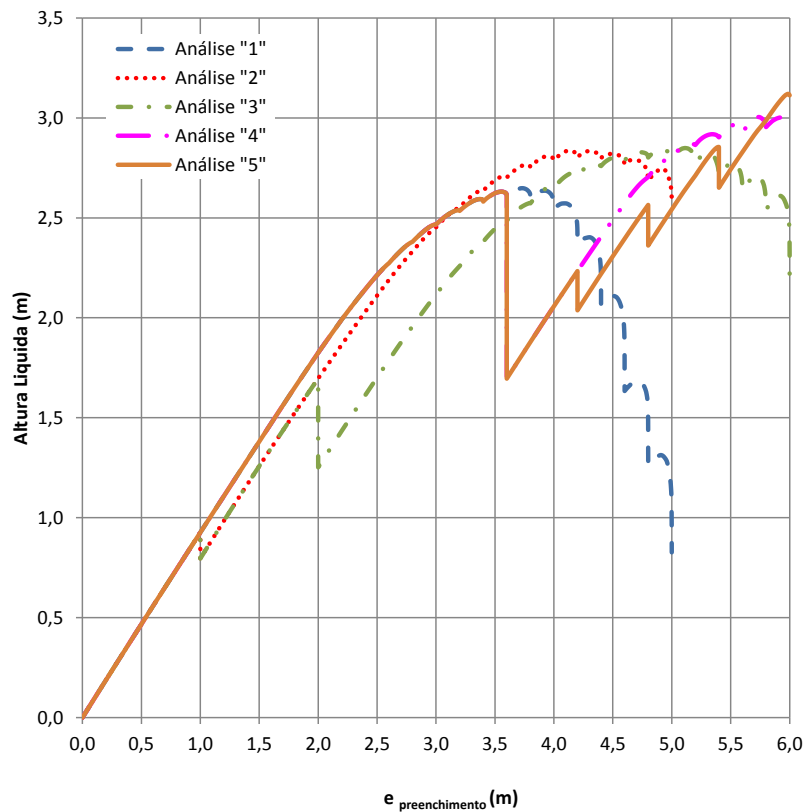


Figura 8.44.– Alturas líquidas para as análises “1” a “5” com diferentes estágios de construção. Velocidade de construção 6,0 m/mês, espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m

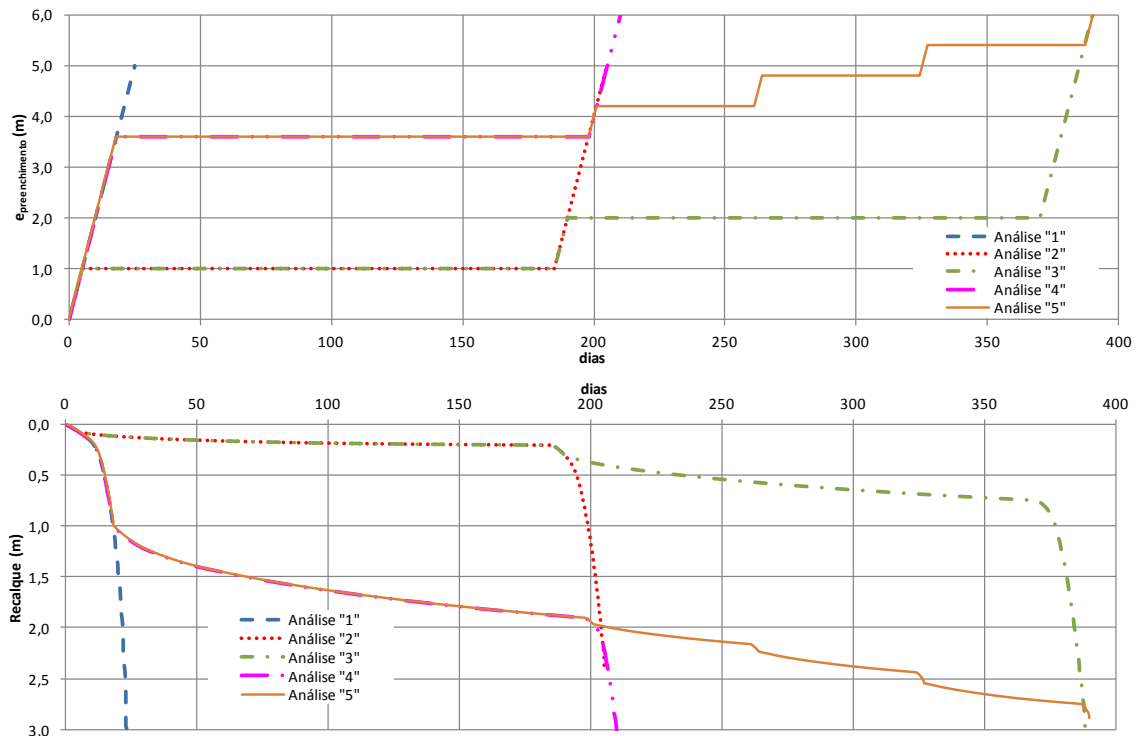


Figura 8.45.– Recalques verticais para as análises “1” a “5” com diferentes estágios de construção. Velocidade de construção 6,0 m/mês, espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m

8.10. Estudo da deformação do reforço em função do grau de adensamento

O Grau de adensamento médio é um importante parâmetro para a avaliação e conhecimento do comportamento dos aterros sobre solos moles.

O grau de adensamento médio será utilizado para avaliar a altura líquida e a deformação do reforço para as diferentes velocidades de construção e espaçamentos entre drenos.

As Figuras 8.46 e 8.47 mostram a evolução da deformação do reforço em função do grau de adensamento médio para as diferentes rigidezes do reforço, velocidades de construção de 0,5 m/mês e 2,0 m/mês respectivamente para os três espaçamentos entre drenos, $B = 1$ m, $B = 2$ m e $B = 3$ m.

A primeira observação referente às Figuras 8.46 e 8.47 é que quanto menor o espaçamento entre drenos os reforços são menos solicitados e as deformações ocorrem para graus de adensamento maiores em relação aos casos com drenos mais afastados um do outro, quando o grau de adensamento é menor para uma mesma deformação admissível do reforço.

Percebe-se também que quanto mais rígido o reforço, a deformação admissível é menor para um mesmo grau de adensamento.

A velocidade de construção é outro fator que influencia diretamente no grau de adensamento e na deformação do reforço. A medida em que a velocidade de construção aumenta, a deformação do reforço é maior para um mesmo grau de adensamento.

Novamente, vale lembrar que, como não houve limitação da deformação admissível do reforço, a deformação resultante nas Figuras 8.46 e 8.47 é superior aos valores de deformação admissível encontrados no mercado.

Nas Figura 8.46 (a), o aterro não atingiu a ruptura para nenhuma das rigidezes estudadas. Na Figura 8.46 (b) e 8.47 (a), o caso com $J = 500$ kN/m atinge a ruptura, os demais casos não chegaram a romper. Para os casos da Figura 8.46 (c), 8.47 (b) e 8.47(c) todos os casos rompem.

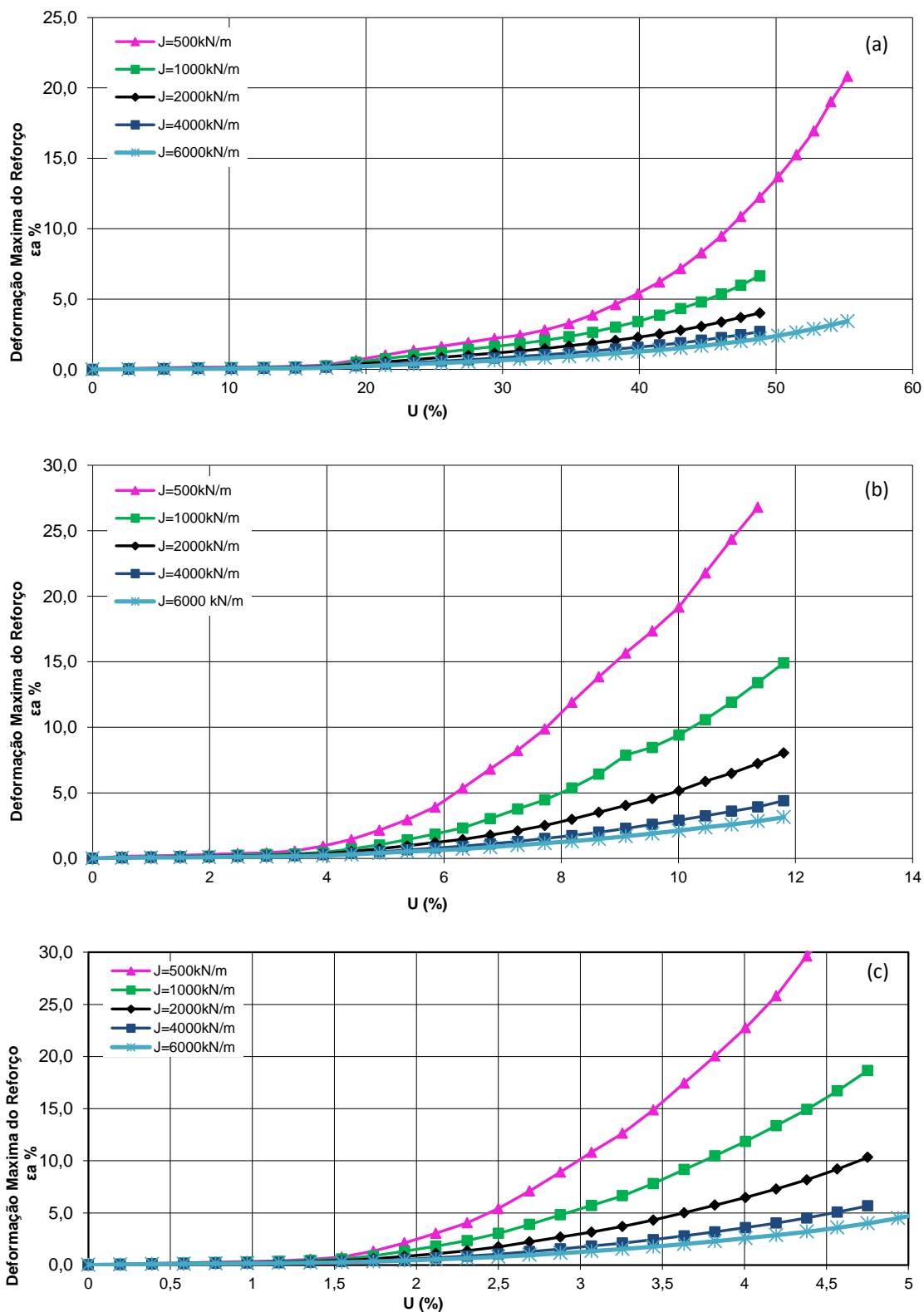


Figura 8.46. – Deformação do reforço em função do grau de adensamento médio para Velocidade de 0,5 m/mês e espaçamento entre drenos de 1,0 m (a), 2,0 m (b) e 3,0 m (c) para diferentes rigidezes.

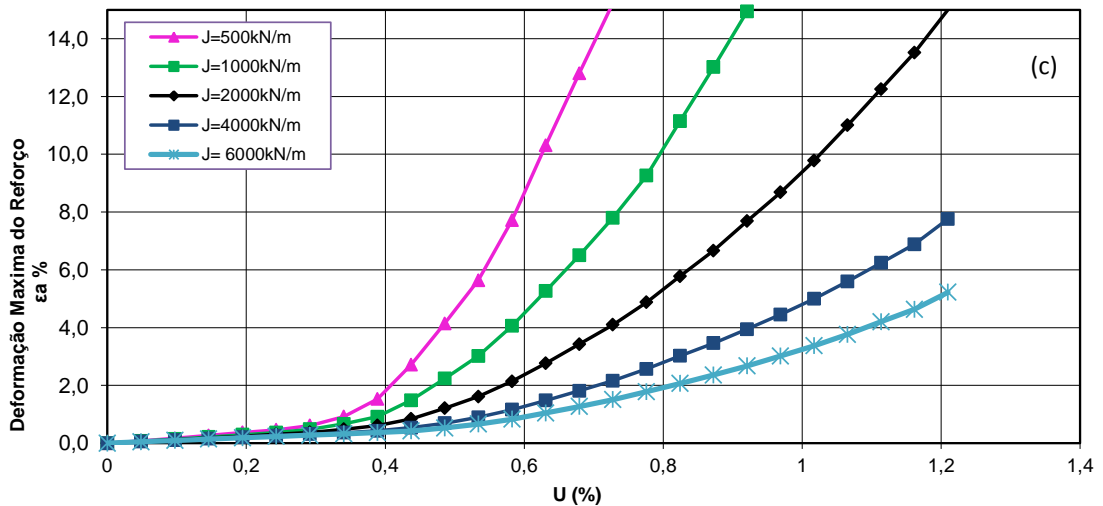
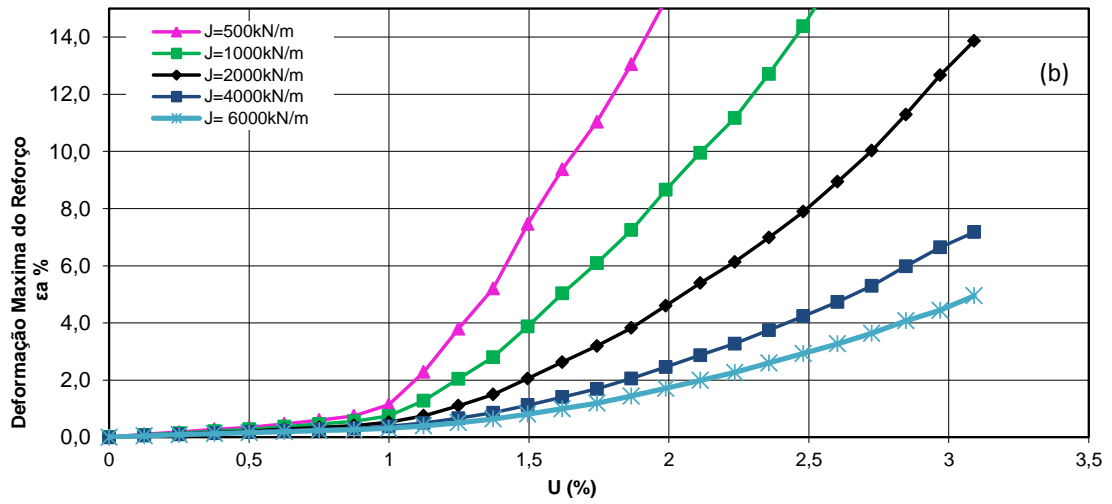
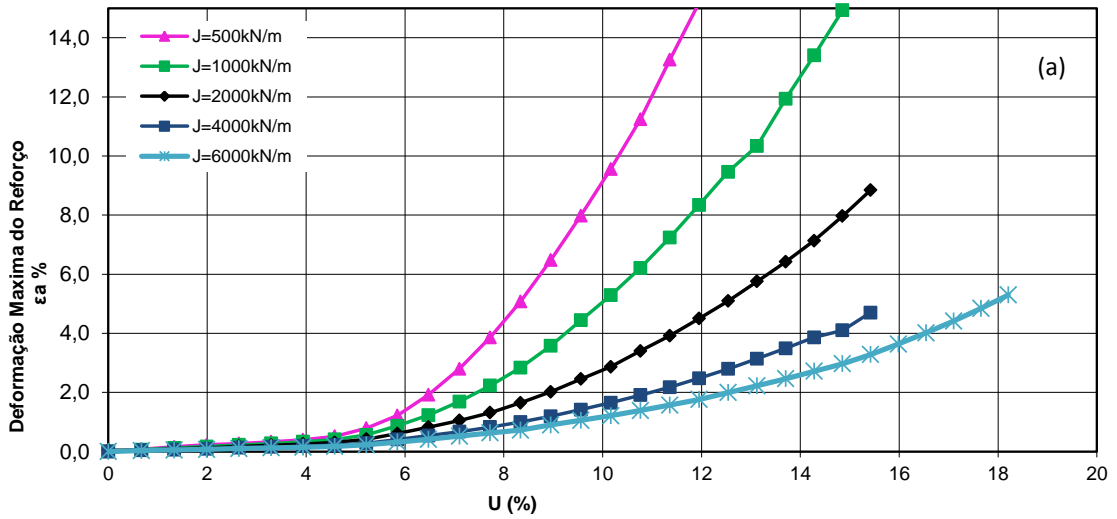


Figura 8.47. – Deformação do reforço em função do grau de adensamento médio para Velocidade de 2,0 m/mês e espaçamento entre drenos de 1,0 m (a), 2,0 m (b) e 3,0 m (c) para diferentes rigidezes.

9. CORRELAÇÕES GRÁFICAS

9.1. Introdução

Para que seja possível fazer uma análise mais completa e geral dos casos analisados e as influências de cada variável estudada, serão apresentados gráficos que se correlacionam entre si, proporcionando melhor entendimento do comportamento do aterro.

Com isso, podem ser também melhor analisadas as influências de cada variável separadamente, como a rigidez do reforço, o espaçamento entre drenos e a velocidade de construção.

Serão apresentados gráficos comparativos analisando as influências de cada variável citada ao longo do tempo sobre os recalques, deformação do reforço, deslocamento lateral e grau de adensamento.

9.2. Apresentação dos gráficos

As Figuras 9.1 a 9.5 apresentam essas correlações para as velocidades estudadas de 0,5 m/mês a 6,0 m/mês para drenos espaçados a cada 2,0 m, demais casos, podem ser encontrados no anexo I.

A primeira observação que pode ser feita, é que a medida em que a rigidez do reforço aumenta, a altura líquida aumenta e o grau de adensamento também aumenta.

Quando os aterros atingem a ruptura por capacidade de carga, a deformação do reforço é sempre menor para reforços mais rígidos, mesmo que a ruptura tenha ocorrido para espessuras de preenchimento maiores.

Quanto maior a altura líquida, maior o grau de adensamento.

Observa-se também que a velocidade de construção influi diretamente no grau de adensamento, quanto maior a velocidade de construção, menor o tempo de dissipação da pressão neutra durante o período construtivo, portanto, menor o grau de adensamento ocorrido ao final da elevação do aterro.

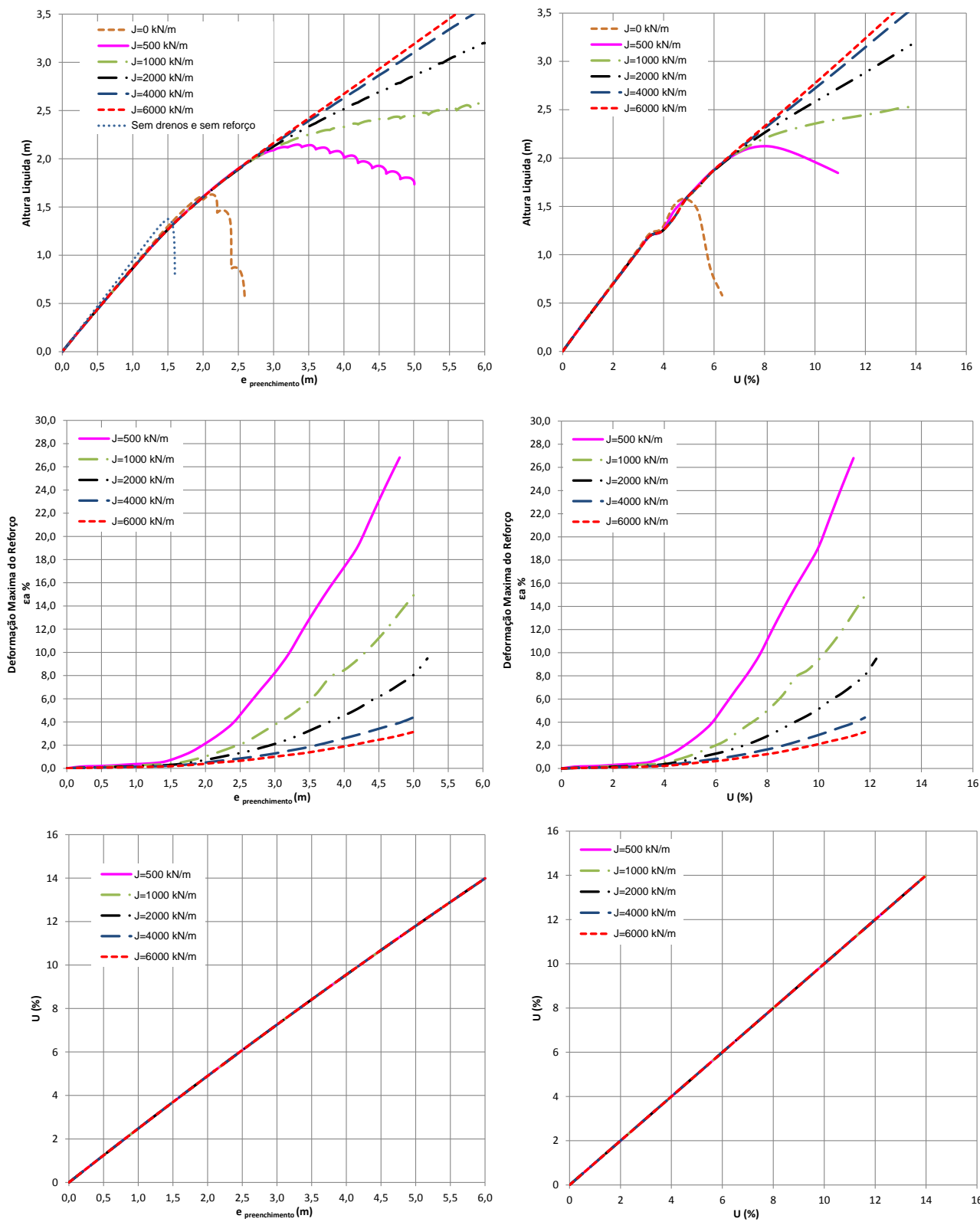


Figura 9.1.- Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos B = 2,0 m, velocidade de construção de 0,5 m/mês.

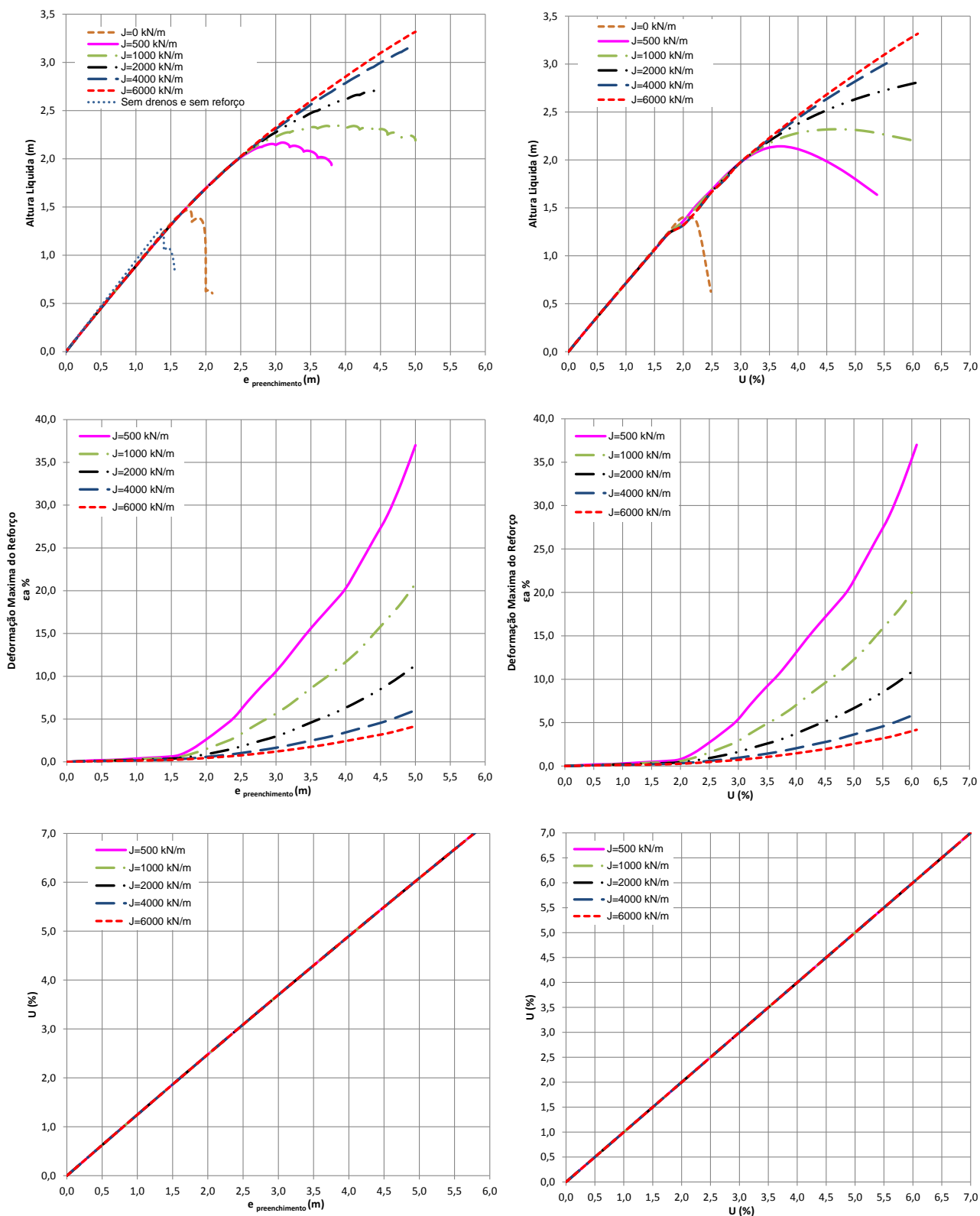


Figura 9.2.- Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m, velocidade de construção de $1,0$ m/mês.

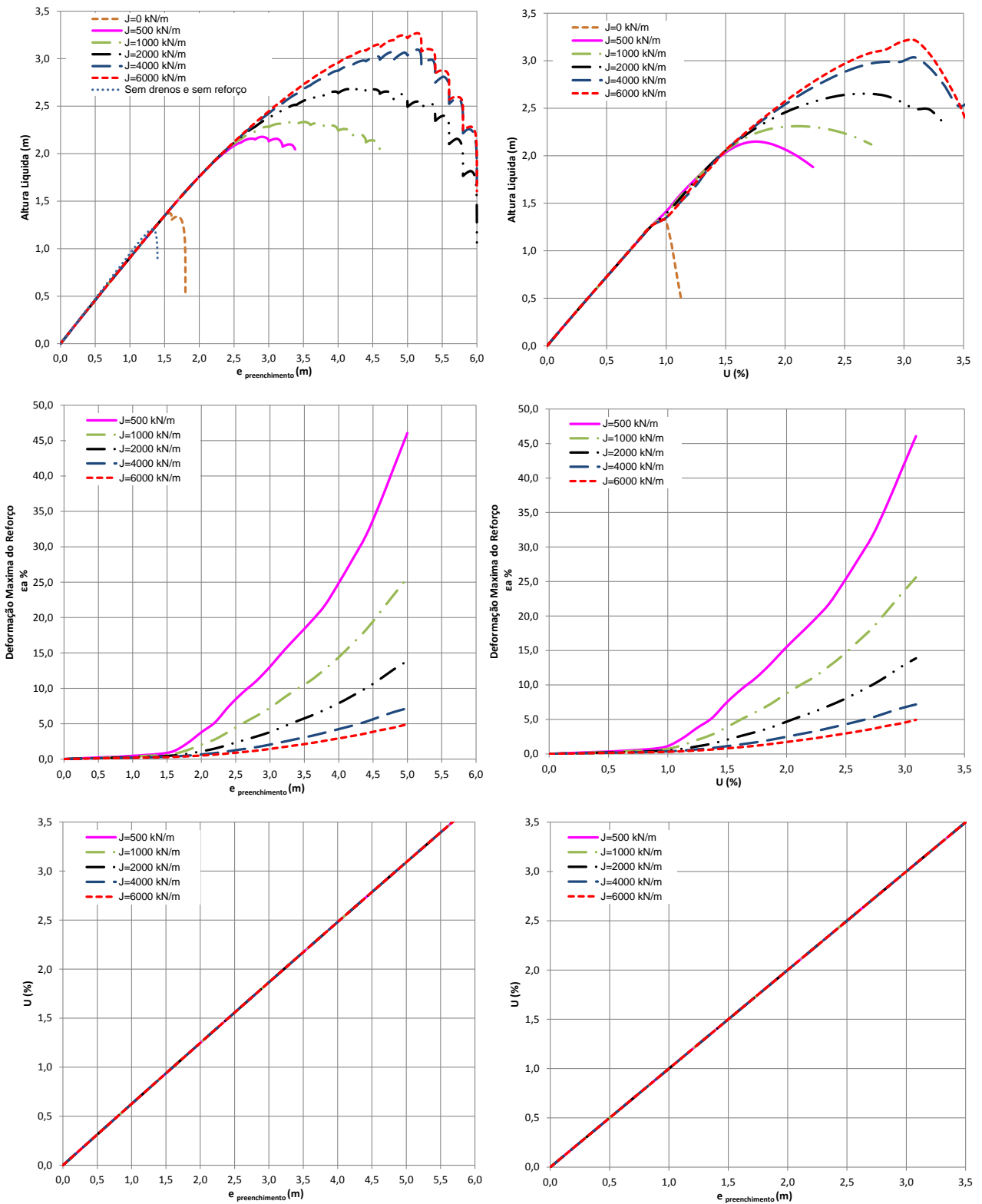


Figura 9.3.- Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos B = 2,0 m, velocidade de construção de 2,0 m/mês

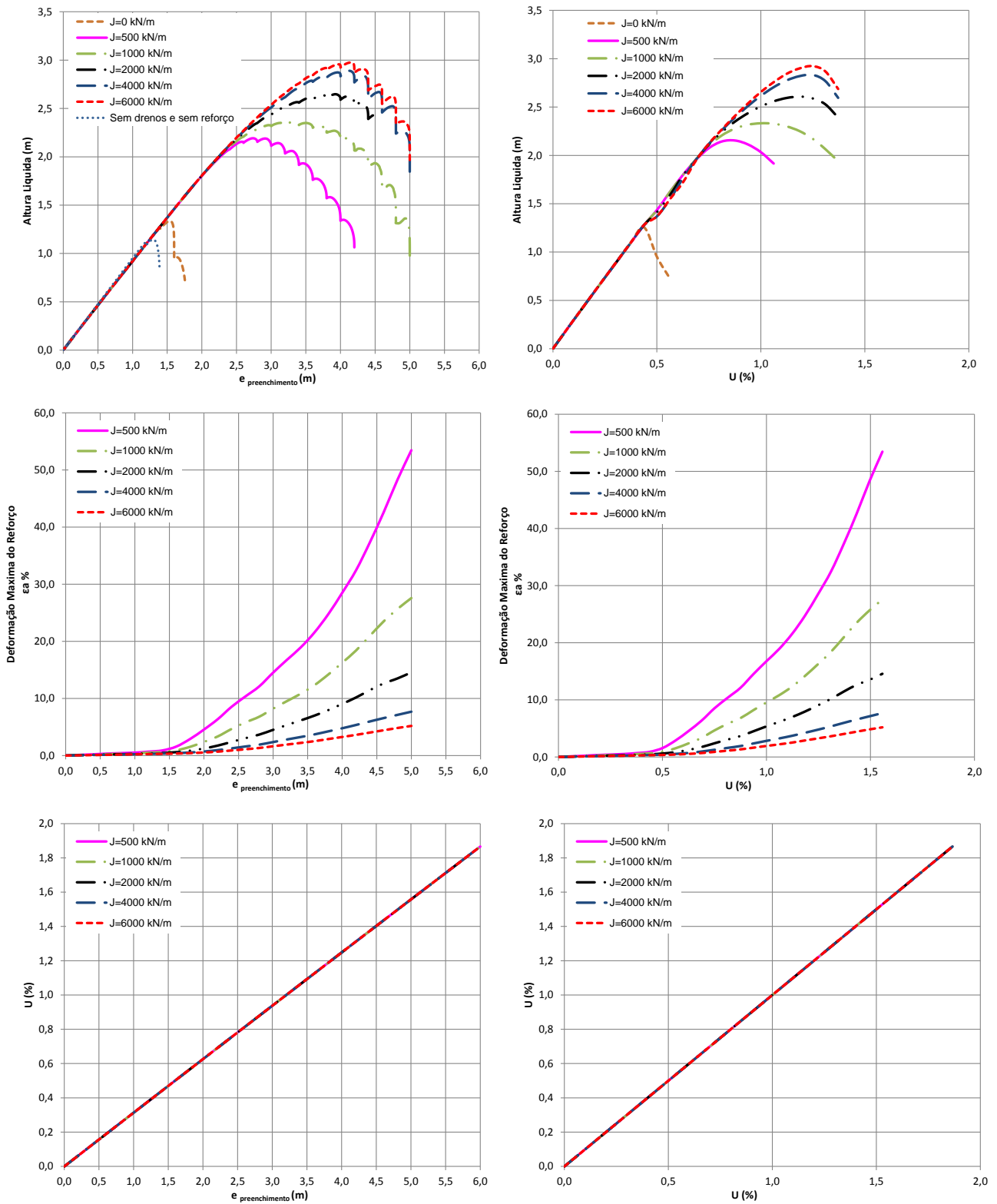


Figura 9.4.- Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos B = 2,0 m, velocidade de construção de 4,0 m/mês

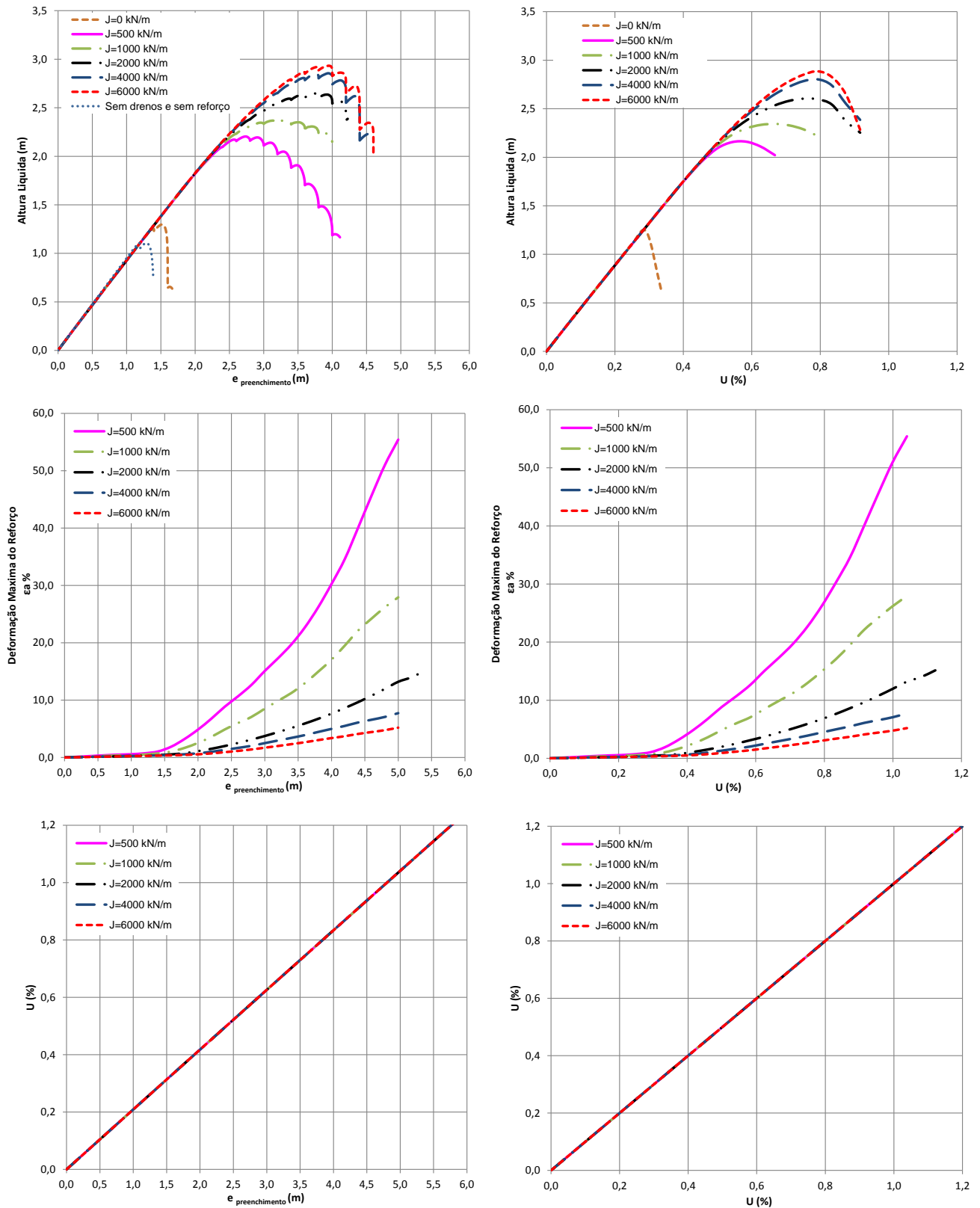


Figura 9.5.- Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m, velocidade de construção de $6,0$ m/mês

9.3. Influência do espaçamento entre drenos

As Figuras 9.6 a 9.10 mostram a influência do espaçamento entre drenos no comportamento dos aterros durante o período construtivo.

Serão apresentados gráficos em que são mantidos constantes tanto a rigidez do reforço como a velocidade de construção, variando somente o espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m, $B = 2,0$ m e $B = 3,0$ m.

Serão apresentados os gráficos para as velocidades estudadas, de $0,5$ m/mês a velocidade de construção de $6,0$ m/mês, para a mesma rigidez $J = 2000$ kN/m.

Na Figura 9.6, e 9.7 velocidades de construção $0,5$ m/mês e $1,0$ m/mês respectivamente, o caso com espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m atinge a ruptura, enquanto que os casos de $B = 1,0$ m e $B = 2,0$ m não atingem a ruptura até a altura elevada.

Quando a velocidade passa a ser de $2,0$ m/mês, Figura 9.8, os casos de $B = 2,0$ m e $B = 3,0$ m rompem.

Na Figura 9.9, com velocidade de construção de $4,0$ m/mês, e Figura 9.10, velocidade de construção $6,0$ m/mês, todos os casos atingem a ruptura.

Observa-se que os recalques verticais, são maiores inicialmente, antes da ruptura, para os casos com $B = 1,0$ m. Porém, quando ocorre ruptura, esses recalques aceleram e superam os casos em que não atingem a ruptura, exemplo Figura 9.8.

O deslocamento lateral é sempre menor para espaçamentos entre drenos menores, isso ocorre em função do adensamento ser maior em relação aos casos com drenos mais afastados.

O grau de adensamento atingido durante o período construtivo para os casos com drenos $B = 1,0$ m, é muito superior para os outros dois casos de espaçamento entre drenos.

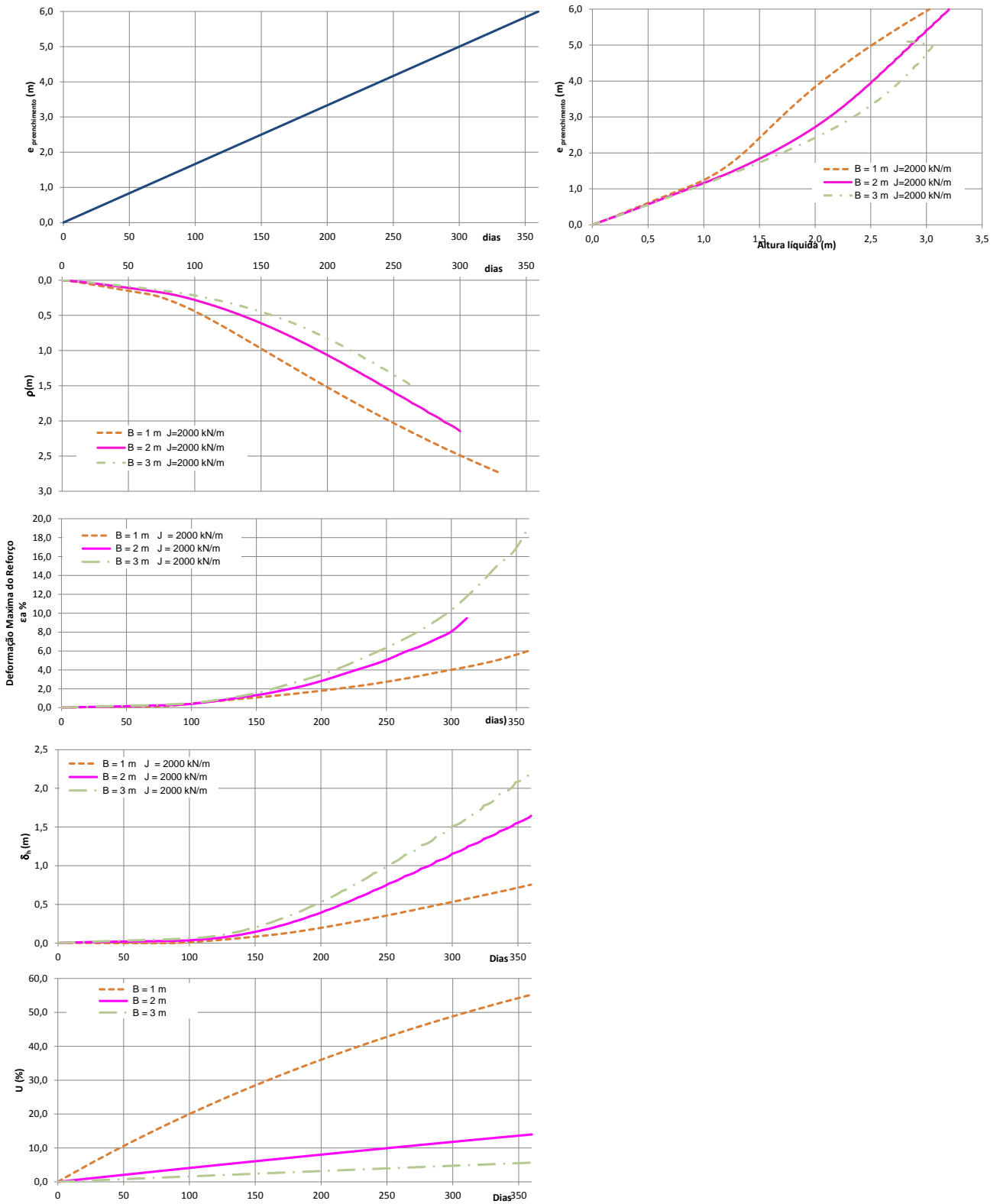


Figura 9.6.- Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 0,5 m/mês e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m

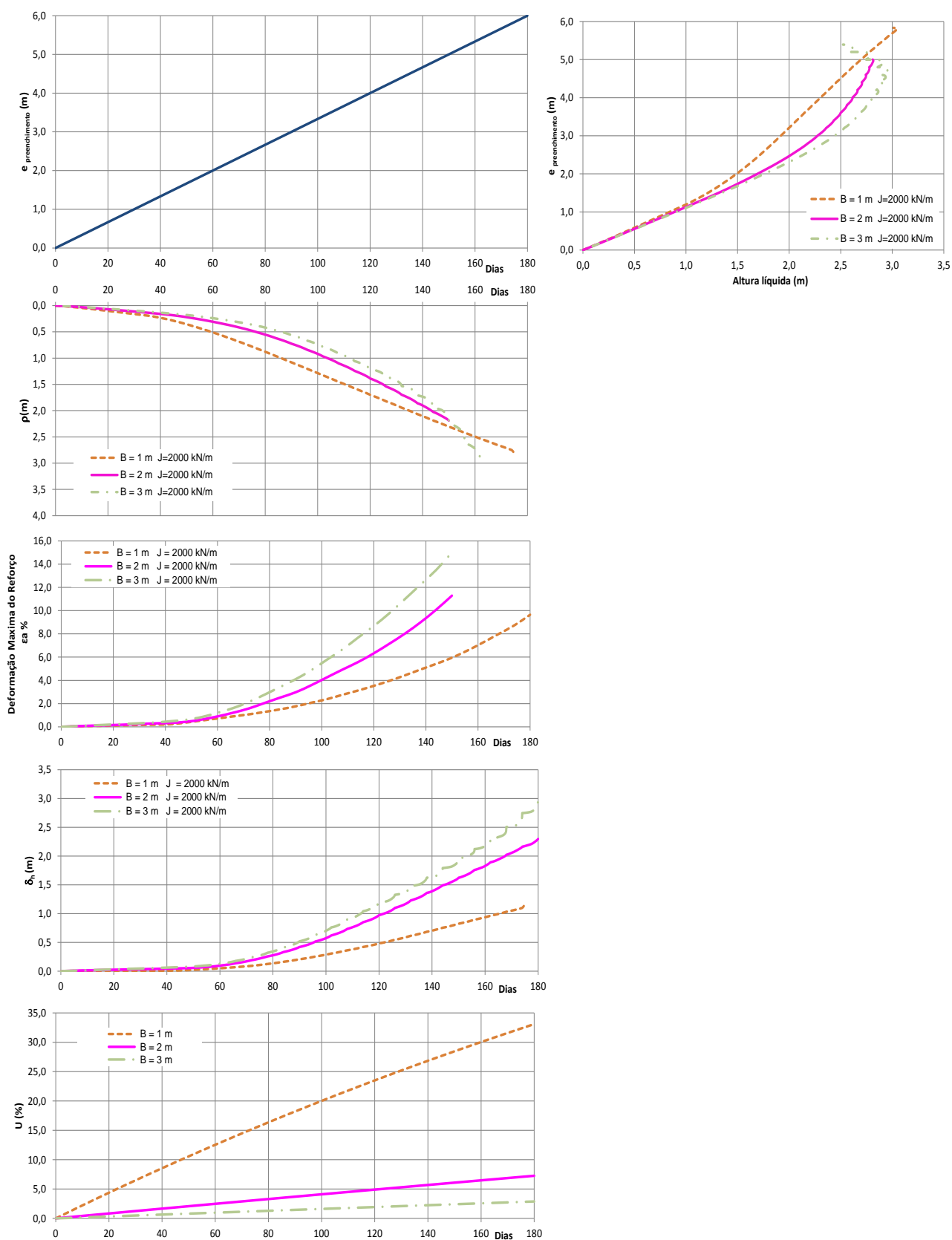


Figura 9.7.- Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 1,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m

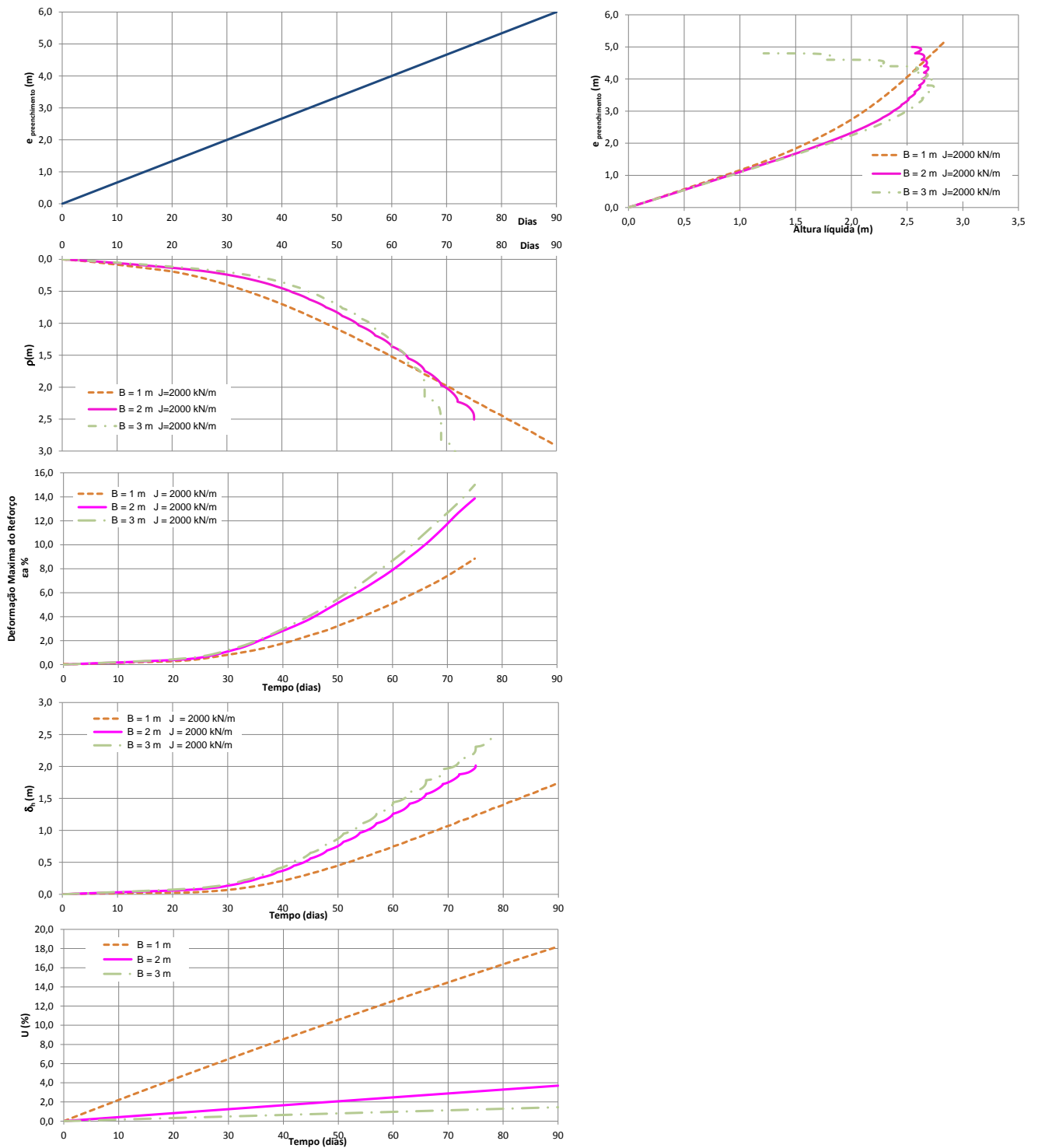


Figura 9.8.- Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 2,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 2000 \text{ kN/m}$

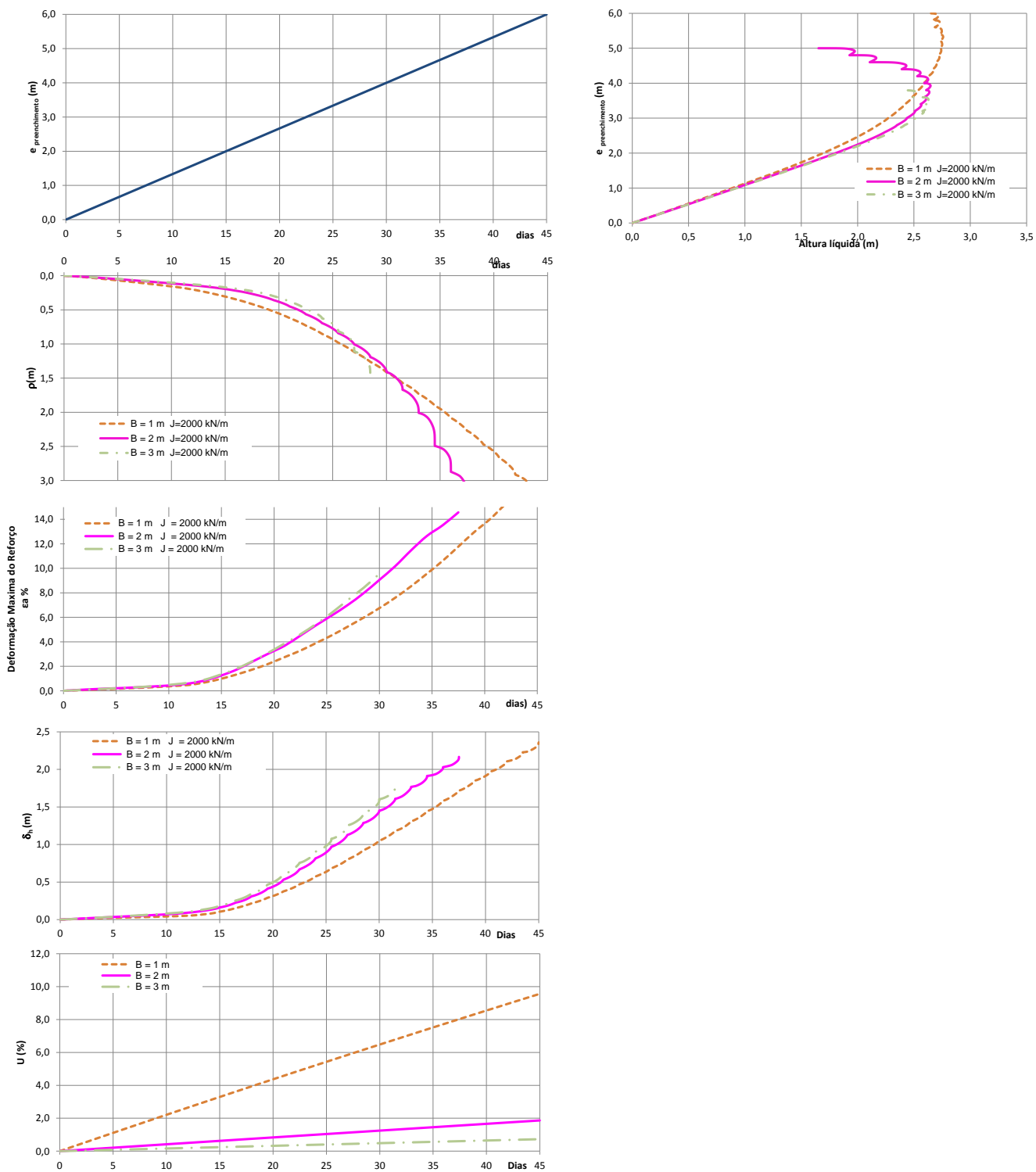


Figura 9.9. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 4,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 2000 \text{ kN/m}$

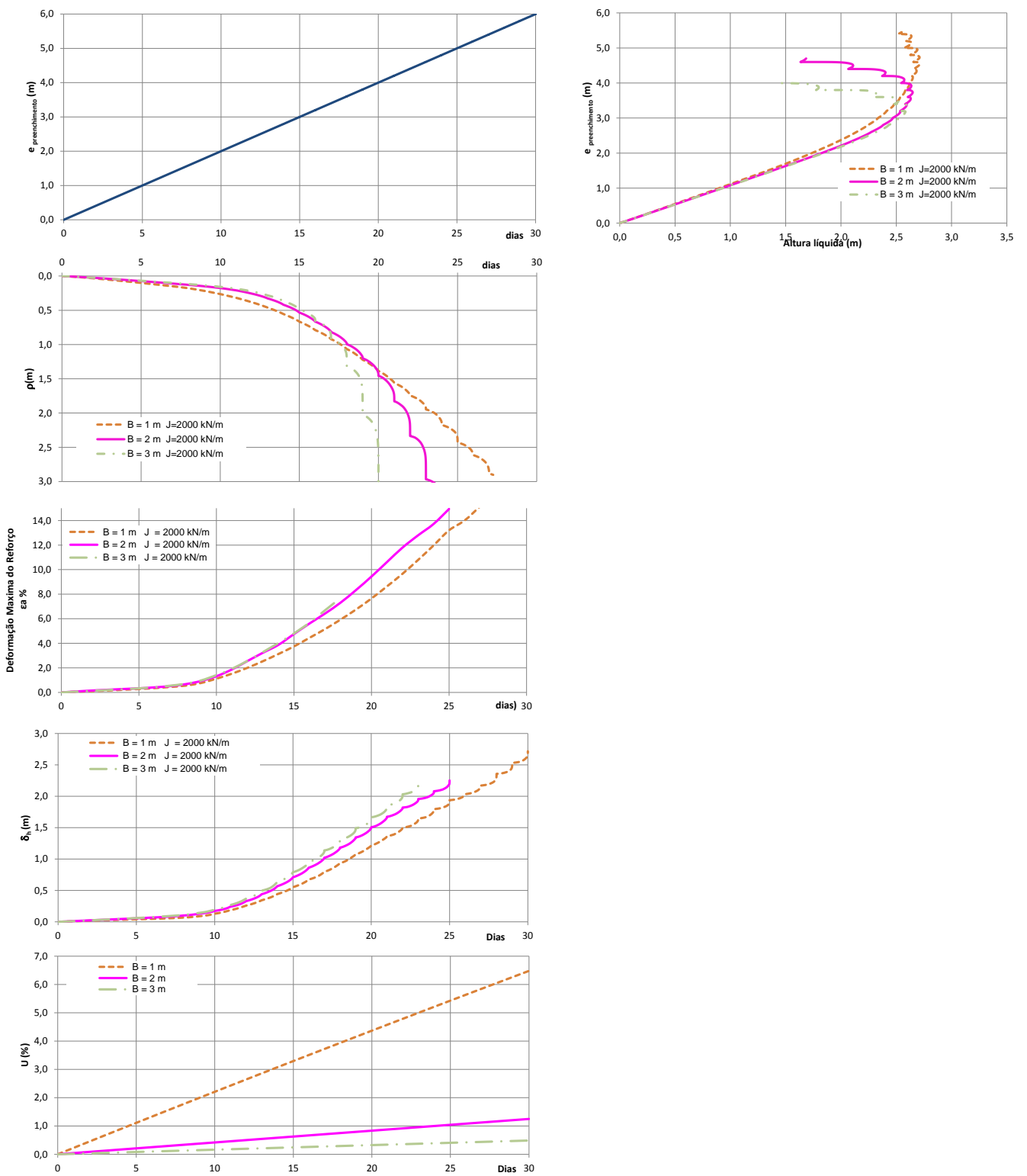


Figura 9.10. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 6,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 2000 \text{ kN/m}$

9.4. Influência velocidade de construção

As Figuras 9.11 a 9.13 mostram a influência da velocidade de construção no comportamento dos aterros durante o período construtivo.

Serão apresentados gráficos em que são mantidos constantes tanto a rigidez do reforço como o espaçamento entre drenos, variando somente a velocidade de construção entre 0,5 m/mês e 6,0 m/mês.

Observa-se que a quanto mais lenta a construção, menores são os deslocamentos horizontais, o que indica que o processo de adensamento prevalece. Os recalques também ocorrem mais lentamente.

O mesmo ocorre para a deformação do reforço, que se desenvolve mais lentamente a medida que a velocidade de construção diminui.

Com a velocidade de construção baixa, o solo tem mais tempo para dissipar o excesso de pressão neutra aumentando consequentemente a resistência ao cisalhamento.

Na Figura 9.11, com drenos espaçados em $B = 1,0$ m, verifica-se que os aterros com velocidade de construção até 2,0 m/mês, não apresentaram ruptura.

Na Figura 9.12, os aterros com velocidade de construção até 1,0 m/mês, não apresentaram tendência de ruptura.

Quando o espaçamento entre drenos foi $B = 3,0$ m, para todas as velocidades ocorreram rupturas, Figura 9.13.

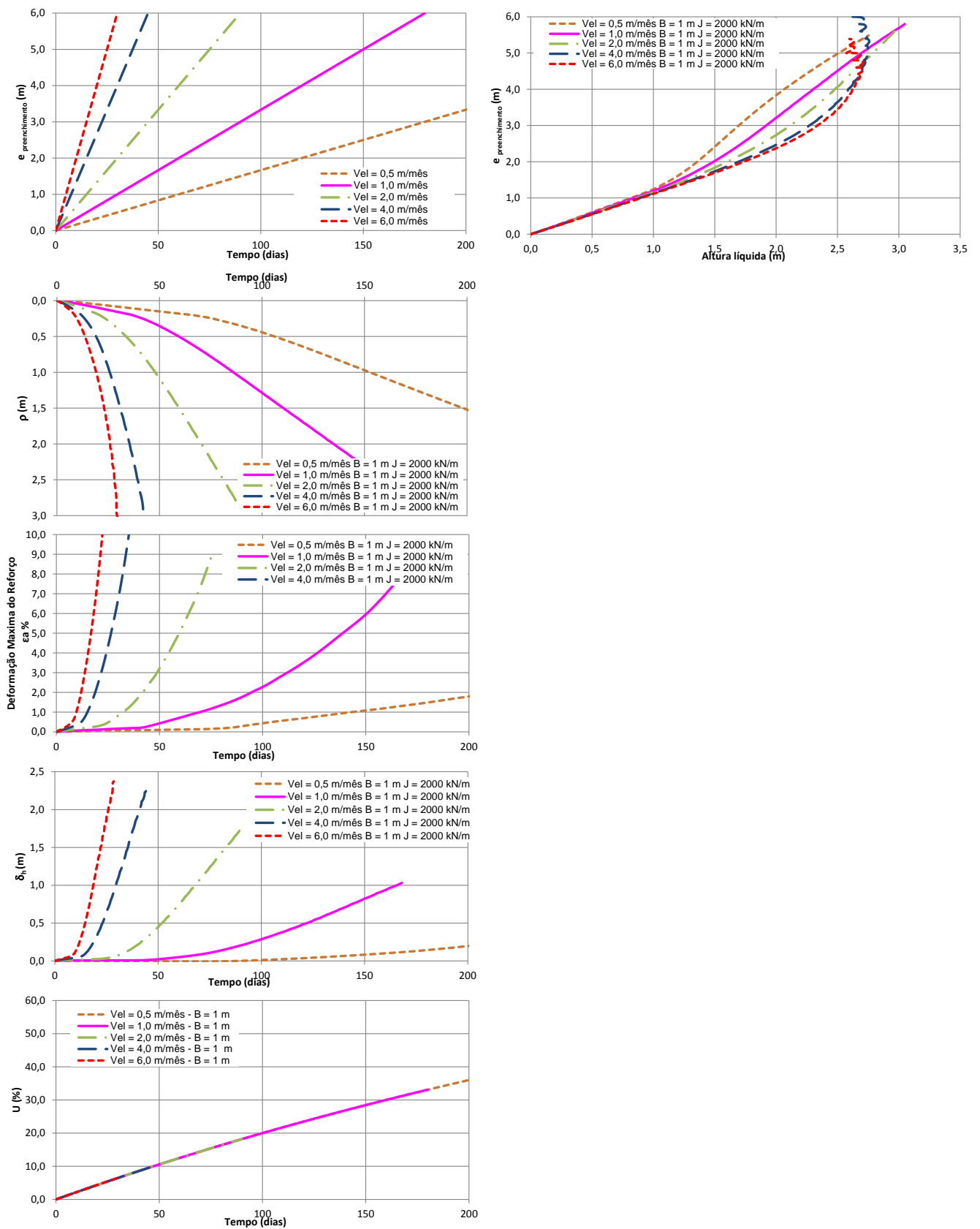


Figura 9.11. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamentos entre drenos $B = 1,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.

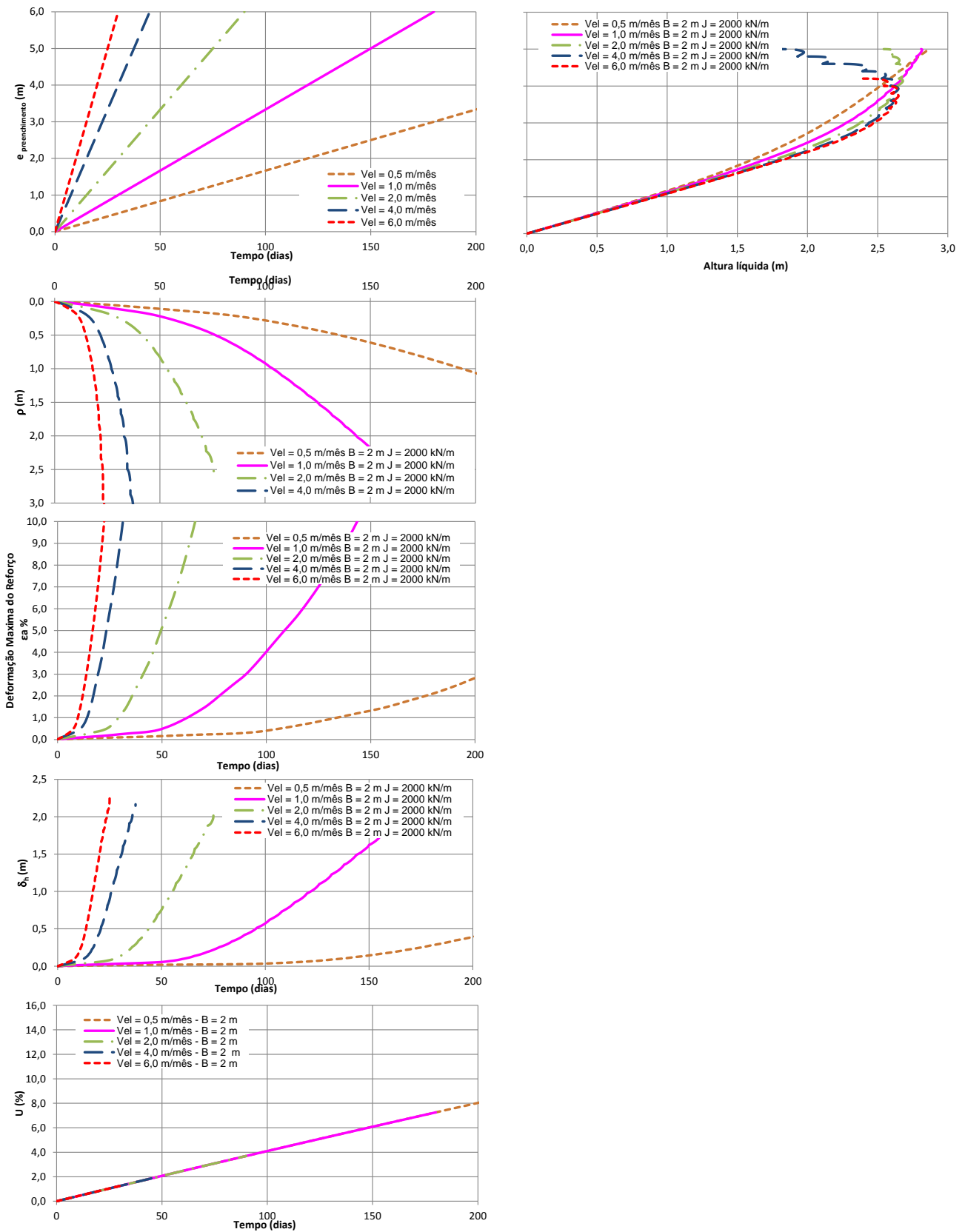


Figura 9.12. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamentos entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m

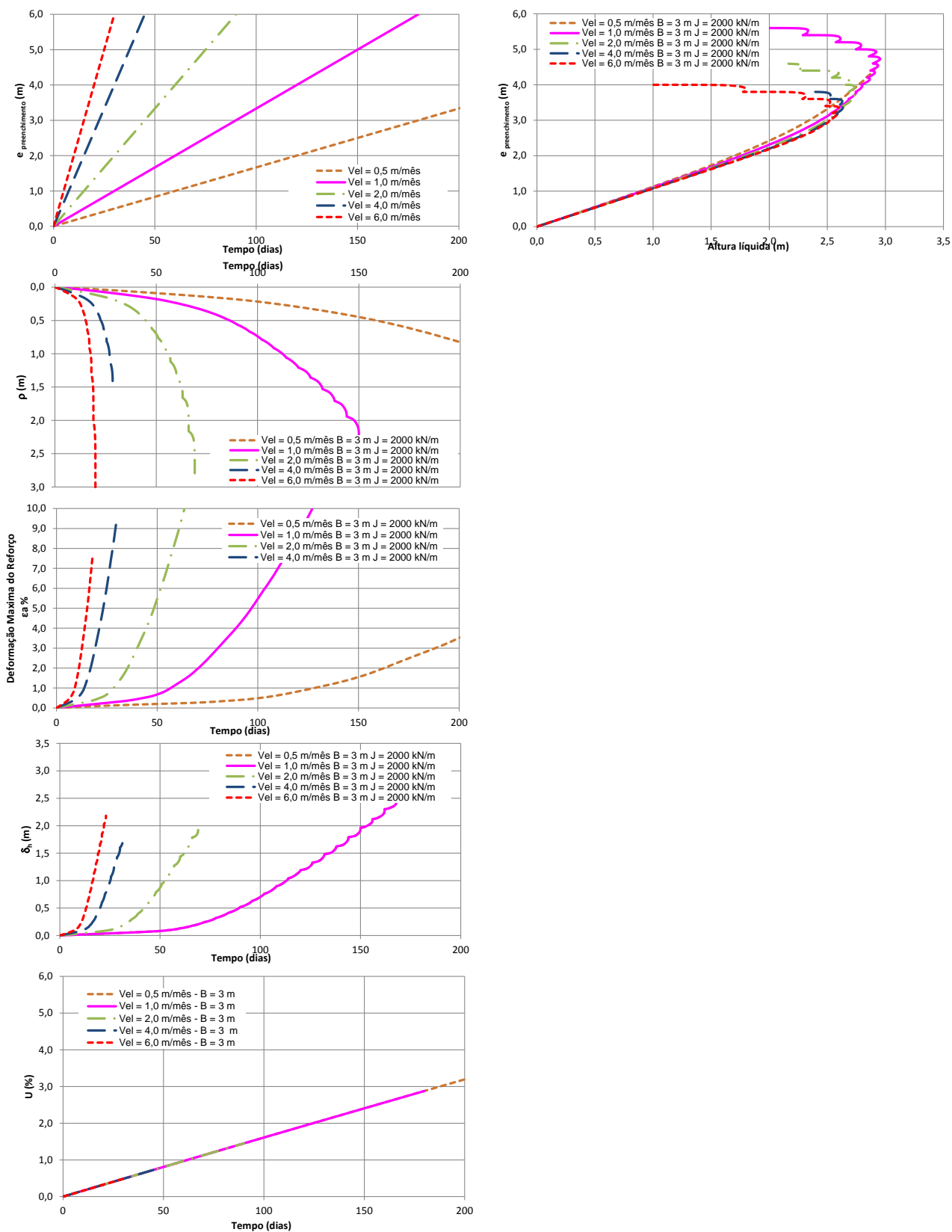


Figura 9.13. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamentos entre drenos $B = 3,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m

9.5. Influência da rigidez do reforço

As Figuras 9.14 a 9.18 mostram a influência da rigidez do reforço no comportamento dos aterros durante o período construtivo.

Serão apresentados gráficos em que são mantidos constantes tanto o espaçamento entre drenos como a velocidade de construção, variando somente a rigidez do reforço, de não reforçado a $J = 6000 \text{ kN/m}$.

A rigidez do reforço é das variáveis estudadas a que mais influência na altura líquida dos aterros.

Observa-se que a quanto mais rígido o reforço, maior é a altura líquida.

Já os deslocamentos horizontais e verticais, são menores a medida que a rigidez do reforço aumenta.

Da mesma forma, a deformação do reforço é tanto menor quanto maior for sua rigidez.

O grau de adensamento médio, não variou com a rigidez do reforço.

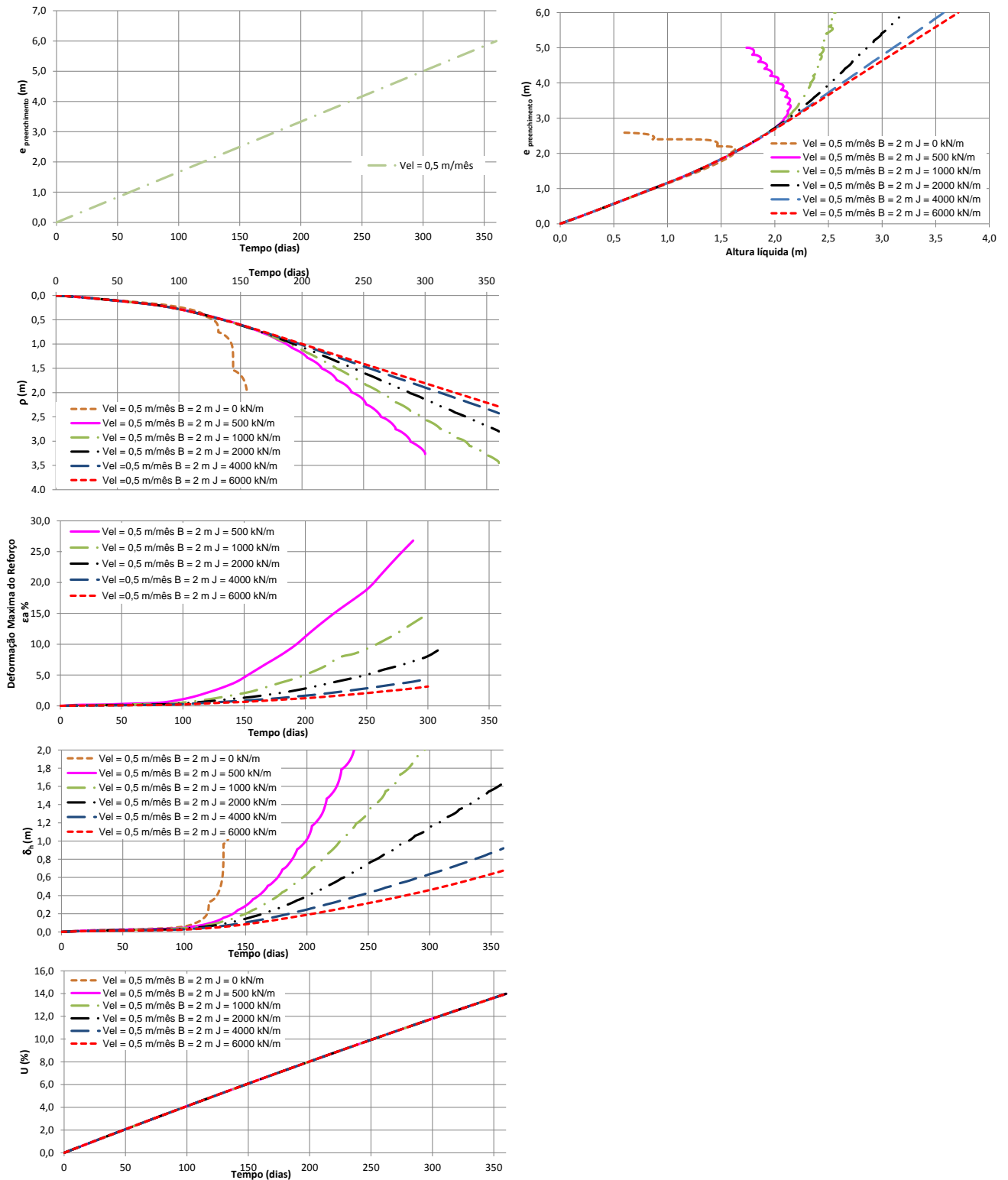


Figura 9.14.- Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 0,5 m/mês e espaçamentos entre drenos B = 2,0 m

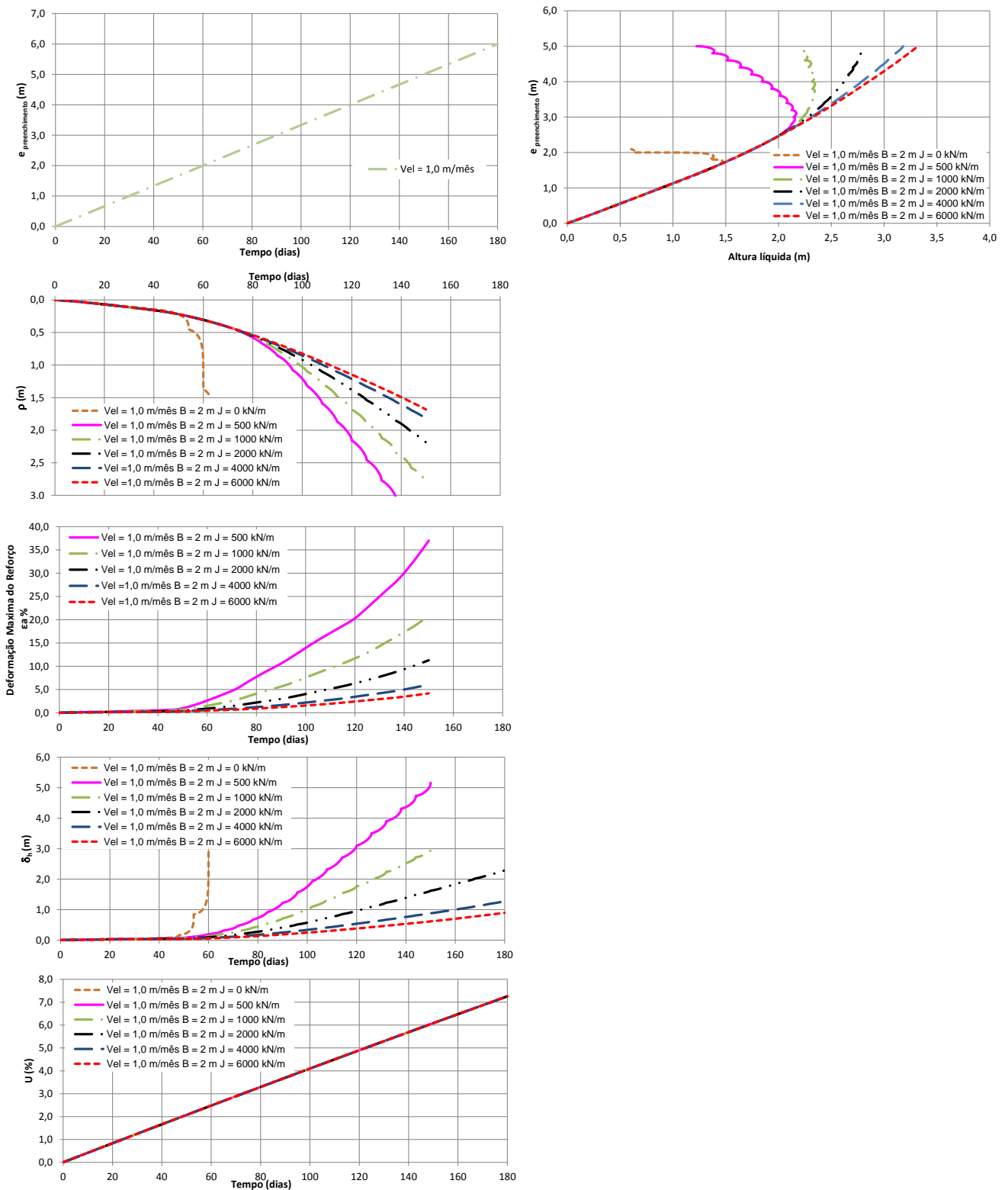


Figura 9.15. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 1,0 m/mês e espaçamentos entre drenos B = 2,0 m

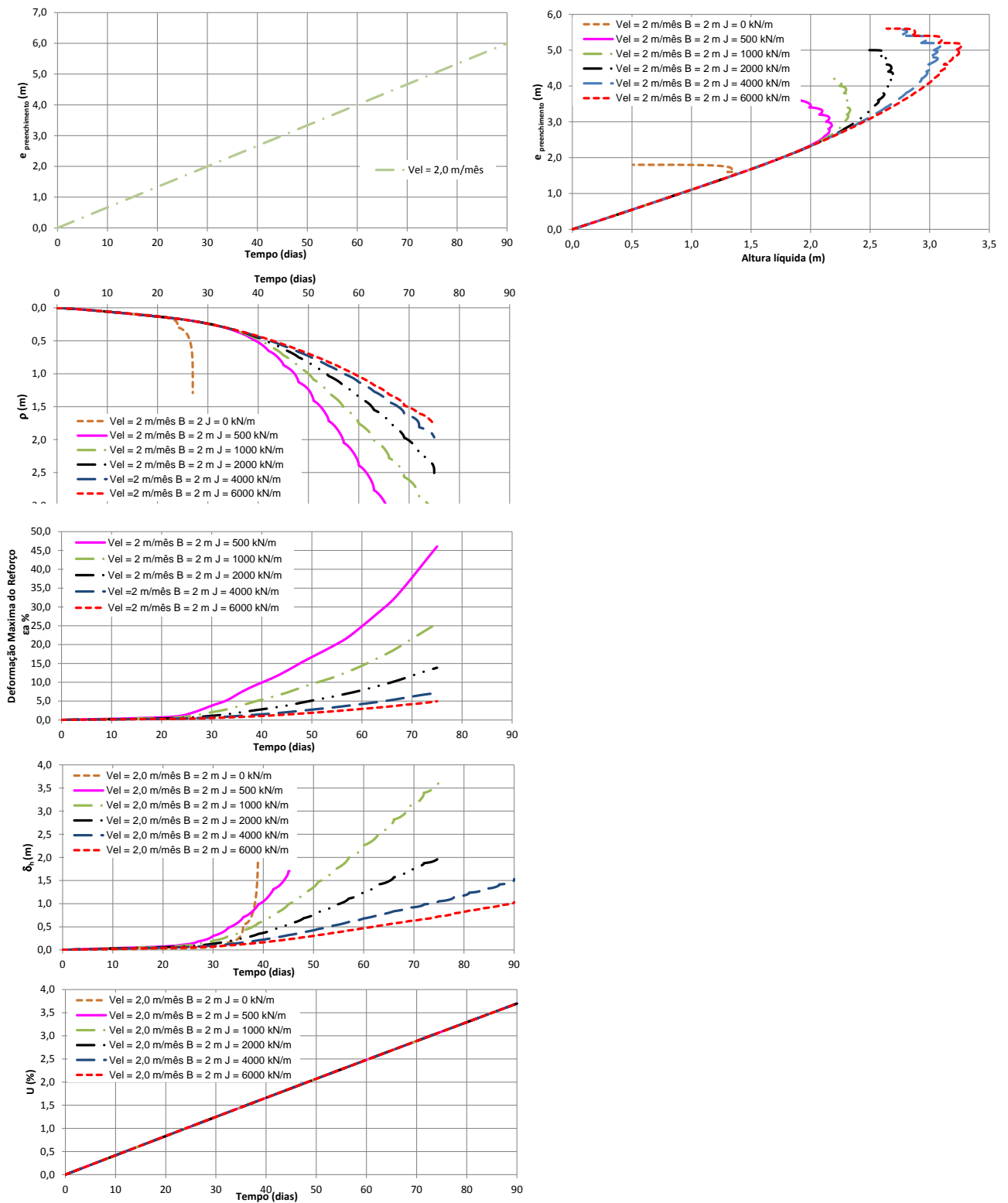


Figura 9.16. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 2,0 m/mês e espaçamentos entre drenos B = 2,0 m

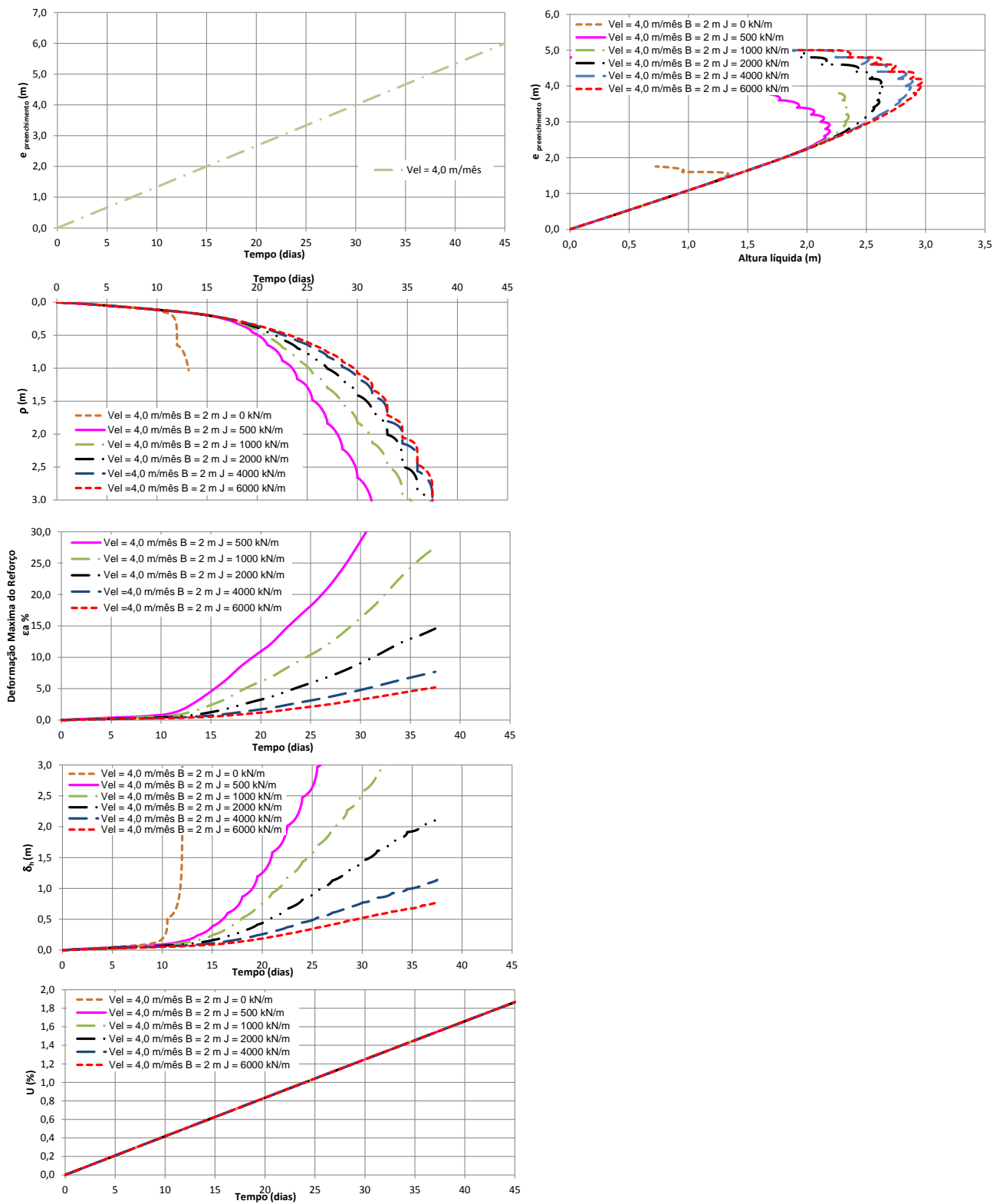


Figura 9.17. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 4,0 m/mês e espaçamentos entre drenos B = 2,0 m

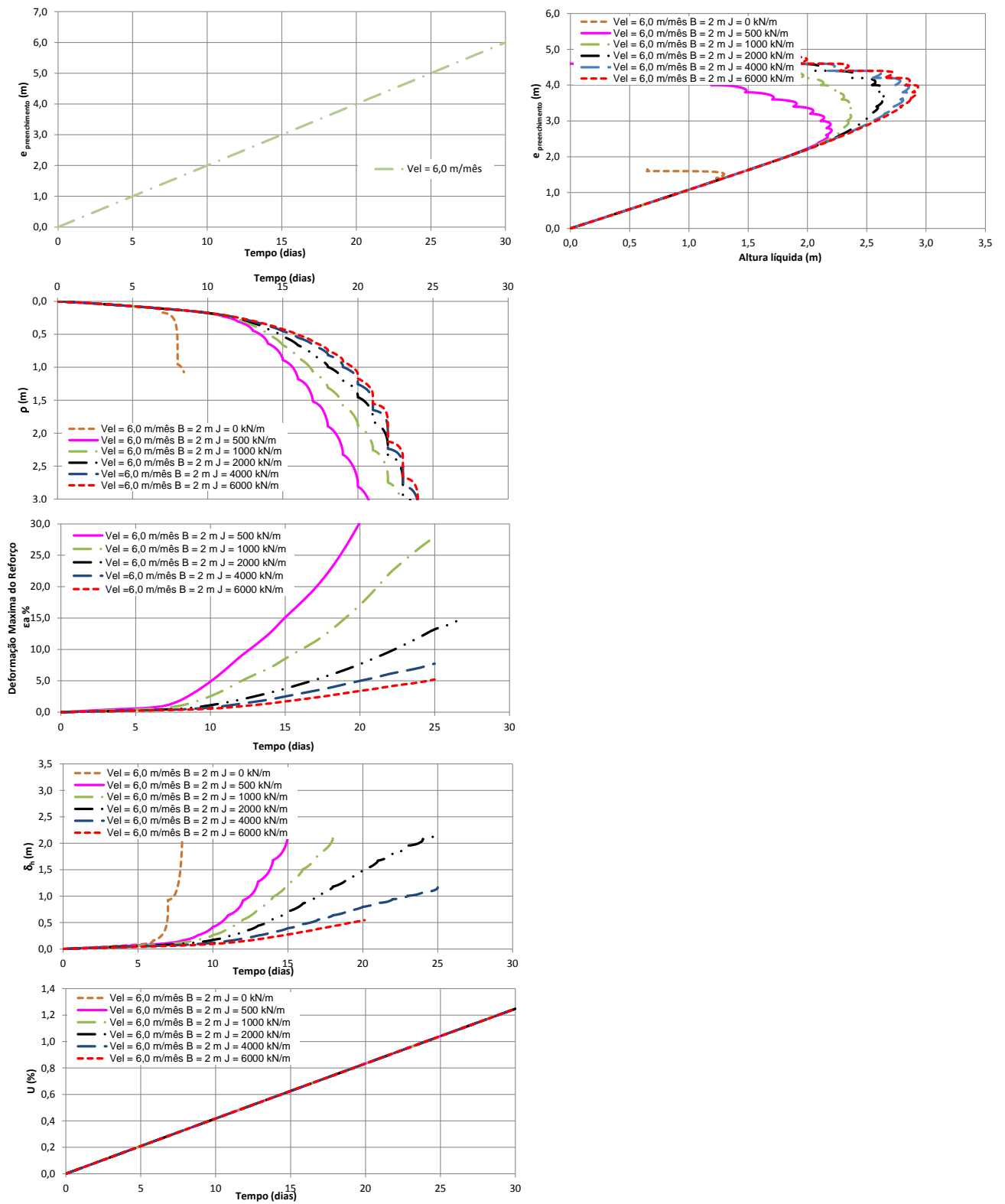


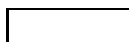
Figura 9.18.- Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 6,0 m/mês e espaçamentos entre drenos B = 2,0 m


9.6. Tabela resumo

Tabela 9.1. Resumo dos valores de altura líquida dos aterros e deformações do reforço

Espaçamento dos drenos	Velocidade de construção (m/mês)	J = 0 kN/m			J = 500 kN/m			J = 1000 kN/m		
		H _{preench.} (m)	H _{liquido} (m)	ε _r (%)	H _{preench.} (m)	H _{liquido} (m)	ε _r (%)	H _{preench.} (m)	H _{liquido} (m)	ε _r (%)
B = 1,0 m	V = 0,5 m/mês	2,96	1,71	-	6,00	2,34	-	6,00	2,78	-
	V = 1,0 m/mês	2,36	1,67	-	3,94	2,05	11,7	5,80	2,62	-
	V = 2,0 m/mês	1,95	1,55	-	3,33	2,10	9,6	5,00	2,37	-
	V = 4,0 m/mês	1,73	1,38	-	3,11	2,15	11,0	3,74	2,34	10,0
	V = 6,0 m/mês	1,55	1,33	-	2,93	2,16	9,0	3,54	2,34	10,0
B = 2,0 m	V = 0,5 m/mês	2,13	1,63	-	3,34	2,15	11,0	5,00	2,44	-
	V = 1,0 m/mês	1,75	1,47	-	3,10	2,17	10,8	3,93	2,35	11,6
	V = 2,0 m/mês	1,57	1,37	-	2,90	2,18	12,0	3,51	2,33	10,8
	V = 4,0 m/mês	1,54	1,34	-	2,74	2,19	12,0	3,31	2,36	10,3
	V = 6,0 m/mês	1,52	1,30	-	2,74	2,20	12,3	3,31	2,37	10,5
B = 3,0 m	V = 0,5 m/mês	1,93	1,54	-	3,32	2,32	9,3	4,35	2,58	12,9
	V = 1,0 m/mês	1,55	1,35	-	2,94	2,28	15,0	3,73	2,49	14,2
	V = 2,0 m/mês	1,52	1,35	-	2,90	2,24	14,9	3,33	2,44	10,1
	V = 4,0 m/mês	1,34	1,19	-	2,72	2,22	13,0	3,14	2,42	10,0
	V = 6,0 m/mês	1,33	1,16	-	2,71	2,21	14,0	3,12	2,40	10,0

Espaçamento dos drenos	Velocidade de construção (m/mês)	J = 2000 kN/m			J = 4000 kN/m			J = 6000 kN/m		
		H _{preench.} (m)	H _{liquido} (m)	ε _r (%)	H _{preench.} (m)	H _{liquido} (m)	ε _r (%)	H _{preench.} (m)	H _{liquido} (m)	ε _r (%)
B = 1,0 m	V = 0,5 m/mês	6,00	3,03	-	6,00	3,12	-	6,00	3,17	-
	V = 1,0 m/mês	5,80	3,05	-	5,80	3,28	-	5,80	3,35	-
	V = 2,0 m/mês	5,60	2,96	-	4,70	2,87	-	6,00	3,64	-
	V = 4,0 m/mês	5,40	2,73	-	6,00	3,13	-	5,70	3,35	-
	V = 6,0 m/mês	4,73	2,71	11,3	4,93	3,05	6,8	5,15	3,21	4,9
B = 2,0 m	V = 0,5 m/mês	5,00	2,86	-	5,00	3,10	-	5,00	3,19	-
	V = 1,0 m/mês	5,00	2,81	-	5,00	3,18	-	5,00	3,32	-
	V = 2,0 m/mês	4,35	2,69	9,8	4,75	3,07	7,5	4,95	3,25	5,3
	V = 4,0 m/mês	3,93	2,65	8,9	4,12	2,89	5,0	4,15	2,98	3,5
	V = 6,0 m/mês	3,73	2,65	6,4	3,94	2,86	4,9	3,95	2,93	3,3
B = 3,0 m	V = 0,5 m/mês	4,98	3,05	10,3	5,00	3,35	5,7	5,00	3,46	4,0
	V = 1,0 m/mês	4,73	2,95	13,1	4,95	3,28	7,7	4,95	3,39	5,2
	V = 2,0 m/mês	3,75	2,74	7,2	4,15	2,98	4,7	4,17	3,05	3,3
	V = 4,0 m/mês	3,38	2,63	6,3	3,57	2,81	3,7	3,57	2,89	2,5
	V = 6,0 m/mês	3,35	2,60	6,6	3,36	2,75	3,3	3,37	2,80	2,2

 Aterros que romperam

 Aterros que não romperam

10. TRAJETÓRIA DE TENSÕES E ÍNDICE DE VAZIOS

10.1. Trajetória de tensões

Para os resultados da simulação são apresentados neste item as trajetórias de tensões efetivas situados em pontos localizados no eixo de simetria do aterro, na projeção do topo do talude e próximos ao pé do talude. Na Figura 10.1 está apresentada a posição geométrica dos pontos analisados.

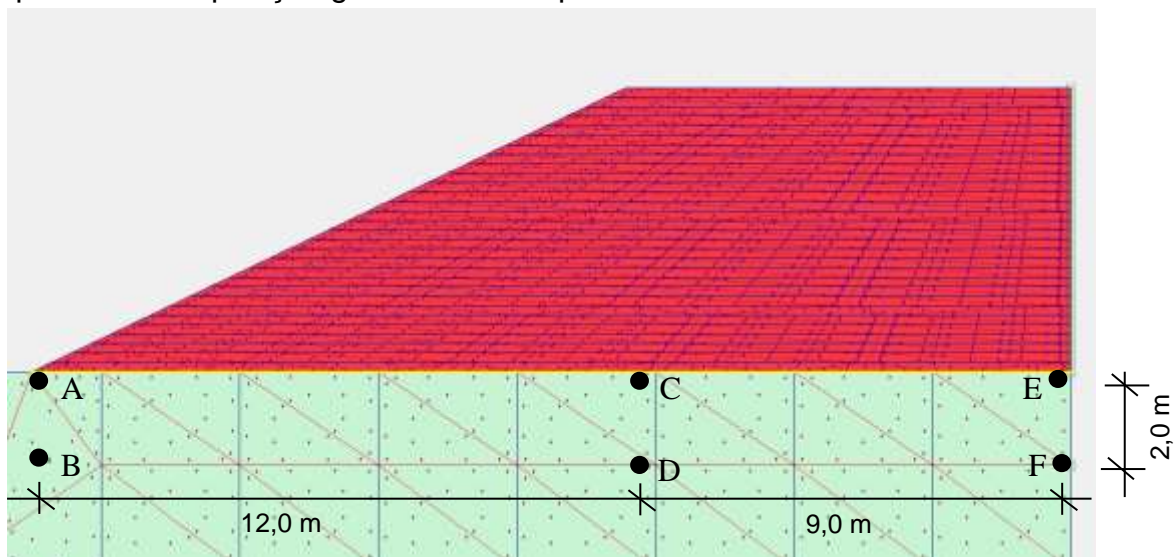


Figura 10.1.– Posição geométrica dos pontos analisados nas trajetórias de tensões

As trajetórias de tensões foram analisadas durante todo o período construtivo do aterro.

Juntamente com as trajetórias de tensões, estão apresentadas as curvas de altura líquida e as curvas de deformação do reforço para que se possa ter uma visão maior do comportamento do aterro.

Serão apresentados 4 casos em que o aterro atingiu a ruptura.

A Figura 10.2 mostra os resultados para a condição de velocidade de construção de 0,5 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e rigidez do reforço de $J = 500 \text{ kN/m}$.

Na Figura 10.3 está apresentado o caso de velocidade de construção de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e rigidez do reforço de $J = 1000$ kN/m.

As trajetórias da Figura 10.4 mostra o caso de velocidade de construção de 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e rigidez do reforço de $J = 1000$ kN/m.

Já a Figura 10.5, é semelhante a 10.4, alterando a rigidez do reforço para $J = 2000$ kN/m

Foi feita também uma comparação entre as trajetórias de tensões para o ponto "C", apresentada na Figura 10.6.

Onde percebe-se que para as velocidades mais baixas, a ruptura chegou a atingir uma extensão maior que para os casos de velocidades mais altas, em que a ruptura é mais próxima do pé do talude, ocorre de forma mais rápida e a níveis de tensões mais baixos.

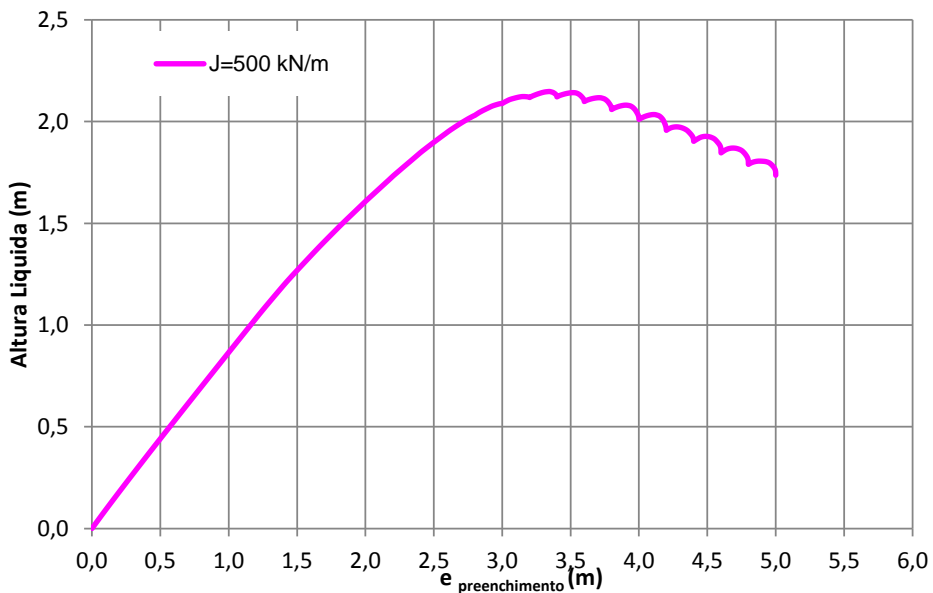
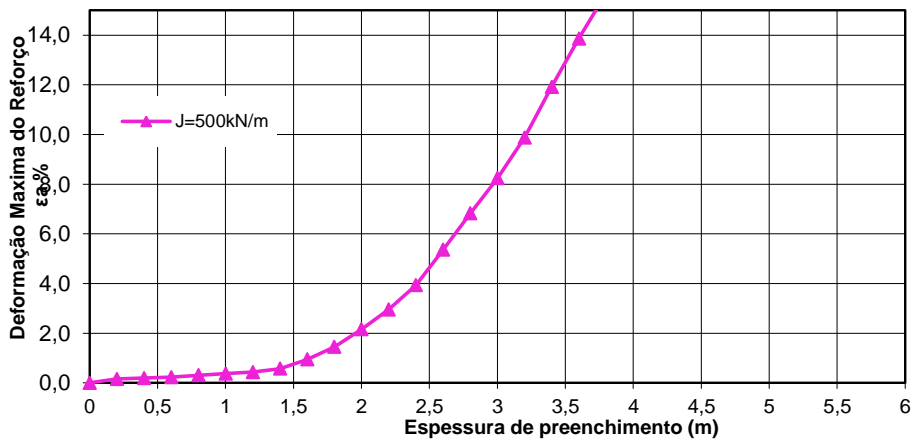
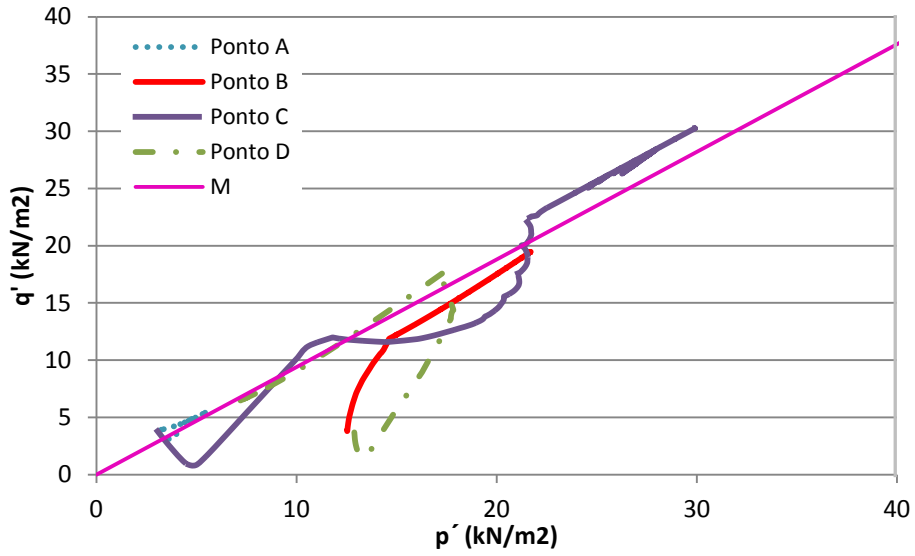


Figura 10.2. – Trajetória de tensões, deformação do reforço e altura líquida para velocidade de construção 0,5 m/mês, espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 500$ kN/m

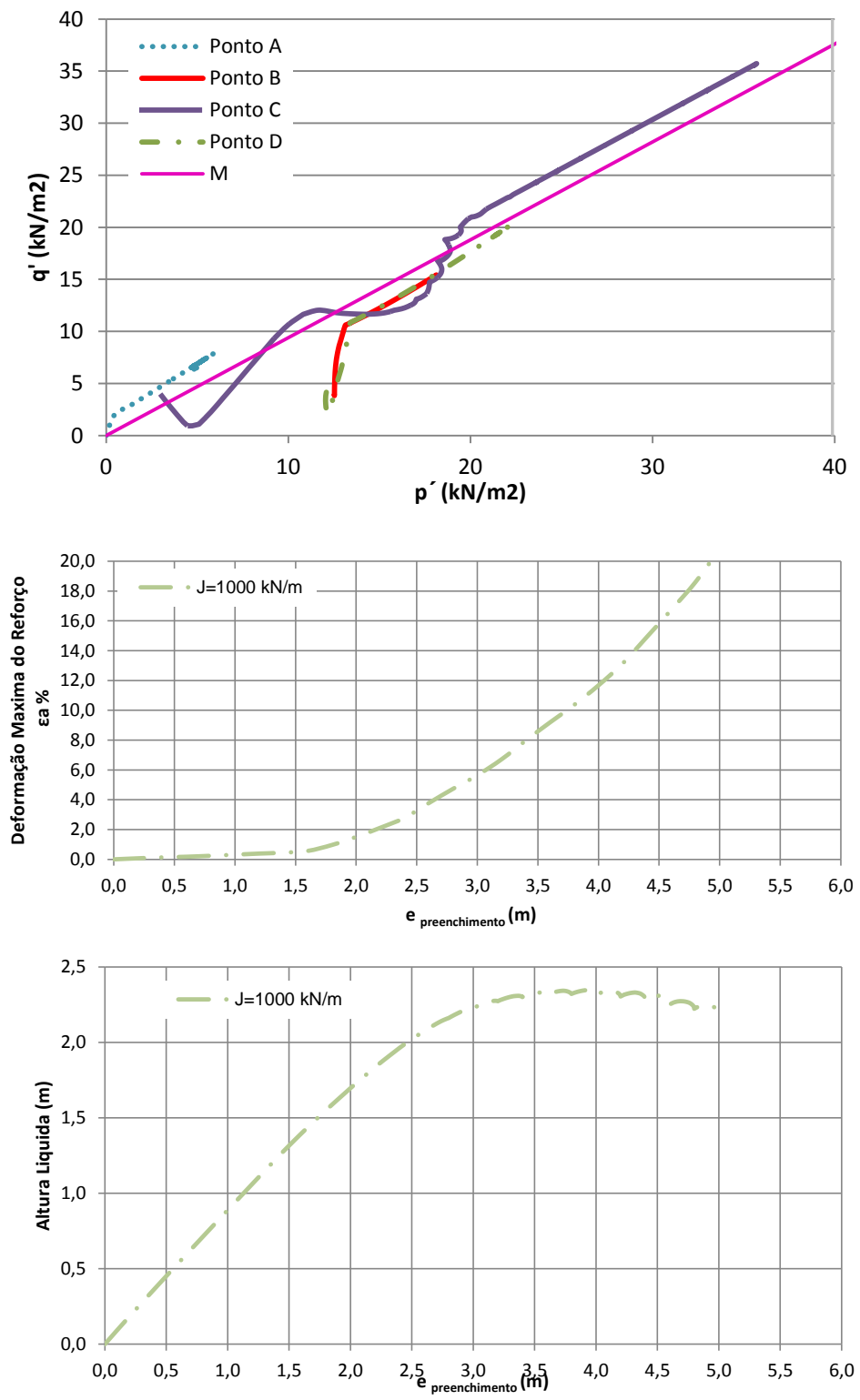


Figura 10.3. – Trajetória de tensões, deformação do reforço e altura líquida para velocidade de construção 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos B = 2,0 m e rigidez do reforço J = 1000 kN/m

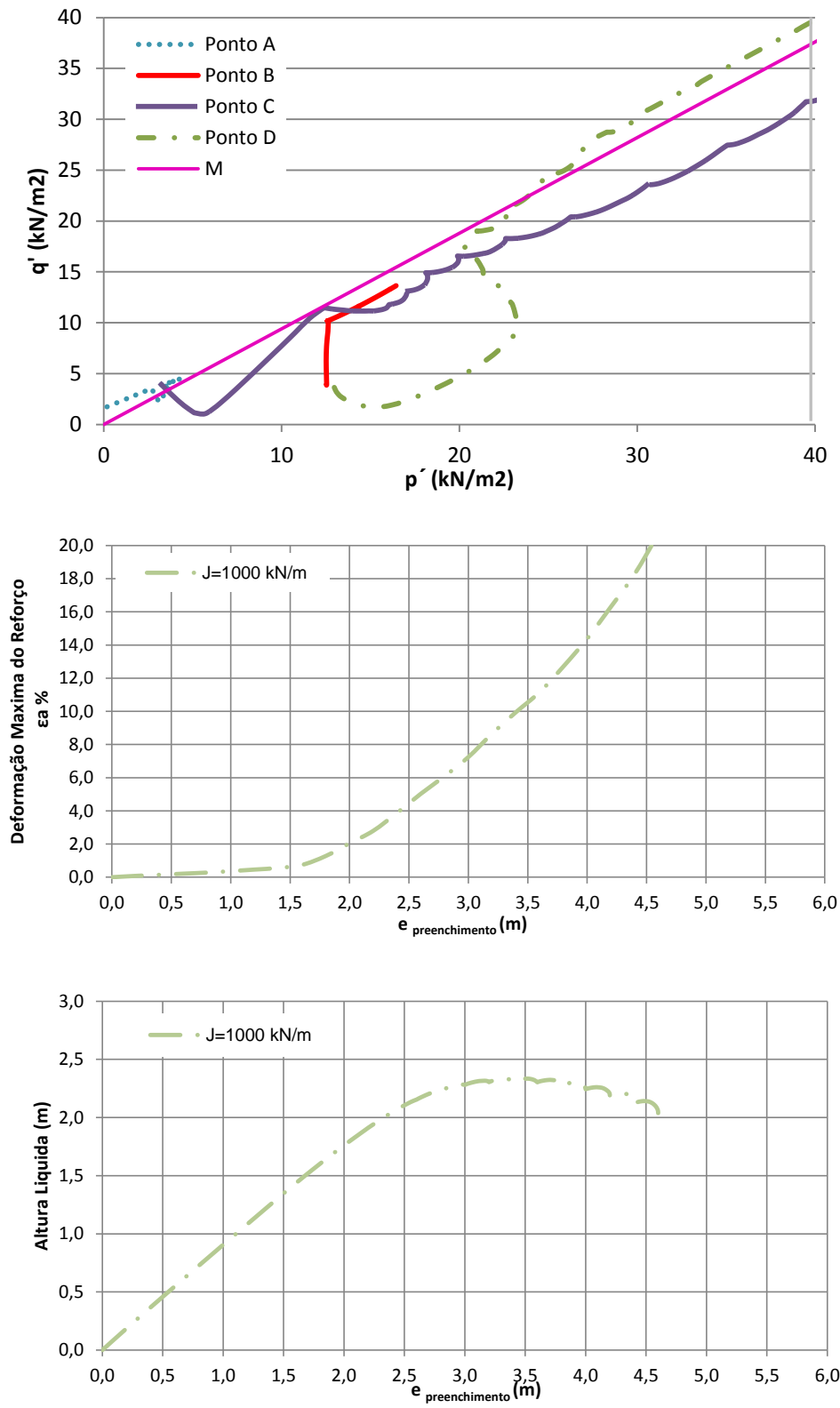


Figura 10.4. –Trajetória de tensões, deformação do reforço e altura líquida para velocidade de construção 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos B = 2,0 m e rigidez do reforço J = 1000 kN/m

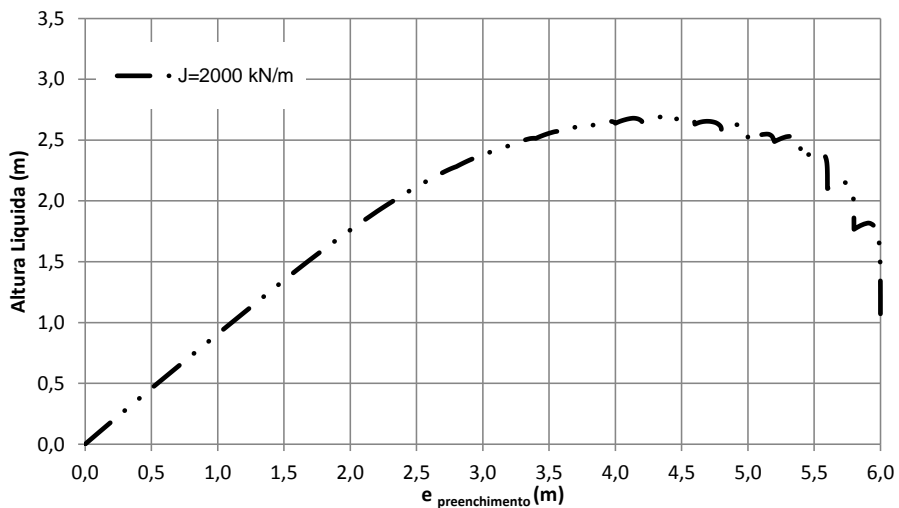
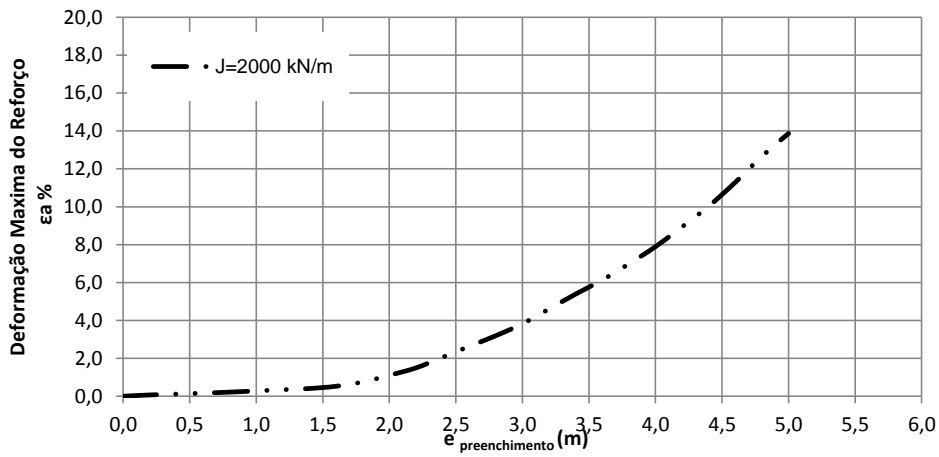
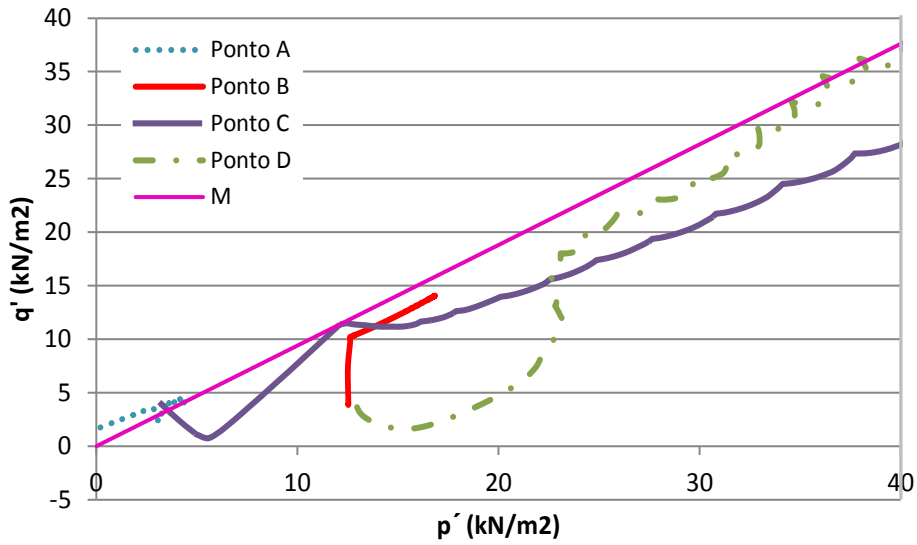


Figura 10.5. – Trajetória de tensões, deformação do reforço e altura líquida para velocidade de construção 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m

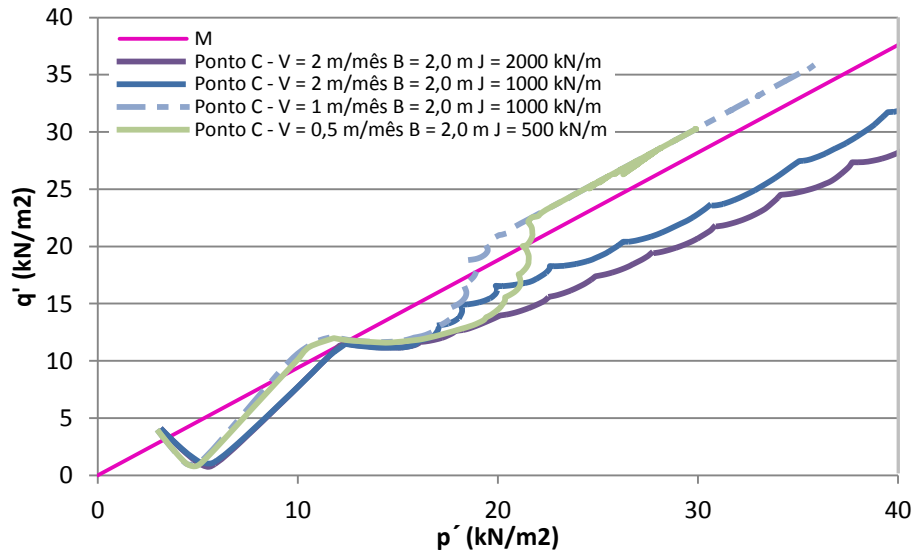


Figura 10.6. – Comparação da trajetória de tensões no ponto “C”.

10.2. Variação do índice de vazios

Foram analisadas as variações dos índices de vazios. Foram feitas análises em três profundidades diferentes, em $z = 0$ m (superfície), $z = 5,0$ m e $z = 10$ m. Os resultados apresentam a variação do índice de vazios em duas datas, ao final da construção e quando é atingido Grau de Adensamento de 95%. A figura 9.5 apresenta os pontos onde foram feitas as verificações.

Entre os casos analisados estão aterros que romperam e aterros que não atingiram a ruptura. Para os casos em que se atinge a ruptura, as análises foram feitas para a camada de construção anterior a que atingiu a ruptura e deixado adensar até pelo menos $U=95\%$.

Para melhor visualização do comportamento da variação do índice de vazios, os resultados das três profundidades são plotados no mesmo gráfico, para cada caso analisado, onde uma flecha indica o final da construção.

Verifica-se claramente que a variação maior no índice de vazios ocorre nas camadas mais próximas da superfície para níveis de tensões menores em relação ao meio da camada mole, profundidade $Z = 10$ m.

São apresentados também os gráficos da variação do índice de vazios ao longo do tempo, onde pode-se perceber, através da mudança de inclinação da curva, que fica menos acentuada, o final da etapa construtiva dos aterros.

Verifica-se ainda que para os casos de espaçamento entre drenos menor, a variação do índice de vazios ocorre mais rapidamente do que nos casos com espaçamentos maiores, que nos gráficos apresenta curva mais abatida ao longo do tempo.

Do mesmo modo ocorre quando é analisado o efeito da mudança de permeabilidade. Ficou evidente que com coeficiente de permeabilidade baixo, a variação do índice de vazios é mais lenta em relação ao solo com coeficiente de permeabilidade mais alto, sendo ainda que os casos com permeabilidades maiores permitiram construções mais altas.

Outra constatação a ser feita é que nos casos de espaçamento entre drenos menor, a variação do índice de vazios é maior a níveis de tensões efetivas mais baixas em relação a espaçamento entre drenos maior.

Em todos os casos analisados, foi deixado um período de dez anos de adensamento.

Abaixo segue Tabela 10.1. com as alturas finais de construção de cada caso analisado.

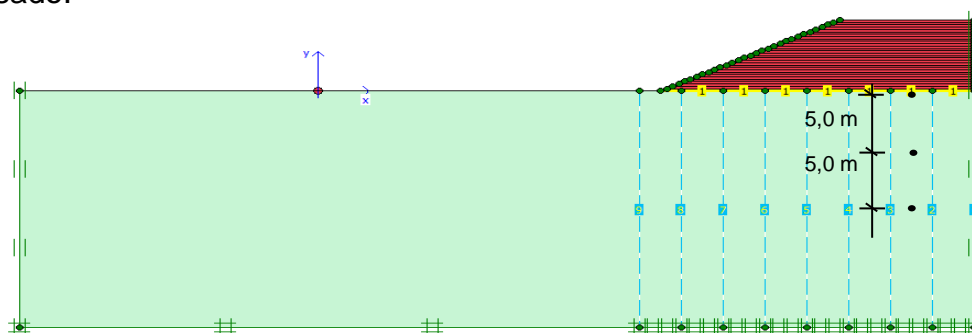


Figura 10.7.– Seção transversal com posição dos pontos analisados para os índices de vazios.

Tabela 10.1.– Altura de construção dos aterros para os casos apresentados

Velocidade (m/mês)	Espaçamento drenos (m)	Rigidez do reforço J (kN/m)	Coefficiente de permeabilidade (m/dia)	H _{constr.} (m)
2	2	1000	1x10 ⁻⁴	3,4
2	2	4000	1x10 ⁻⁴	5,0
4	1	4000	1x10 ⁻⁴	6,0
4	2	4000	1x10 ⁻⁴	4,0
4	3	4000	1x10 ⁻⁴	3,4
1	2	1000	1x10 ⁻⁴	3,8
4	2	4000	2x10 ⁻⁵	3,0
4	2	4000	5x10 ⁻⁵	3,0
4	2	4000	2x10 ⁻⁴	3,4
4	2	4000	5x10 ⁻⁴	3,6

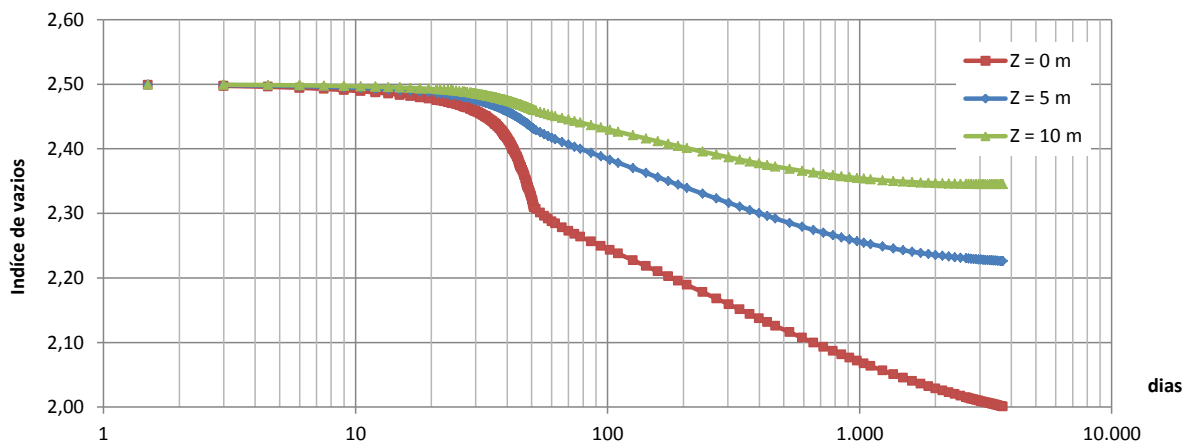


Figura 10.8.– Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000$ kN/m.

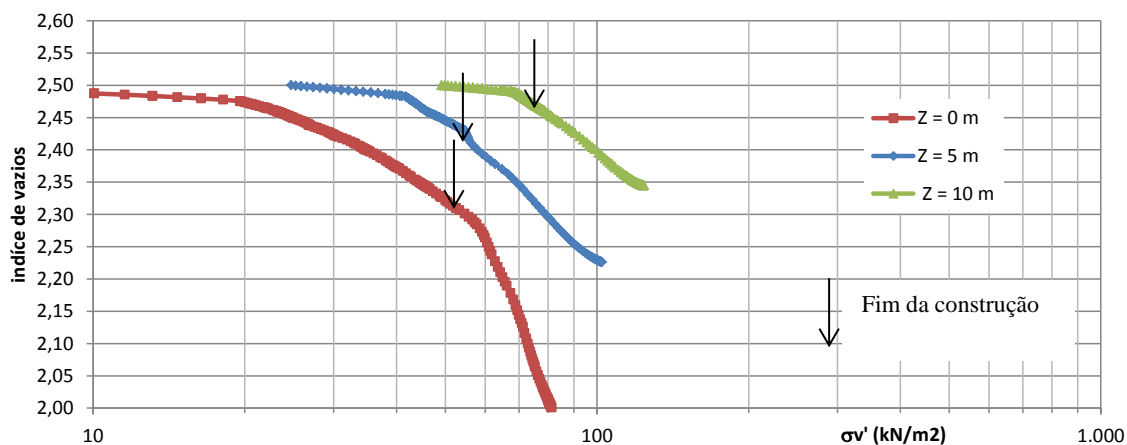


Figura 10.9.– Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000$ kN/m.

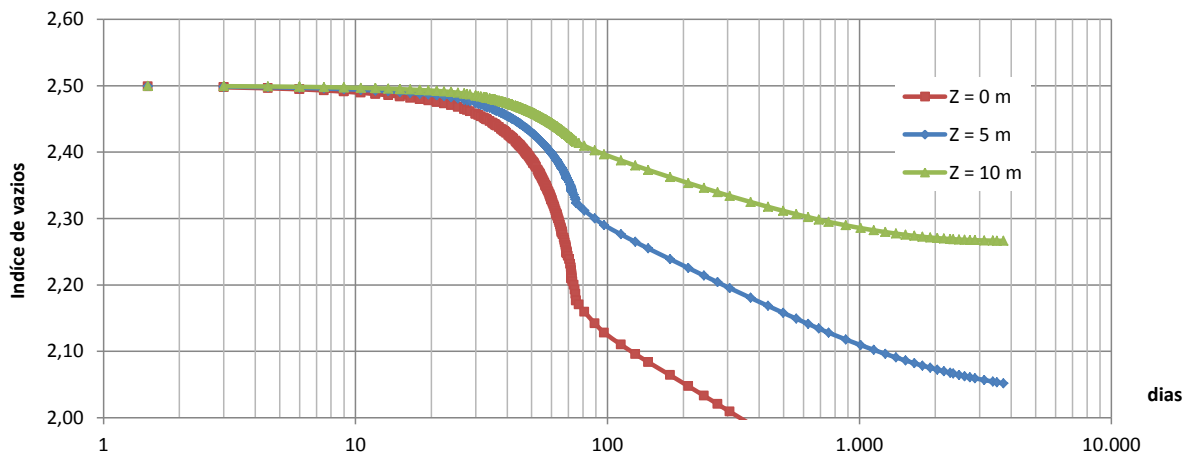


Figura 10.10.– Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 4000 \text{ kN/m}$.

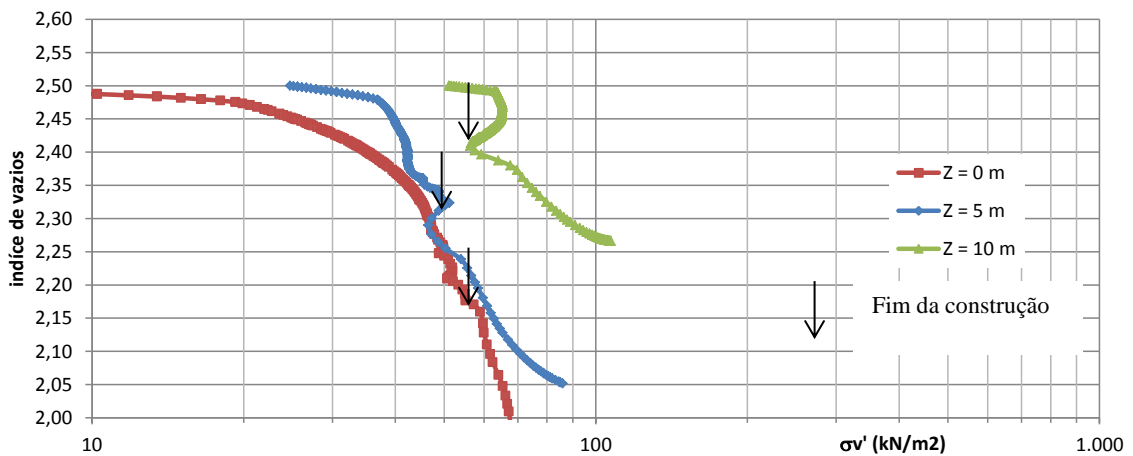


Figura 10.11.– Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 4000 \text{ kN/m}$.

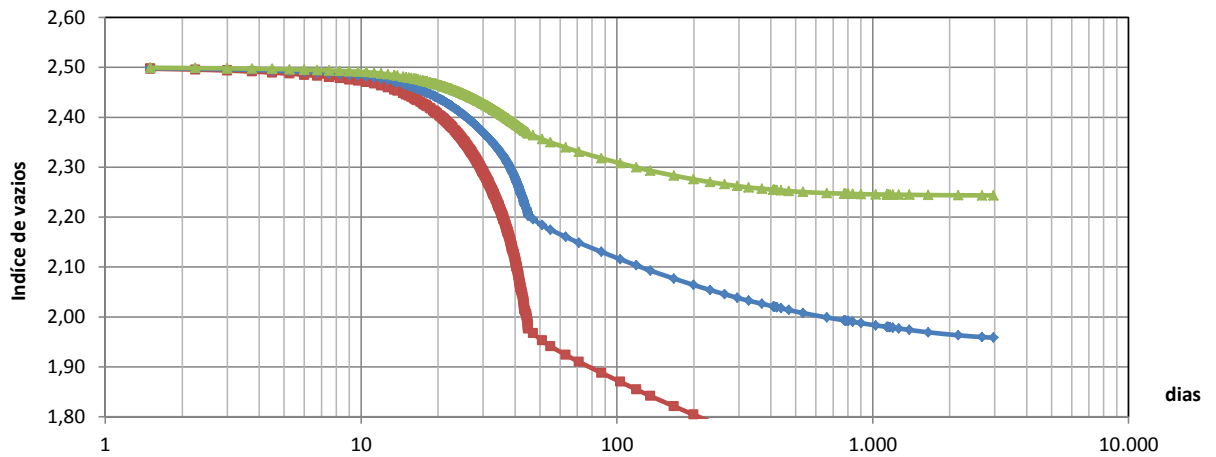


Figura 10.12.– Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 1,0 m e $J = 4000$ kN/m.

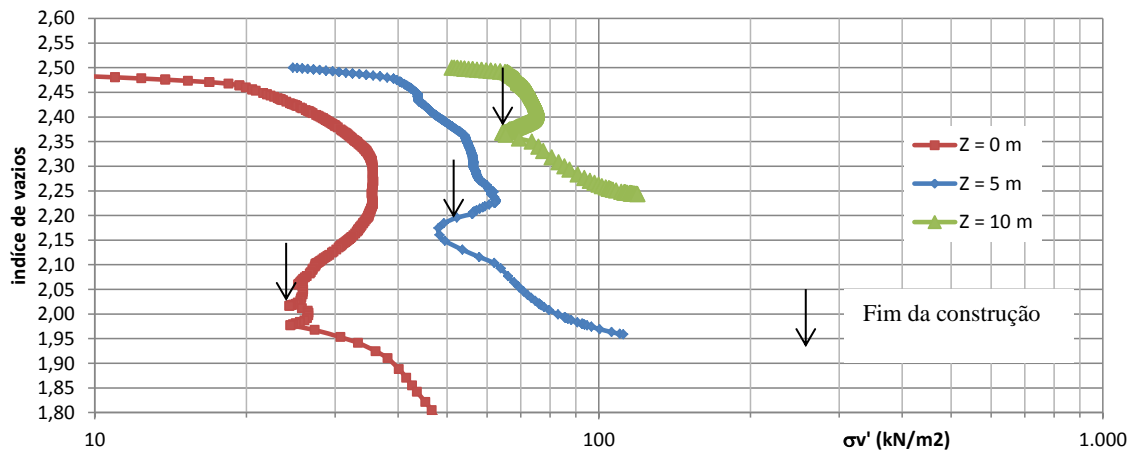


Figura 10.13.– Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 1,0 m e $J = 4000$ kN/m.

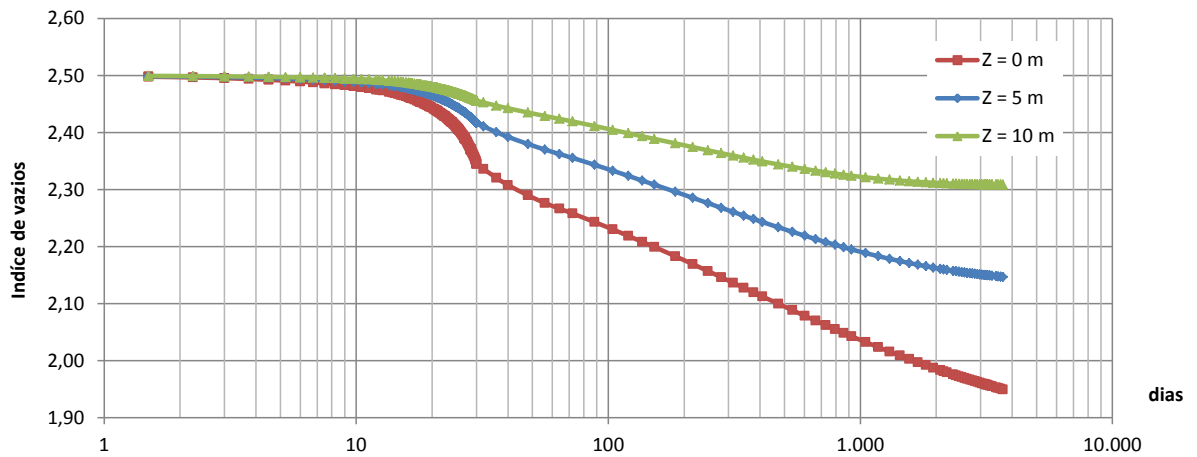


Figura 10.14.– Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 4000$ kN/m.

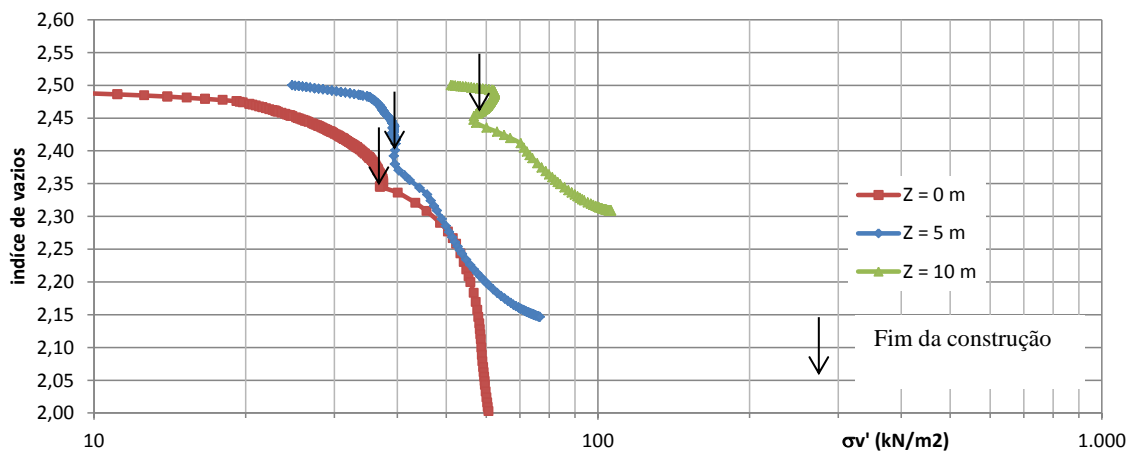


Figura 10.15.– Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 4000$ kN/m.

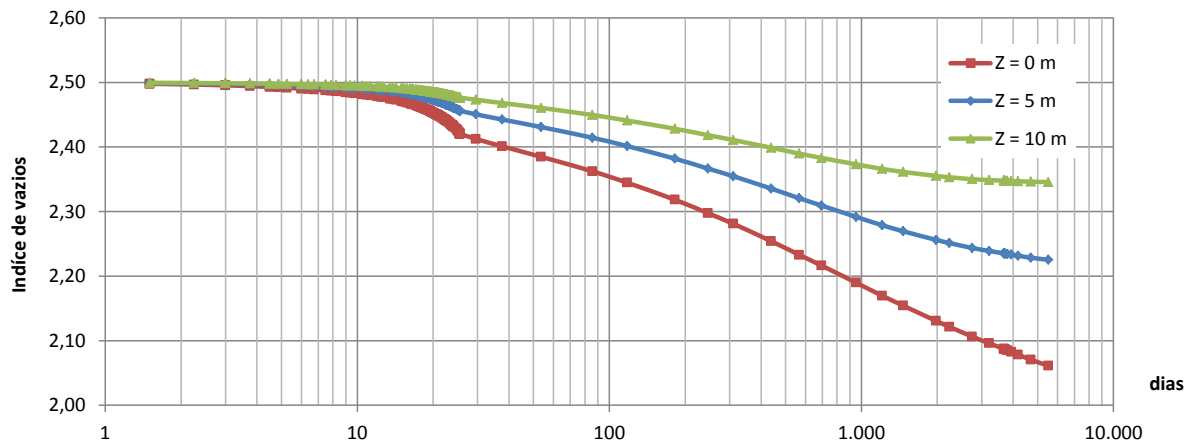


Figura 10.16.– Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 3,0 m e $J = 4000$ kN/m.

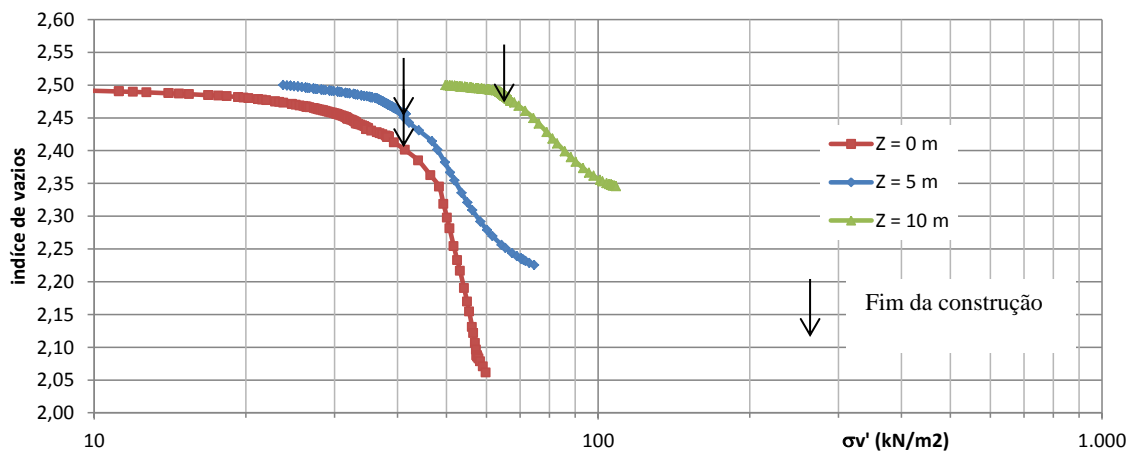


Figura 10.17.– Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 3,0 m e $J = 4000$ kN/m.

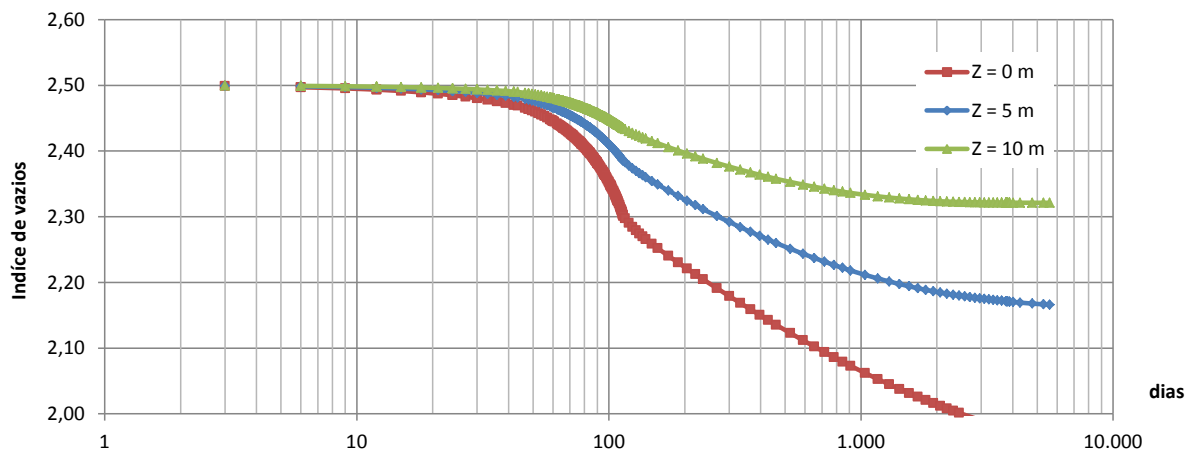


Figura 10.18.– Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000$ kN/m.

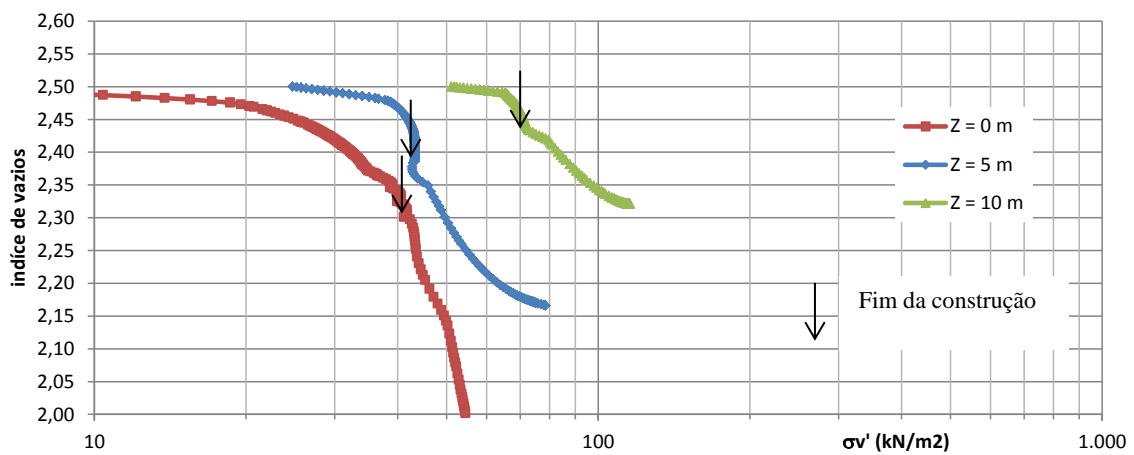


Figura 10.19.– Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000$ kN/m.

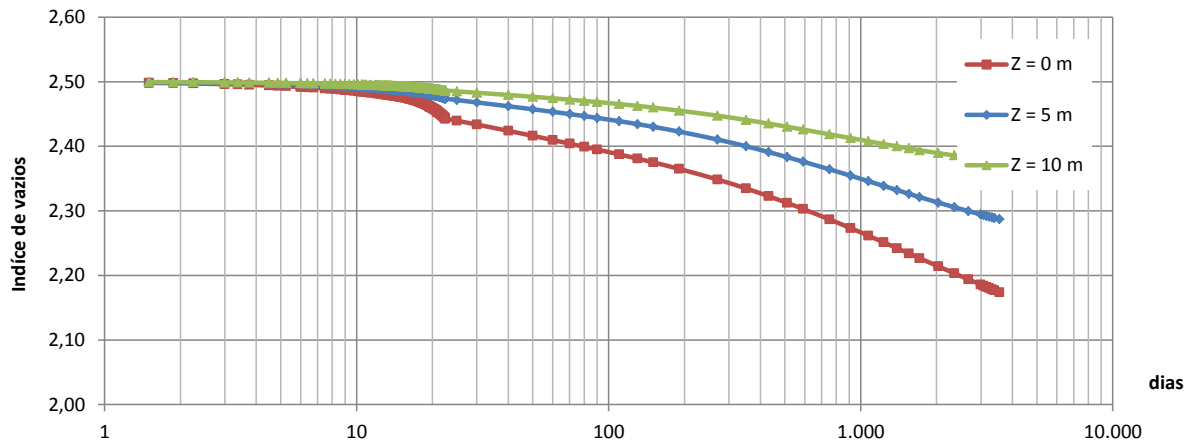


Figura 10.20.– Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$ e permeabilidade $k = 2 \times 10^{-5} \text{ m/dia}$.

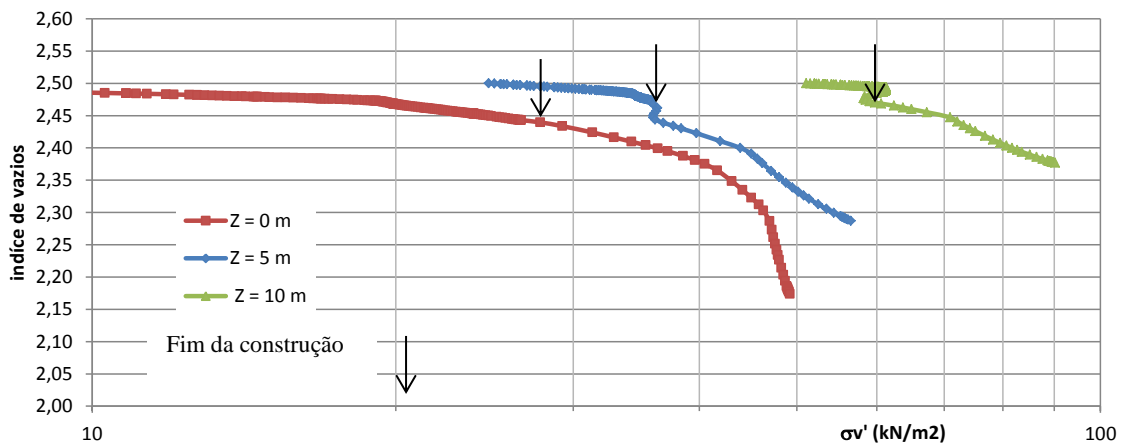


Figura 10.21.– Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$ e permeabilidade $k = 2 \times 10^{-5} \text{ m/dia}$.

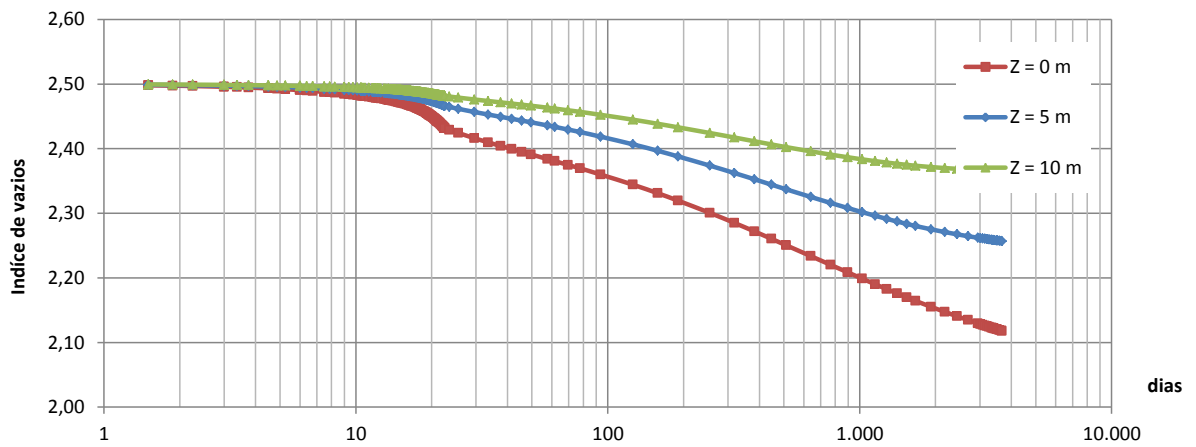


Figura 10.22.– Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$ e permeabilidade $k = 5 \times 10^{-5} \text{ m/dia}$.

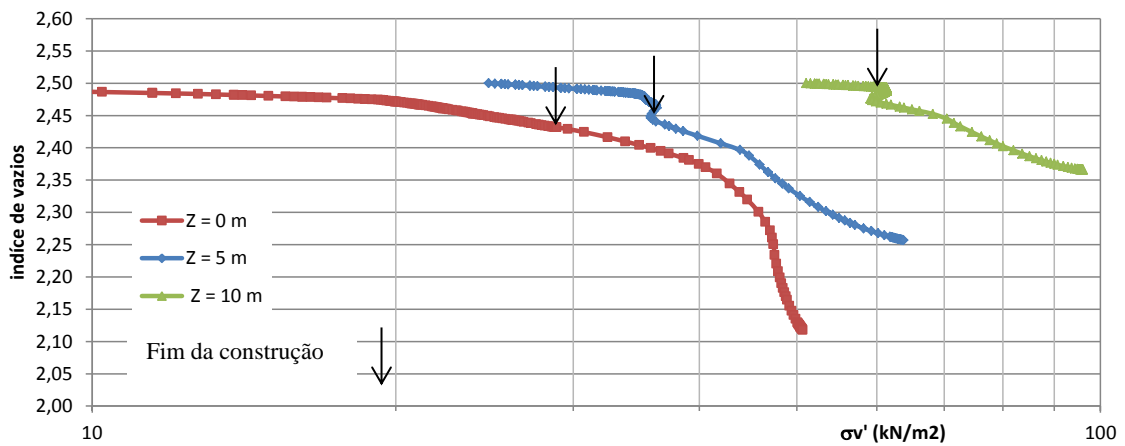


Figura 10.23.– Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$ e permeabilidade $k = 5 \times 10^{-5} \text{ m/dia}$.

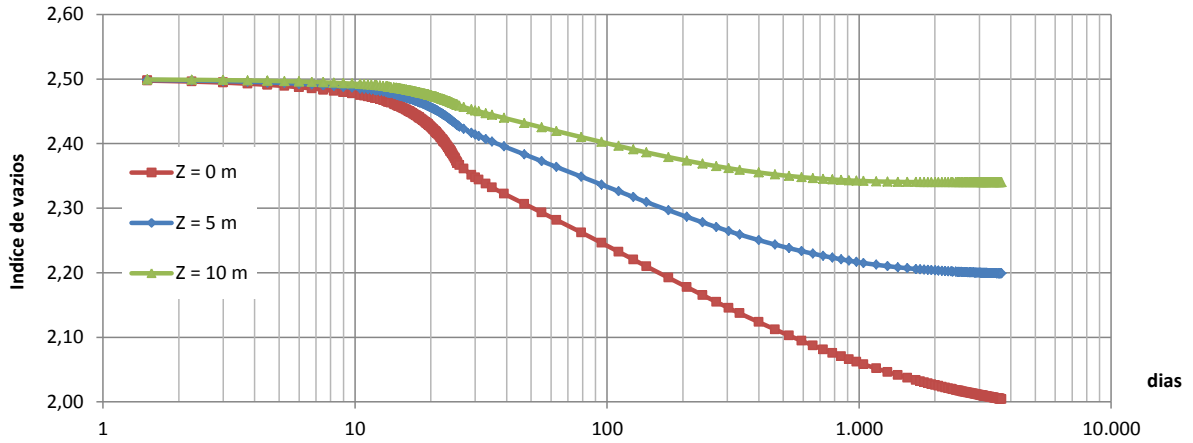


Figura 10.24.– Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000$ kN/m e permeabilidade $k = 2 \times 10^{-4}$ m/dia.

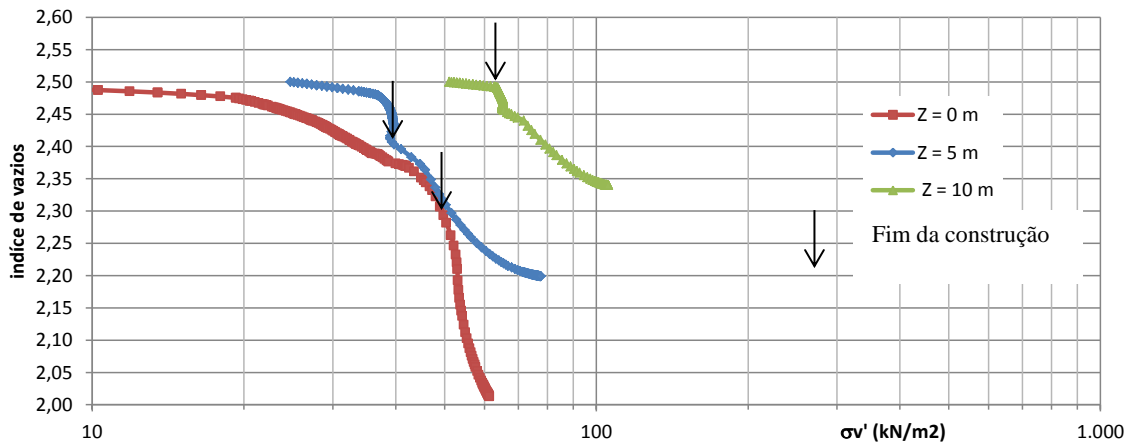


Figura 10.25.– Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000$ kN/m e permeabilidade $k = 2 \times 10^{-4}$ m/dia.

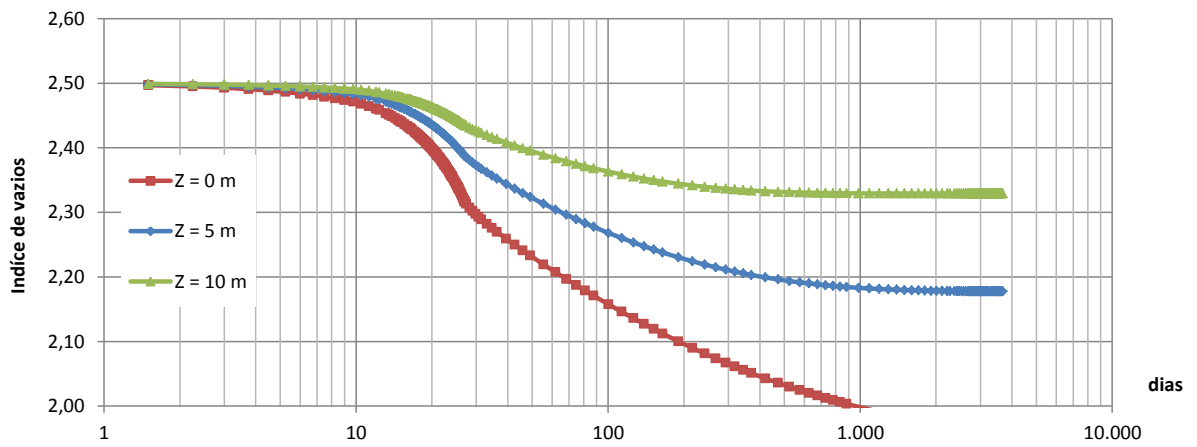


Figura 10.26.– Variação do índice de vazios ao longo do tempo para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000$ kN/m e permeabilidade $k = 5 \times 10^{-4}$ m/dia.

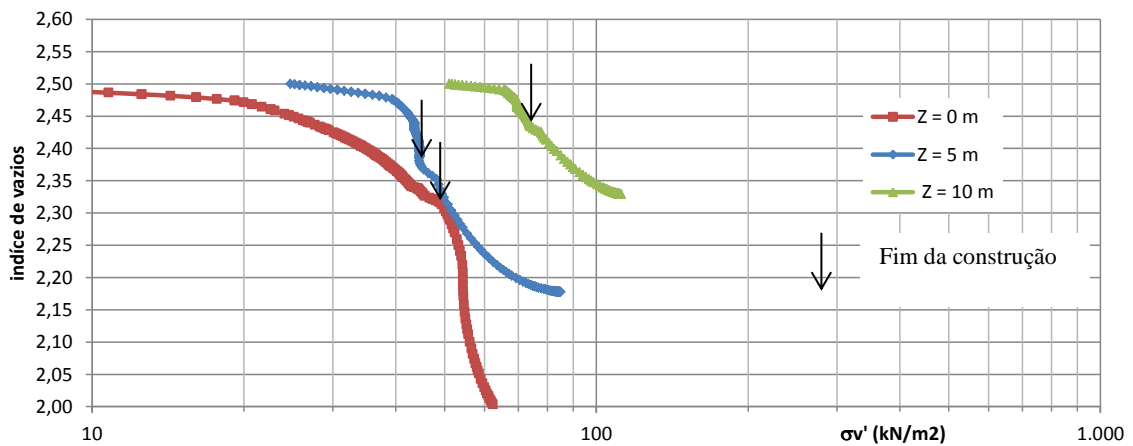


Figura 10.27.– Variação do índice de vazios para velocidade de construção de 4,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000$ kN/m e permeabilidade $k = 5 \times 10^{-4}$ m/dia.

11. DETERMINAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DO REFORÇO

O conhecimento prévio da deformação admissível do reforço nas condições de trabalho até a ruptura é um elemento muito importante para dimensionar e definir o reforço mais adequado e seguro para o aterro a ser construído.

Com os resultados, obtidos pelo método dos elementos finitos (MEF), foi possível conhecer as deformações do reforço através de correlações.

Um modelo de cálculo para aterros construídos sobre solos moles em condição não drenada foi apresentado por Fuertes (2012), tal como apresentado no Item 11.1. Neste capítulo será feito um desenvolvimento para se chegar em uma metodologia que considere o efeito do adensamento decorrente da utilização de drenos verticais pré-fabricados.

Este modelo calcula a deformação admissível do reforço em função da resistência do solo na superfície, com o aumento da resistência com a profundidade e a própria rigidez do reforço J .

Para se utilizar o modelo de Fuertes (2012) é necessário conhecer a deformação admissível de compatibilidade na ruptura, dessa forma, faz-se uso do modelo de Futai (2010), e a altura de ruptura que pode ser obtida mediante as soluções de plasticidade.

11.1. Normalização das curvas de deformação

O primeiro passo da aplicação do modelo, é a definição dos dois trechos com inclinações distintas na curva de deformação do reforço em função da altura de construção do aterro. Os trechos são divididos em Trecho 1, antes do início da plastificação do solo e Trecho 2 após o início da plastificação.

A plastificação é produzida pelo aumento dos deslocamentos na fundação devido ao incremento da altura do aterro. Ao iniciar a plastificação o comportamento muda, aumentando a inclinação da curva conforme apresentado na Figura 11.1.

Para os casos onde ocorre ruptura, a mudança de comportamento, ou seja, o início da plastificação fica evidente, para os casos sem ruptura, não ocorre essa mudança evidente de comportamento.

Faz-se, então, a normalização, tal como propôs Fuertes (2012) dessa curva em função dos valores de altura e deformação admissível no instante da ruptura, como mostrado na Figura 11.2.

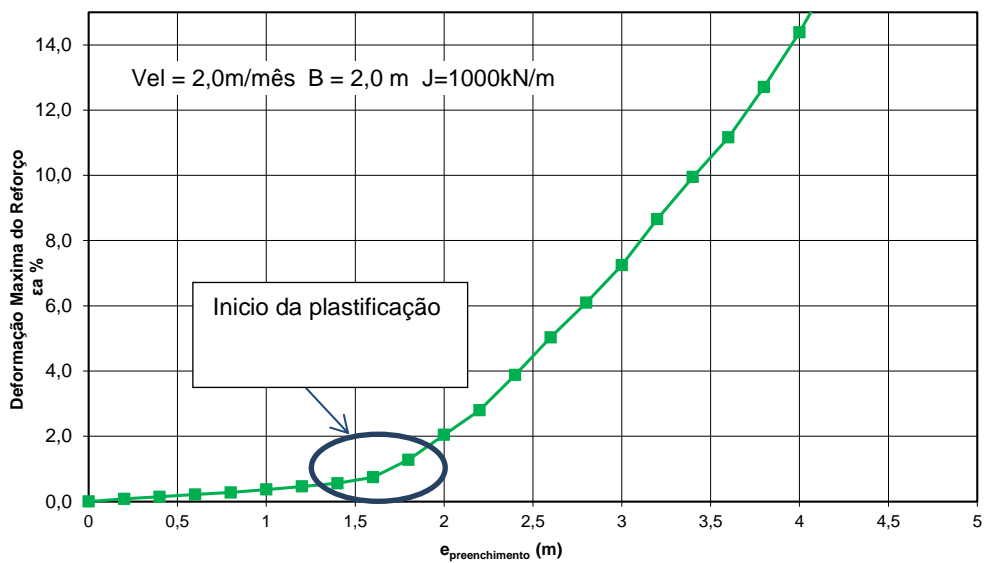


Figura 11.1. – Deformação admissível de compatibilidade

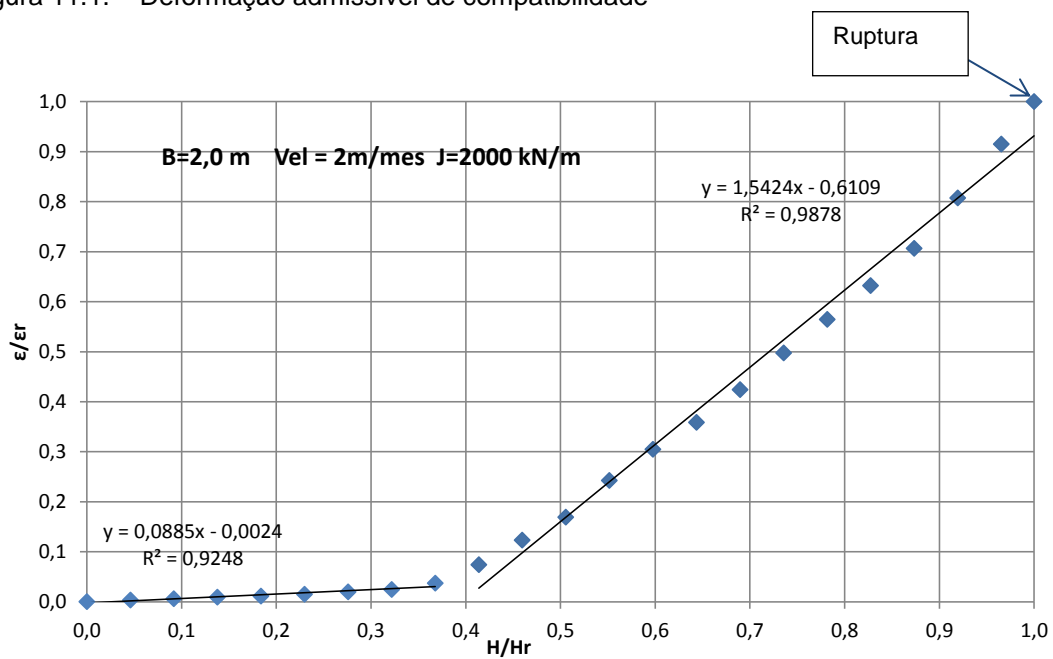


Figura 11.2. – Curva de normalização

No gráfico de normalização, os trechos antes e após rupturas são linearizados, sendo os pontos de intersecção das retas chamados de α para a coordenada horizontal e β para a coordenada vertical, conforme apresentado na Figura 11.3.

As equações que definem estas coordenadas são expressas da seguinte forma:

$$\alpha = H/H_r \quad (11.1)$$

$$\beta = \varepsilon/\varepsilon_r \quad (11.2)$$

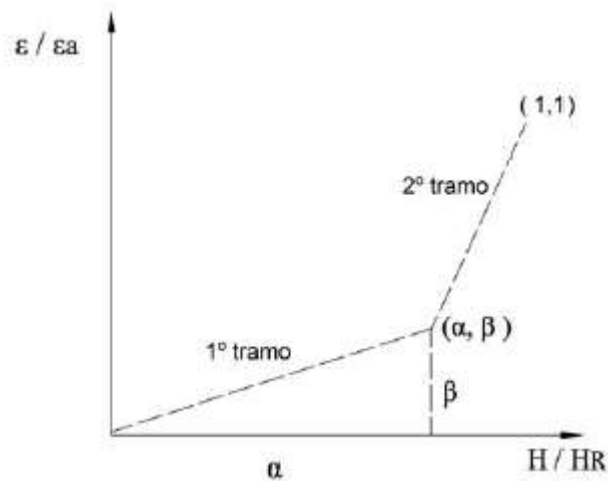


Figura 11.3. – Definição dos pontos de intersecção α e β (Fuentes, 2012).

Da Figura 10.3 são tiradas as correlações que definem as equações tanto do primeiro tramo como do segundo.

Primeiro tramo:
$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_r} = \frac{\beta}{\alpha} \times \frac{H}{H_r} \quad (11.3)$$

Segundo tramo:
$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_r} = \frac{1-\beta}{1-\alpha} \times \frac{H}{H_r} + \frac{\beta-\alpha}{1-\alpha} \quad (11.4)$$

Foram determinados os valores de α e β para os diversos casos em que o aterro atingiu a ruptura nas análises processadas, sendo ainda, as variáveis

associadas, rigidez do reforço, velocidade de construção e o espaçamento entre drenos.

As Figuras 11.4 a 11.8 exemplificam algumas dessas curvas de normalização e determinação dos valores α e β para cinco casos analisados.

Figura 11.4 para velocidade 2,0 m/mês, drenos a cada 2,0 m e rigidez de 500 kN/m. Figura 11.5 para velocidade 4,0 m/mês e espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 500$ kN/m, Figura 11.6, também para 4,0 m/mês, porém drenos a cada 3,0 m e rigidez de 1000 kN/m. A Figura 11.7 apresenta o caso de velocidade de 6,0 m/mês, espaçamento de 1,0 m entre drenos e rigidez 1000 kN/m e a Figura 11.8 mostra o caso de velocidade 6,0 m/mês, drenos a cada 3,0 m e rigidez de 2000 kN/m.

Após a normalização das curvas, foram então, correlacionados os valores de α e β , com a rigidez do reforço. Essas correlações mostram valores de α variando entre 0,56 a 0,42, com o valor médio de 0,50, ou seja, a influência da rigidez do reforço no valor de α é pequena.

A Figura 11.9 mostra os valores de α obtidos através dessas correlações para alguns dos casos analisados.

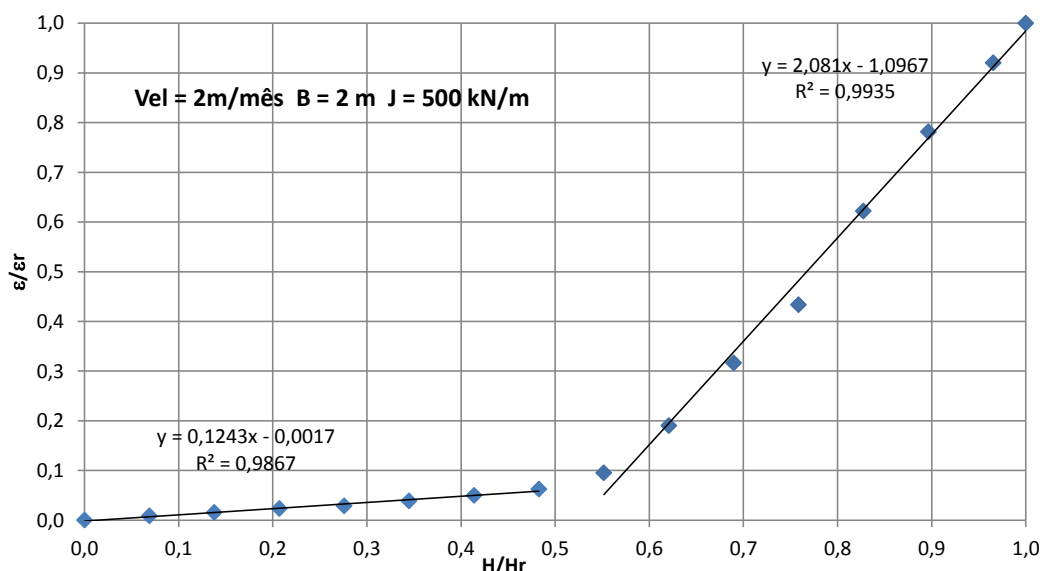


Figura 11.4. – Normalização para velocidade de construção $V = 2,0$ m/mês, espaçamento dos drenos $B = 2,0$ m e Rigidez $J = 500$ kN/m

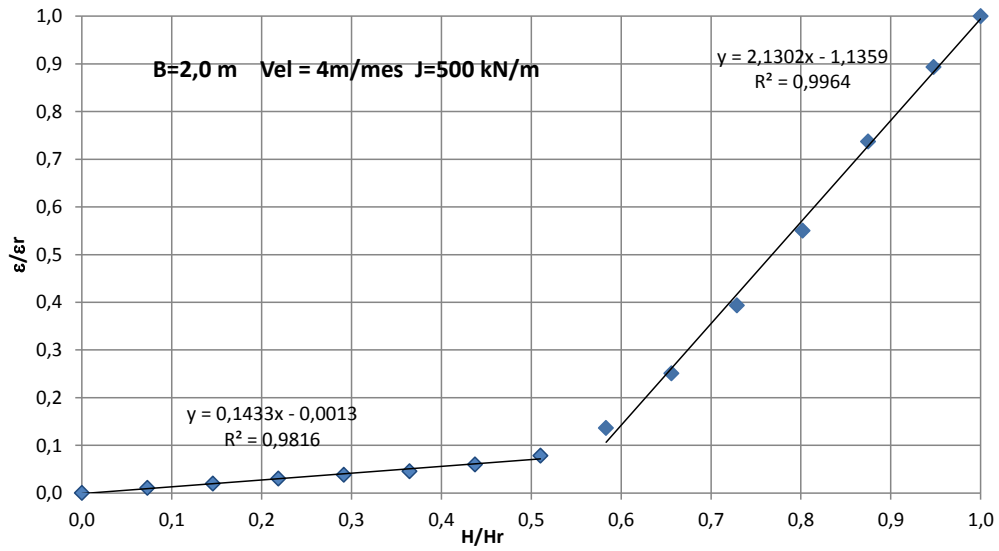


Figura 11.5. – Normalização para velocidade de construção $V = 4,0$ m/mês, espaçamento dos drenos $B = 2,0$ m e Rigidez $J = 500$ kN/m

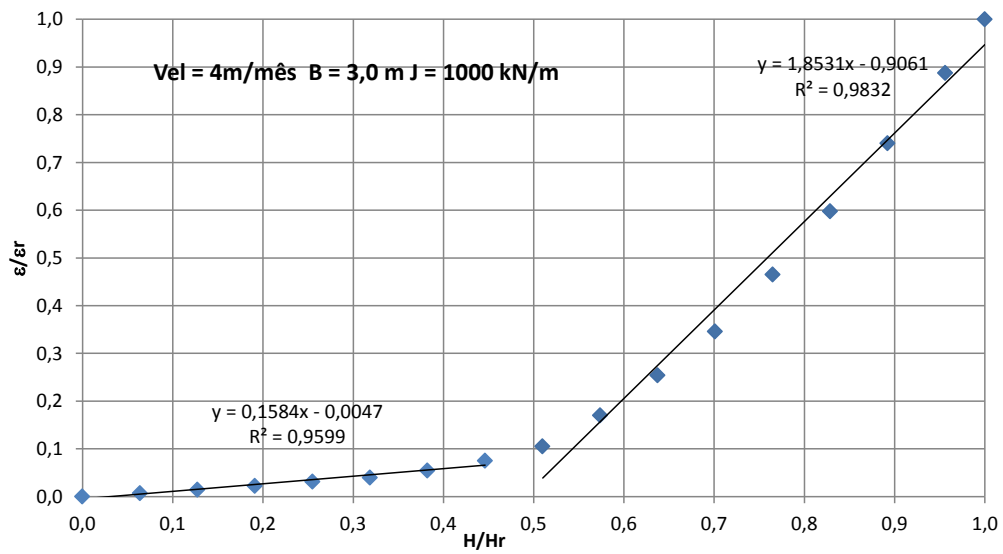


Figura 11.6. – Normalização para velocidade de construção $V = 4,0$ m/mês, espaçamento dos drenos $B = 3,0$ m e Rigidez $J = 1000$ kN/m

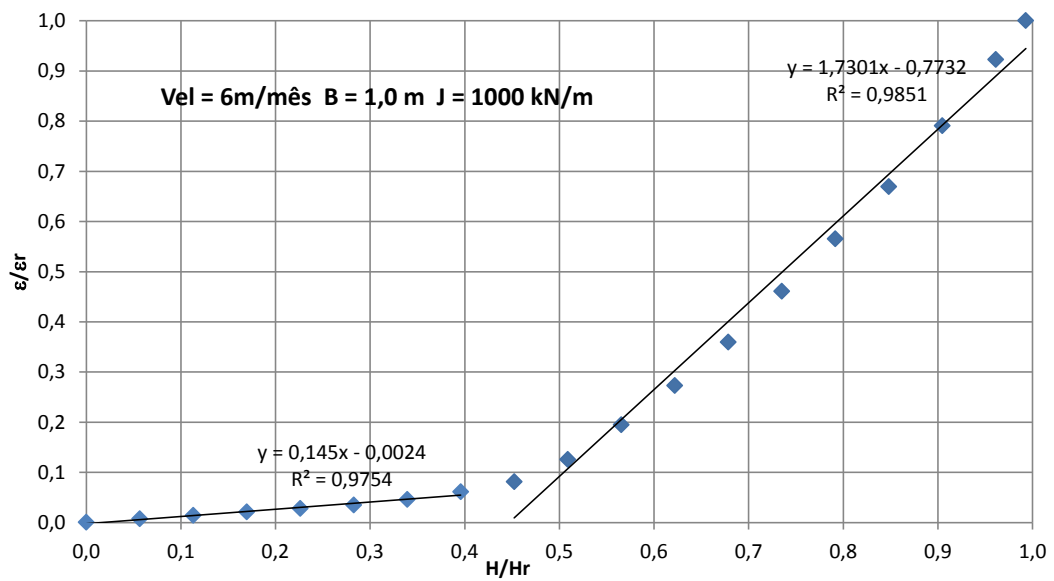


Figura 11.7. – Normalização para velocidade de construção $V = 6,0$ m/mês, espaçamento dos drenos $B = 1,0$ m e Rigidez $J = 1000$ kN/m

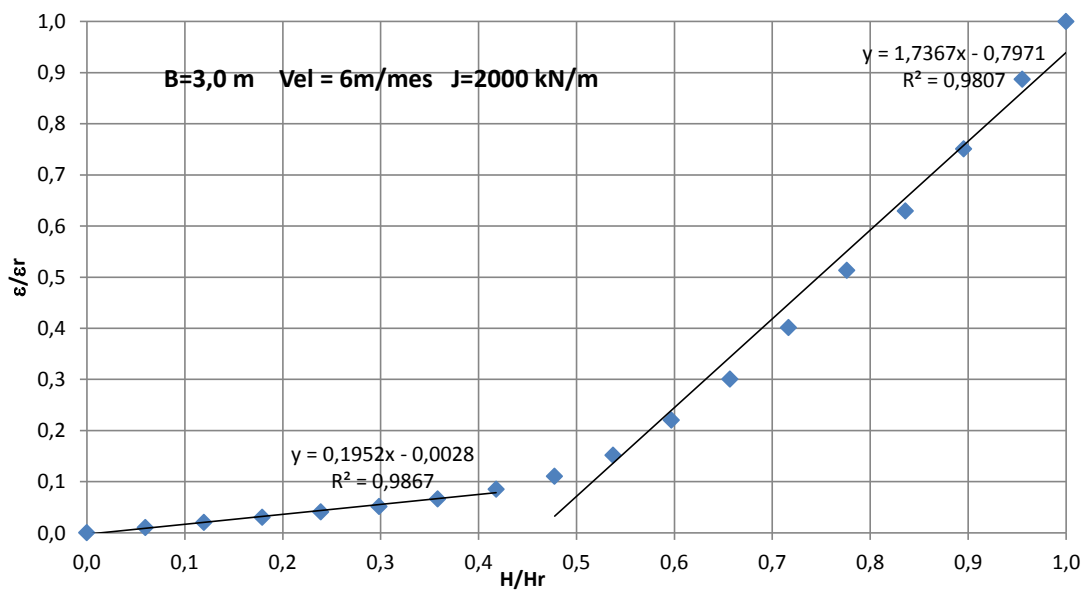


Figura 11.8.– Normalização para velocidade de construção $V = 6,0$ m/mês, espaçamento dos drenos $B = 3,0$ m e Rigidez $J = 2000$ kN/m

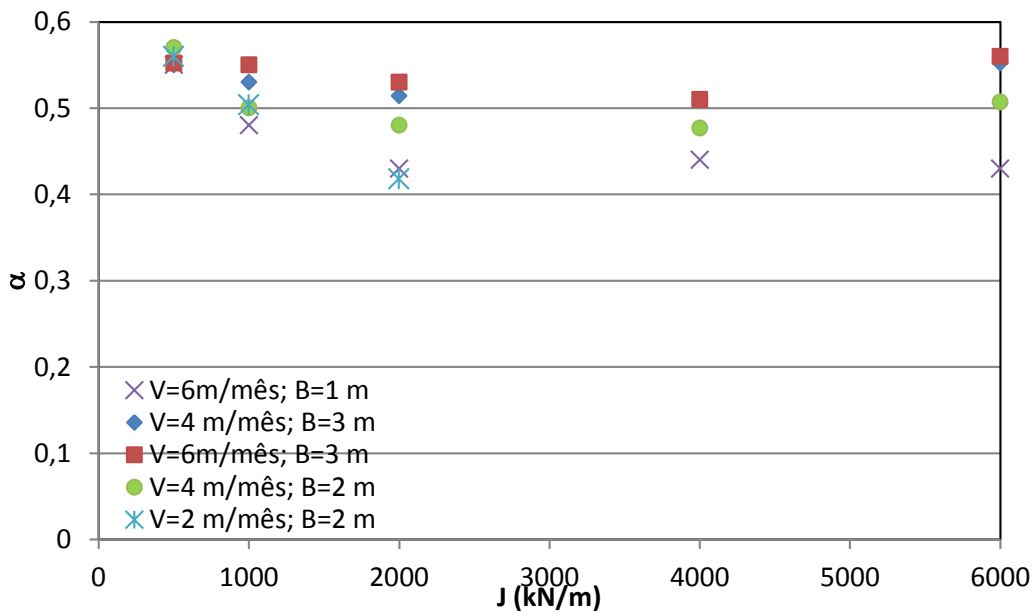


Figura 11.9. – Correlação entre α e rigidez do reforço J

Os valores de β podem ser correlacionados da mesma forma, sendo que, o valor de β é crescente em função do aumento da rigidez do reforço, conforme apresentado no gráfico da Figura 11.10., que mostra os mesmos casos apresentados na correlação de α .

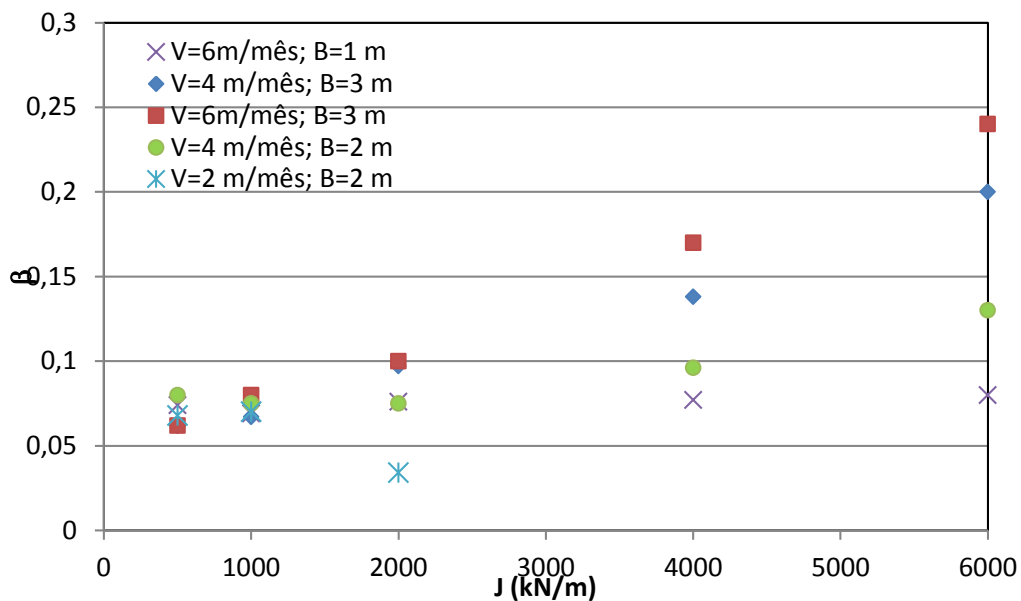


Figura 11.10. – Correlação entre β e rigidez do reforço J

Os valores de α e β podem ser relacionados, da mesma, forma com a velocidade de construção e com o espaçamento entre drenos. A Figura 11.11 mostra os valores de α para os casos em que houve ruptura em função das três variáveis, rigidez, velocidade e espaçamento dos drenos. Da mesma forma, a Figura 11.12 apresenta os gráficos para os valores de β .

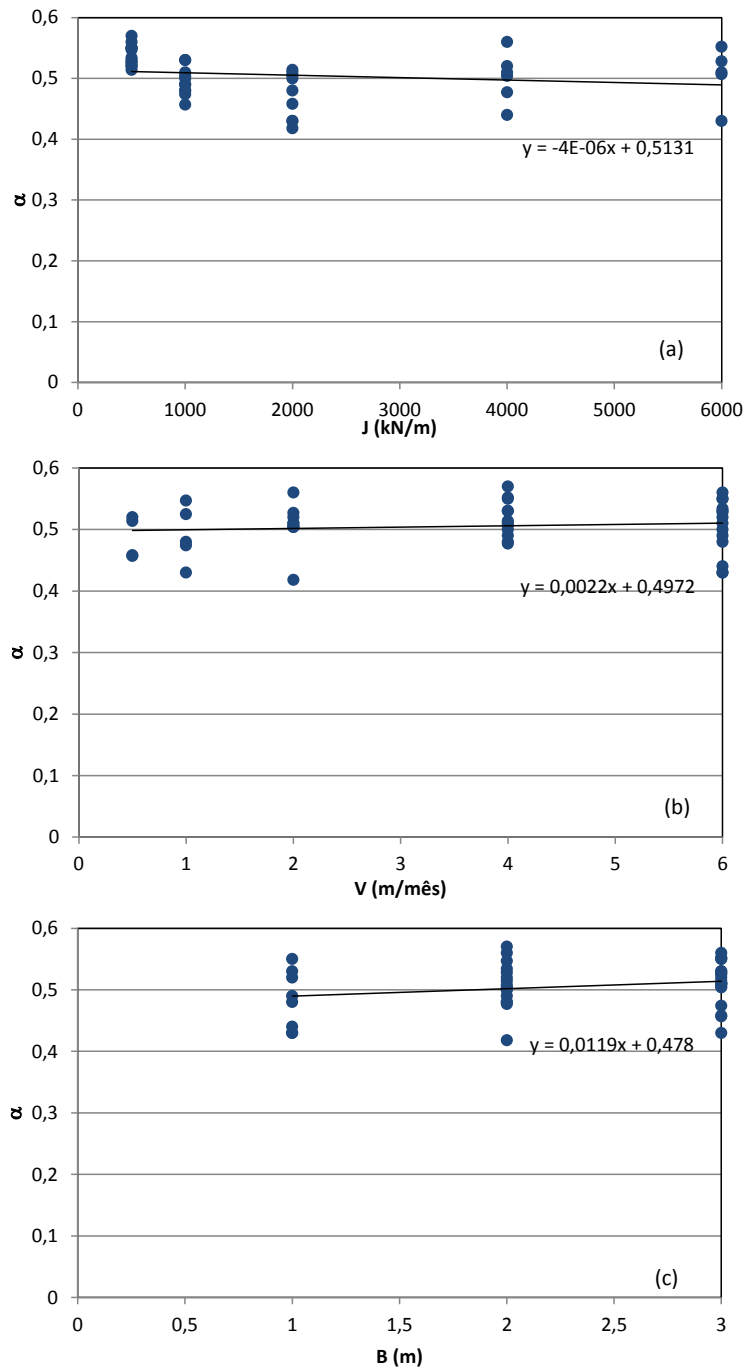


Figura 11.11.– Correlação entre α e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c).

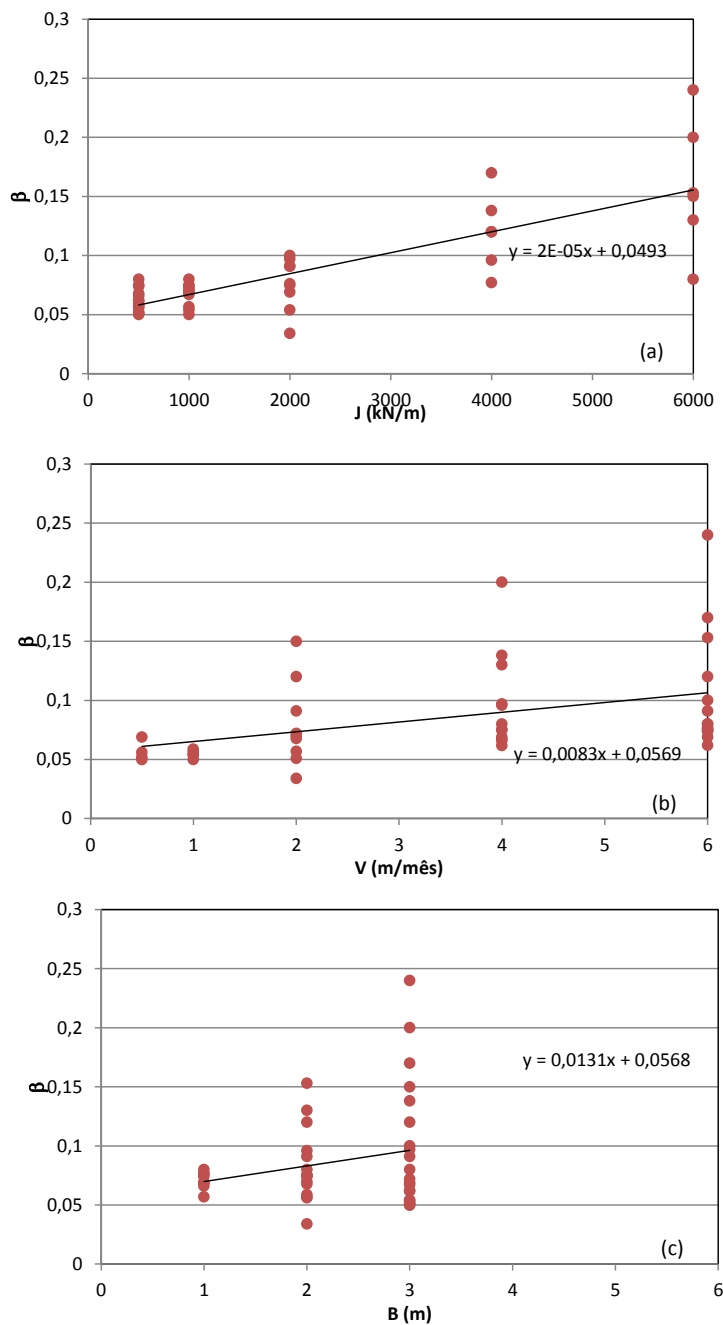


Figura 11.12. Correlação entre β e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c).

Verifica-se que o valor de α pode ser considerado constante em função de qualquer uma das três variáveis relacionadas na Figura 11.11.

Já o valor de β varia nos três casos, porém, sofre maior influência da rigidez do reforço. A variação de β em função da rigidez do reforço J , pode ser explicada a partir da equação (11.2), quando a rigidez do reforço J é menor, é maior a

deformação de compatibilidade ϵ_R , a medida que a rigidez do reforço aumenta, a deformação de compatibilidade diminui, portanto, aumenta o valor de β .

As Figuras 11.13 a 11.15, mostram a curva de normalização para casos que não rompem até a altura preenchida, $J = 2000 \text{ kN/m}$, $J = 4000 \text{ kN/m}$ e $J = 6000 \text{ kN/m}$, para velocidade de construção de $1,0 \text{ m/mês}$ e espaçamento entre drenos $B = 2,0 \text{ m}$. Para que fosse possível fazer a normalização, a deformação do reforço na ruptura foi substituída pela deformação do reforço ao final da construção do aterro. Observa-se nesses gráficos que não há uma definição do início da plastificação do solo de fundação, onde não é possível a definição dos pontos α e β . A figura 8.12 mostra o gráfico de altura líquida em que fica mais claro a não ruptura desses aterros.

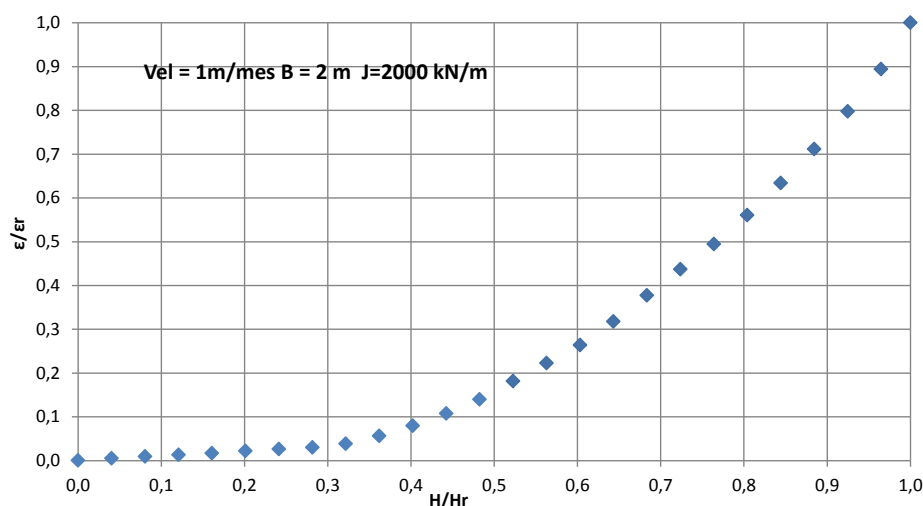


Figura 11.13.– Gráfico normalizado para velocidade de construção de $1,0 \text{ m/mês}$, espaçamento entre drenos de $2,0 \text{ m}$ e rigidez de $J = 2000 \text{ kN/m}$.

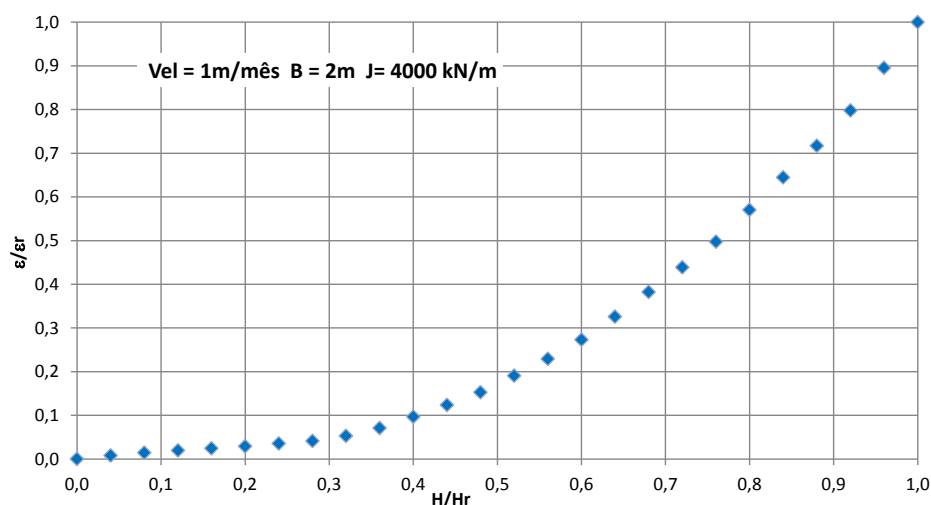


Figura 11.14.– Gráfico normalizado para velocidade de construção de $1,0 \text{ m/mês}$, espaçamento entre drenos de $2,0 \text{ m}$ e rigidez de $J = 4000 \text{ kN/m}$.

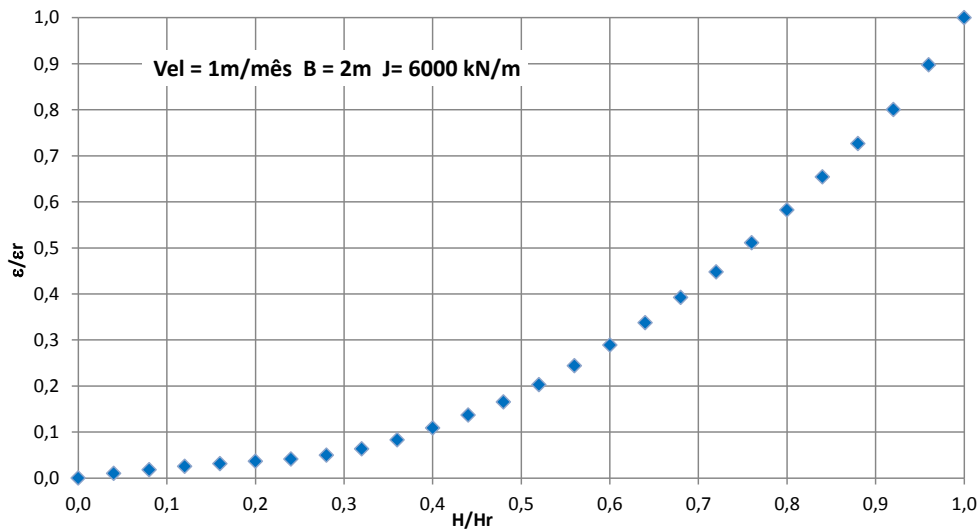


Figura 11.15.– Gráfico normalizado para velocidade de construção de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e rigidez de J = 6000 kN/m.

No modelo de Fuertes (2012), a determinação de α e β se dá em função da resistência do solo na superfície, com o aumento da resistência com a profundidade e a própria rigidez do reforço J, utilizando-se da expressão $(S_{u0} + 7,5\rho)$ obtida de Futai (2010).

Variando-se o S_{u0} e ρ e plotando-se em um gráfico os valores de α em função da expressão de Futai (2010), Fuertes (2012) obtém uma expressão para determinar o valor de α , conforme Figura 11.16.

$$\alpha = -0,0196(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,9685 \quad (11.5)$$

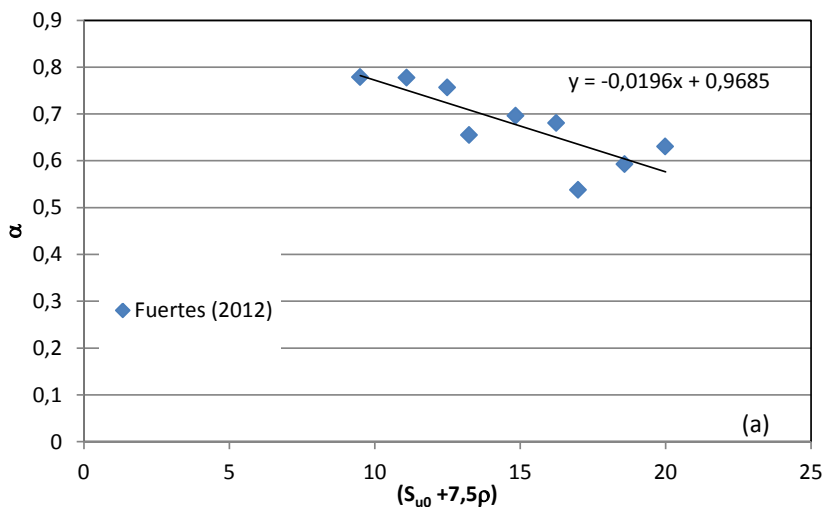


Figura 11.16.– Determinação do valor de α em função da expressão $(S_{u0} + 7,5\rho)$ de Futai (2010), (Fuertes 2012).

Fuertes (2012), determinou também em função da rigidez do reforço e da expressão ($S_{u0} + 7,5\rho$) uma equação para a determinação dos valores de β .

$$\beta = 0,00002J - 0,021139(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,425063 \quad (11.6)$$

Ou seja, o valor de α depende da resistência do solo, enquanto β depende tanto da resistência do solo como rigidez do reforço.

Nas expressões 11.5 e 11.6, o valor de S_u deve estar na unidade KN/m^2 , o valor de ρ deve ser utilizado em kN/m , e o valor de J em kN/m , ou seja, são expressões que dependem da unidade, mesmo os parâmetros sendo adimensionais.

Conhecendo-se, portanto, os valores de α e β , pode-se determinar o valor da deformação do reforço através das equações (11.3) e (11.4).

As expressões mostram a relação da variação da deformação ε em função dos parâmetros do solo de fundação e a rigidez do reforço J .

Lembrando que para a aplicação do método é necessário se obter a altura máxima do aterro na ruptura que pode ser calculada aplicando as soluções da plasticidade e a deformação de compatibilidade que pode ser determinada a partir da proposta de Futai (2010) que provê os valores da deformação na ruptura.

Com o valor da deformação determinado, é possível calcular a tensão mobilizada pelo reforço e por sua vez se o fator de segurança foi atingido.

Caso o valor do FS seja inferior ao requerido, aumenta-se a rigidez do reforço e inicia-se a rotina de cálculo novamente para novos valores de α e β e deformação admissível.

11.2. Determinação de α e β

A determinação dos valores de α e β se dá seguindo o modelo de Fuertes (2012). Para isso é necessário a determinação da resistência do solo no instante da ruptura.

11.2.1. Tensão de pré-adensamento

Inicialmente, foi fornecida informação ao programa de cálculo que existiu sobre a camada mole uma sobre carga de 20 kN/m^2 conforme Faíçal (1994). Feito isso, lida a tensão de pré-adensamento no programa de cálculo, verificou-se que a equação de pré-adensamento utilizada nas análises era $\sigma'_{vm} = 10,73 + 5,56z$, um pouco diferente da equação $\sigma'_{vm} = 20 + 5z$, equivalente aos solos da região de Cubatão.

A Figura 11.17. mostra a comparação entre as duas equações, e verifica-se que a partir do sexto metro de profundidade as tensões são equivalentes para ambas equações.

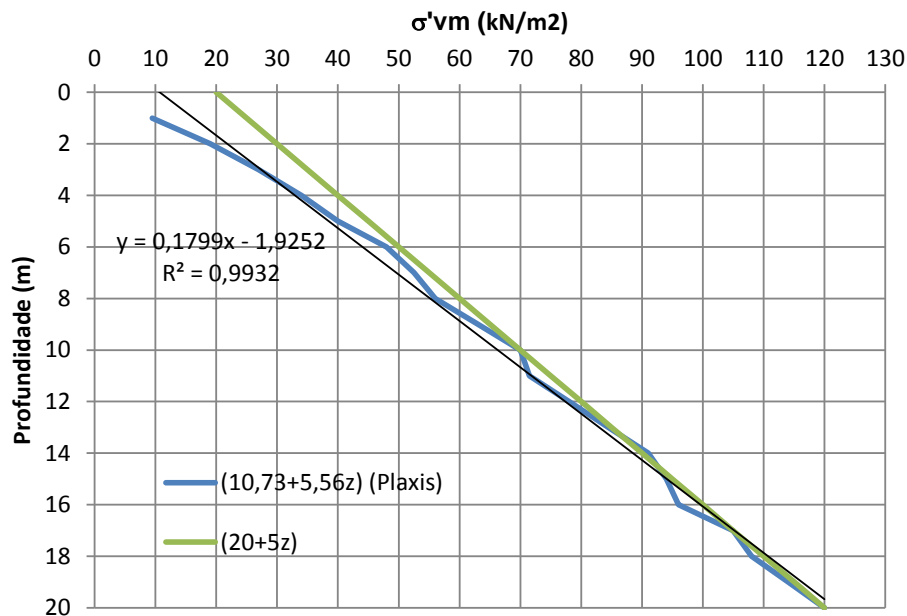


Figura 11.17.– Curvas de tensão de pré-adensamento.

11.2.2. Tensão efetiva na ruptura

Com a elevação do aterro, o solo de fundação tem alterado seu estado de tensões ao longo do período de construção e pós-construção.

A Figura 11.18 mostra um exemplo da evolução da tensão efetiva ao longo do tempo para o caso de velocidade de construção de $2,0 \text{ m/mês}$, drenos espaçados em $2,0 \text{ m}$ e rigidez do reforço $J = 1000 \text{ kN/m}$.

Conhecendo, portanto, o novo estado de tensões em que se encontrava o solo no momento da ruptura, buscou-se na literatura correlações para determinação do valor da resistência não drenada, S_u .

Na literatura encontra-se a correlação sugerida por Mesri (1975), onde:

$$S_{u0} = 0,22 \sigma'_{vm} \quad (11.7)$$

encontra-se a equação de Jamiolkowski et al. (1985), onde:

$$S_u = \sigma'_v \times (0,23 \pm 0,04) \times OCR^{0,8} \quad (11.8)$$

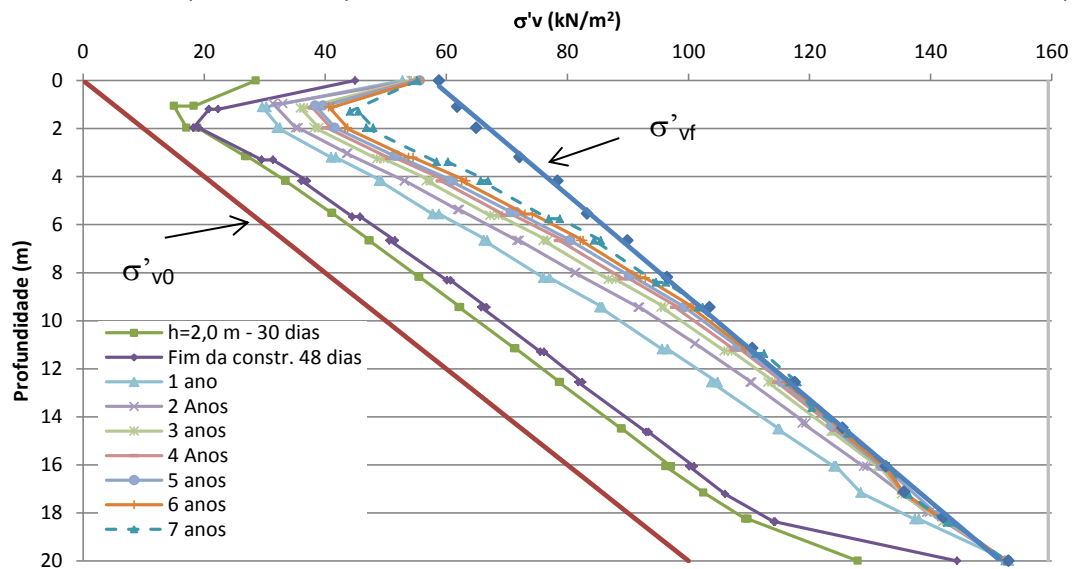


Figura 11.18.– Evolução da tensão vertical efetiva para caso de Velocidade de 2,0 m/mês; espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$.

Faz a verificação para saber se a ruptura ocorreu com o solo normalmente adensado ou sobreadensado. No caso exemplificado, a ruptura se deu com o solo normalmente adensado, conforme mostra a Figura 11.19.

Outra forma de se obter os valores de S_u , disponível na literatura, é através das equações teóricas de Almeida (1983). Em seu estudo Almeida (1983), chega a equações tanto para solos normalmente adensados como para solos sobreadensados, sendo o adensamento isotrópico ou anisotrópico.

Para ilustração, os valores dessas destas equações para o solo estudado por Almeida (1983) estão apresentados em forma de tabela, reproduzida abaixo nas Tabelas 11.1. a 11.3.

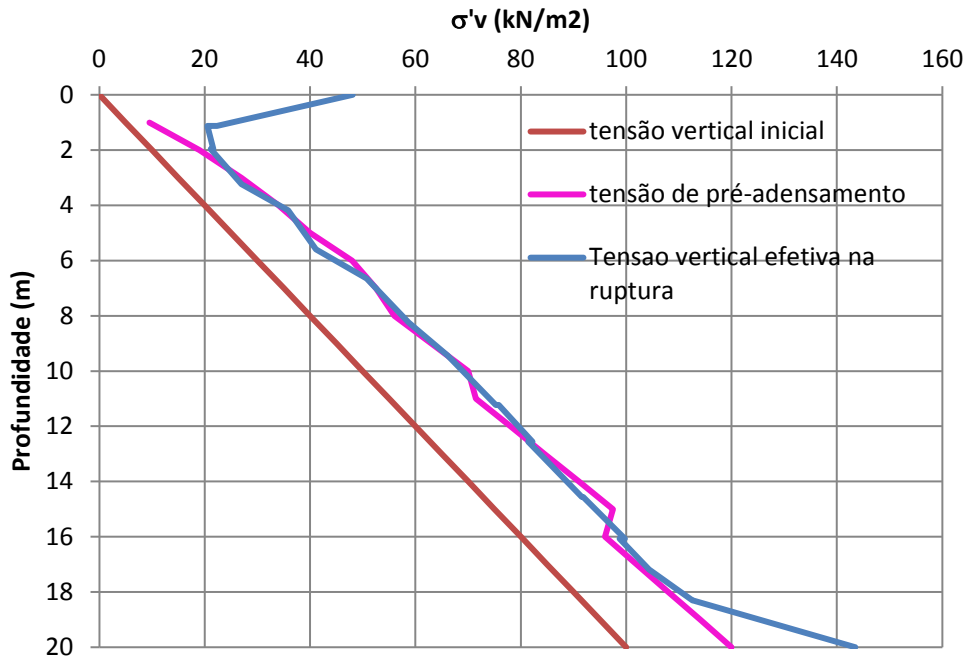


Figura 11.19.– Tensão vertical efetiva para caso de Velocidade de 2,0 m/mês; espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000 \text{ kN/m}$

As equações gerais utilizadas por Almeida (1988) para a determinação da resistência não drenada são:

Para solos normalmente adensados: $(S_u / \sigma'_v) = (M/2) \times b^\wedge$ (11.9)

Para solos sobreadensados: $(S_u / \sigma'_v) = (M/2) \times (OCR/b)^\wedge$ (11.10)

Onde :

M é a inclinação da linha de estado crítico no gráfico p' vs q

$$\wedge = 1 - \kappa / \lambda$$

Para os casos em que a ruptura ocorreu com o solo normalmente adensado resultou a seguinte relação: $S_u / \sigma'_v = 0,27$ (11.11)

Com isso, é possível conhecer a resistência do solo em todos os casos analisados.

A Figura 11.20 mostra a resistência do solo no instante da ruptura para o caso de velocidade de construção 2,0 m/mês, espaçamento de 2,0 m entre drenos e rigidez $J = 1000 \text{ kN/m}$.

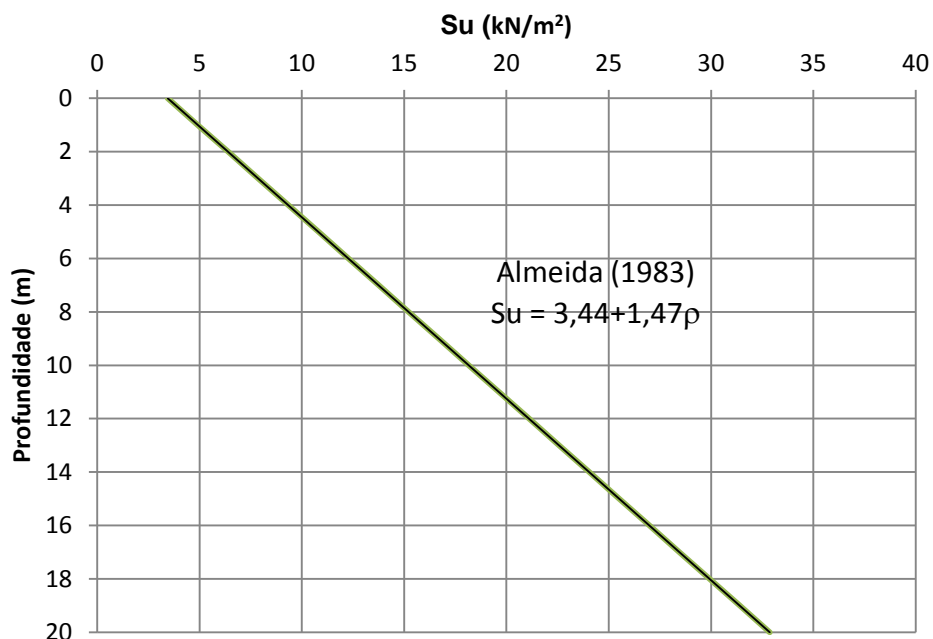


Figura 11.20.– Resistência do solo no instante da ruptura para caso de Velocidade de 2,0 m/mês; espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000$ kN/m

Tabela 11.1.– Correlação para solos normalmente adensados (Almeida, 1983).

M	Λ	S_u / σ'_v			
		Adensamento isotrópico		Adensamento anisotrópico	
		Cam –Clay mod.	Cam –Clay	Cam –Clay mod.	Cam –Clay
1,14	0,78	0,332	0,261	0,288	0,285
0,98	0,86	0,270	0,207	0,258	0,257

Tabela 11.2.–Correlação para solos sobreadensados isotrópicos (Almeida, 1988).

OCR	medido	$S_u / \sigma'_v (M=1,14)$			
		Cam –Clay modificado		Cam –Clay	
		$\Lambda = 0,78$	$\Lambda = 0,86$	$\Lambda = 0,78$	$\Lambda = 0,86$
1	0,306	0,332	0,314	0,261	0,241
1,5	0,421	0,455	0,445	0,358	0,342
2	0,526	0,570	0,570	0,450	0,438
3	0,711	0,782	0,808	0,616	0,621
4	0,883	0,978	1,035	0,770	0,795
6	-	1,343	1,466	1,057	1,126
8	1,355	1,681	1,878	1,323	1,442

Tabela 11.3.–Correlação para solos sobreadensados anisotrópicos (Almeida, 1988).

OCR	k	Medido	S_u / σ'_{vc}	
			Previsto (M=1,14; $\Lambda = 0,78$)	
			Cam –Clay modificado	Cam –Clay
1	0,54	0,295	0,261	0,241
1,5	0,61	0,32	0,358	0,342
2	0,67	0,44	0,450	0,438
3	0,80	0,56	0,616	0,621
4	0,90	0,69	0,770	0,795
6	1,0	0,83	1,057	1,126
8	1,0	1,05	1,323	1,442

Com a equação de resistência ao cisalhamento pode-se utilizar a expressão ($S_{u0} + 7,5\rho$) de Futai (2010) e com isso determinar o valor de α e β em função da resistência do solo. Como apresentado na Figura 11.11, o valor de α não sofre influência significativa da rigidez do reforço, da velocidade de construção e também dos drenos, sendo, portanto, possível relacionar diretamente com a resistência do solo conforme gráfico da Figura 11.21, onde são separados por espaçamento dos drenos e Figura 11.22., onde todos os casos estão juntos.

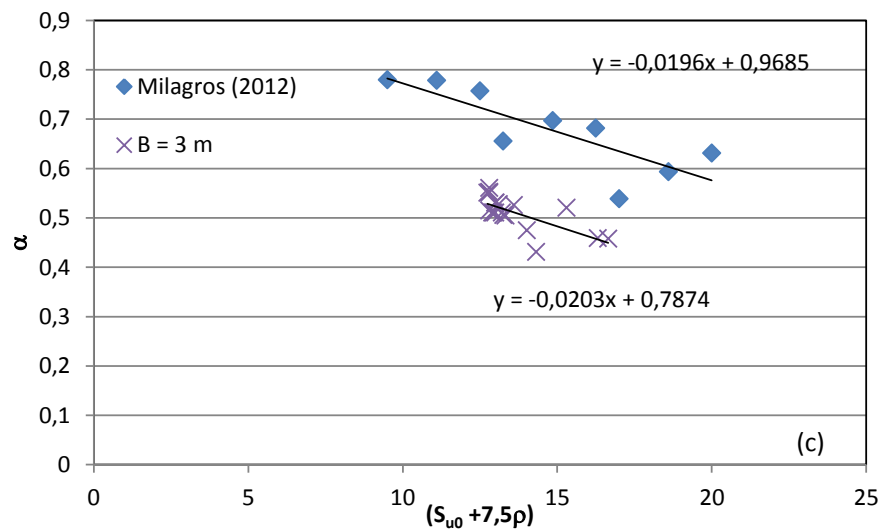
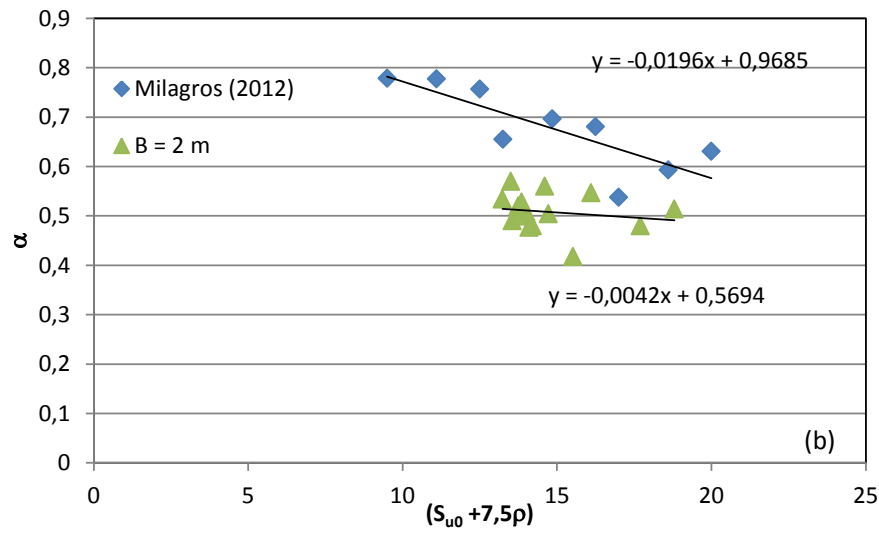
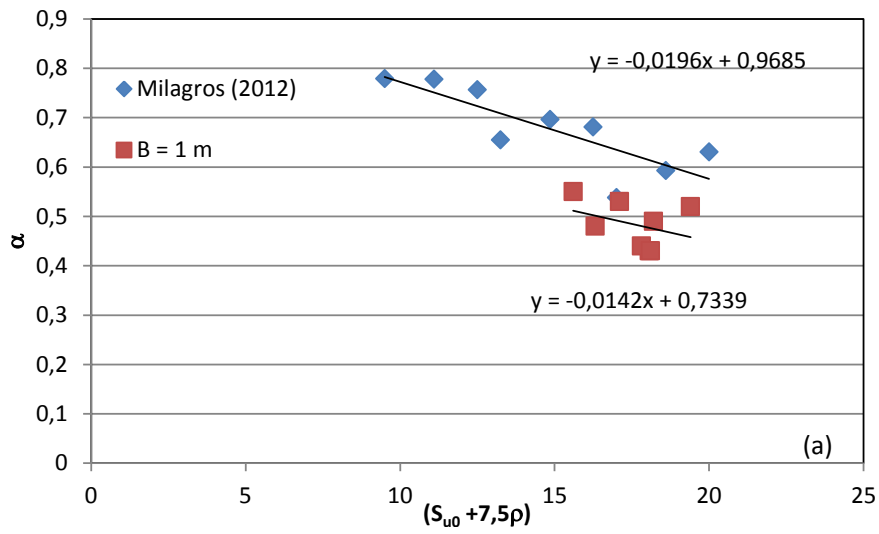


Figura 11.21. Correlação entre α e resistência do solo para $B = 1$ m (a), $B = 2$ m (b) e $B = 3$ m (c).

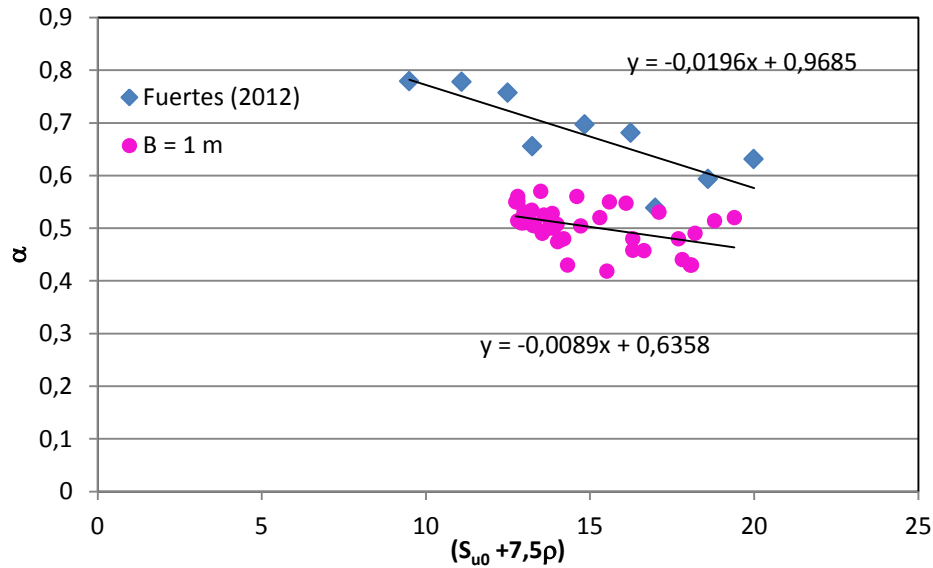


Figura 11.22. Correlação entre α e resistência do solo.

Com isso obtém-se a expressão para determinação de α com uso de drenos verticais:

$$\alpha = -0,0089(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,6358 \quad (11.12)$$

Para encontrar a função que determina o valor de β , utilizou-se o programa de cálculo matemático Mathematica, uma vez que β varia não apenas com a resistência do solo. Como o valor de β sofre maior influência da rigidez do reforço, β será função da resistência do solo e da rigidez do reforço, ou seja, $\beta = f((S_{u0} + 7,5\rho), J)$.

Essa função determina um plano apresentado na Figura 11.23

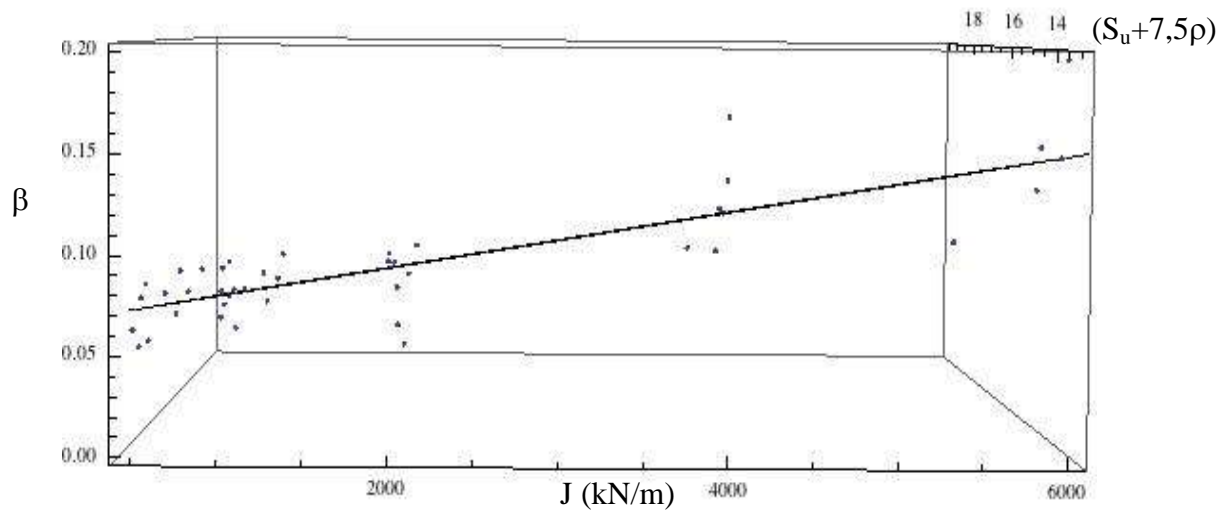


Figura 11.23. Correlação entre β , resistência do solo e rigidez do reforço.

Com isso tem-se a função que determina o valor de β :

$$\beta = 0,134 + 1,446 \times 10^{-5} \times J - 0,00547(S_{u0} + 7,5\rho)$$

Com isso e utilizando-se as expressões (11.3) e (11.4) obtidas das curvas de normalização é possível calcular a deformação do reforço.

Primeiro tramo:
$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_r} = \frac{\beta}{\alpha} \times \frac{H}{H_r} \quad (11.3)$$

Segundo tramo:
$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_r} = \frac{1-\beta}{1-\alpha} \times \frac{H}{H_r} + \frac{\beta-\alpha}{1-\alpha} \quad (11.4)$$

Observa-se que os valores de α e β obtidos são inferiores, para a mesma resistência, em relação aos valores de Furtos (2012), isso ocorre em função da presença de drenos acelerando o recalque, fazendo com que a relação de altura líquida sobre espessura de preenchimento seja menor em comparação com casos não drenados.

12.COMPORTAMENTO DOS ATERROS COM LIMITAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DO REFORÇO

Como mencionado em capítulos anteriores, a deformação resultante no reforço em alguns casos analisados, superava os valores de deformações limites existentes no mercado de reforços geossintéticos.

Desta forma, os aterros foram novamente processados e analisados com limitação imposta ao reforço. Foram adotados os seguintes valores de deformação, 3%, 5% e 10%. Que são valores encontrados nos catálogos de diversos fabricantes.

Os resultados de altura líquida, mostram os aterros em que o reforço superava a deformação imposta, romperem após o reforço atingir seu limite de deformação.

Foram feitas as mesmas análises para essa condição de limitação da deformação do reforço que as apresentadas para os casos sem limitação.

As Figuras 12.1 a 12.4 mostram as alturas líquidas dos aterros construídos com limitação da deformação do reforço em 5% para a condição de drenos espaçados em 2,0 m e velocidades de construção de 1,0 m/mês para a Figura 12.1 a velocidade de 6,0 m/mês para a Figura 12.4.

Observa-se que todos os casos apresentados nas Figuras 12.1 a 12.4 atingiram a ruptura.

A velocidade de construção, influenciou mais sensivelmente na altura líquida onde foram utilizados reforços mais rígidos, principalmente para o caso com rigidez $J = 6000 \text{ kN/m}$. A diferença de altura líquida máxima entre o caso de velocidade 1,0 m/mês para o caso de 6,0 m/mês, supera 0,5 m.

A comparação da altura líquida entre os casos sem limitação de deformação do reforço e com limitação está apresentada nas Figuras 12.5 a 12.8. Percebe-se que em todos os casos a altura líquida para o caso com limitação da deformação atingiu valores inferiores, atingindo inclusive atingindo a ruptura onde não romperia sem limitação da deformação.

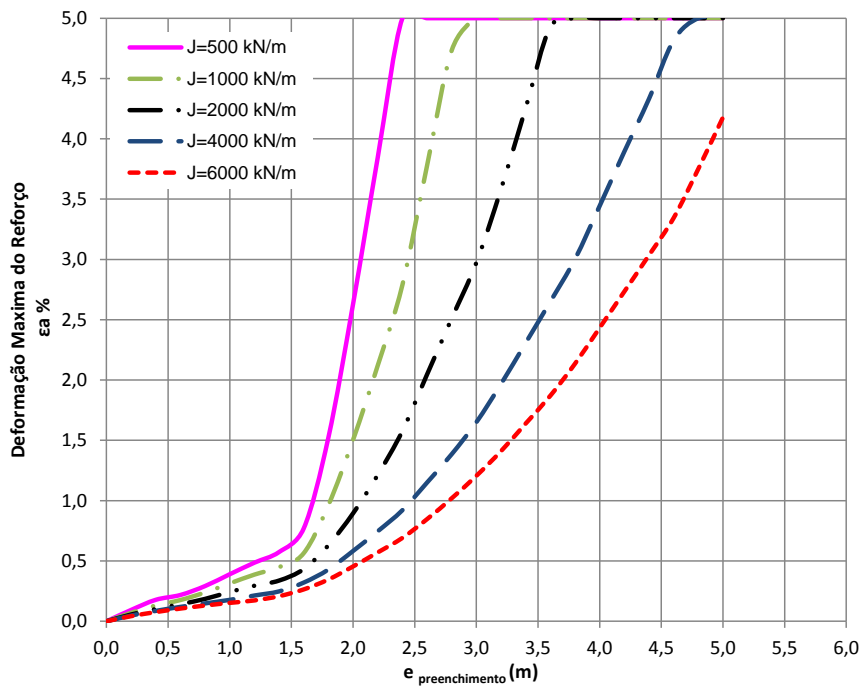
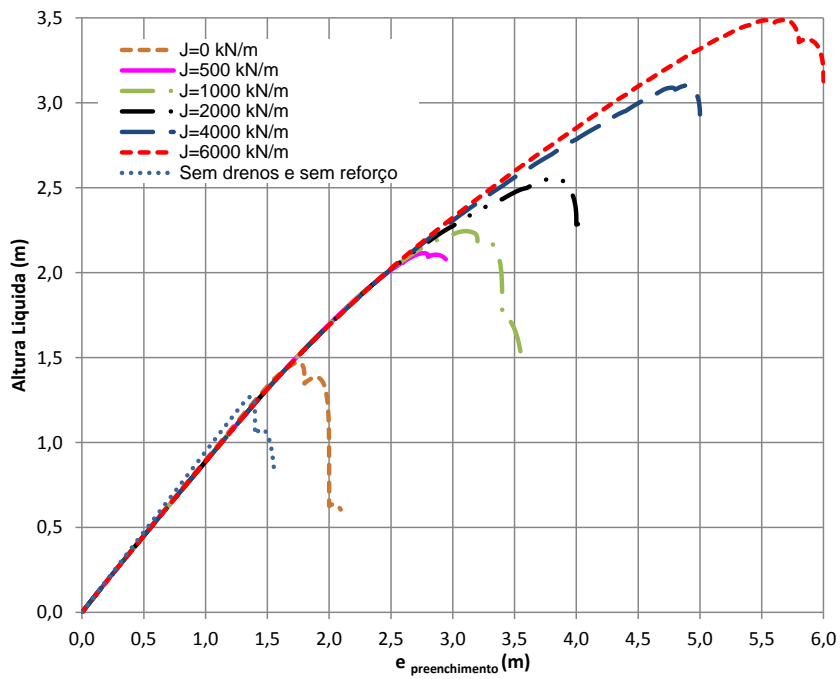


Figura 12.1. - Gráfico de altura líquida e deformação do reforço para o caso de velocidade de construção 1,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B=2,0$ m.

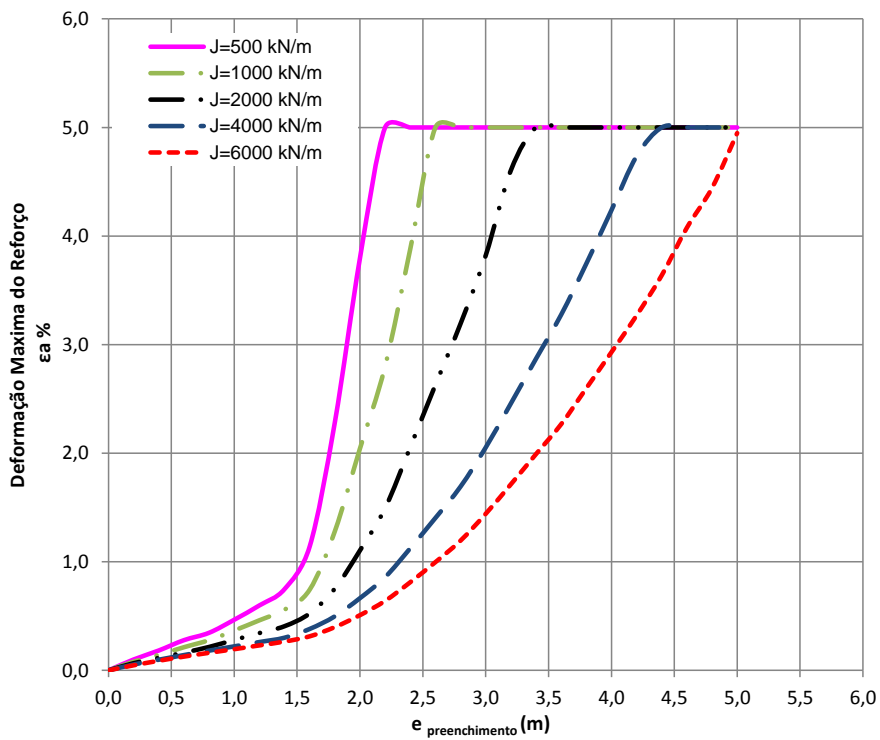
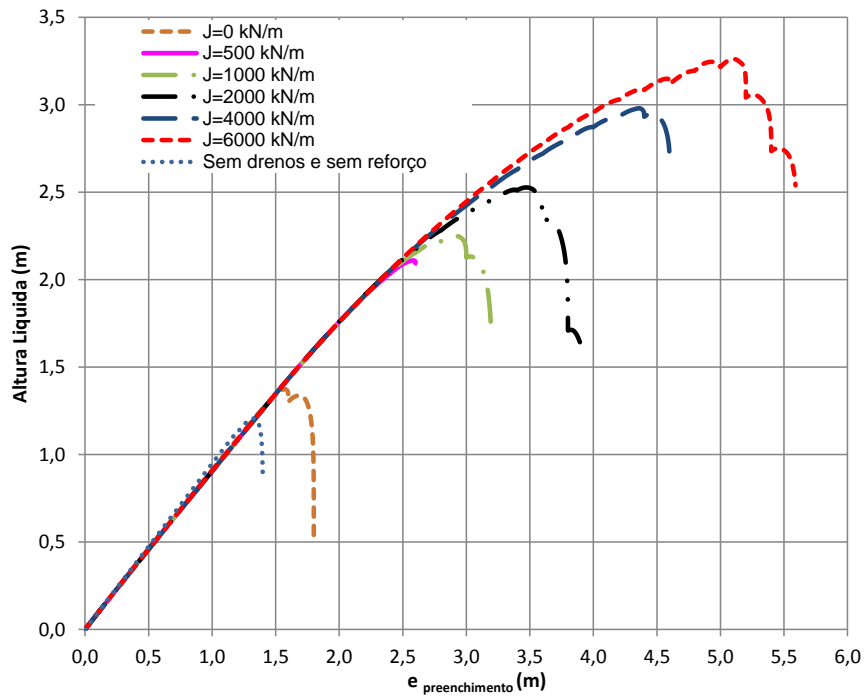


Figura 12.2.– Gráfico de altura líquida e deformação do reforço para o caso de velocidade de construção 2,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B=2,0$ m.

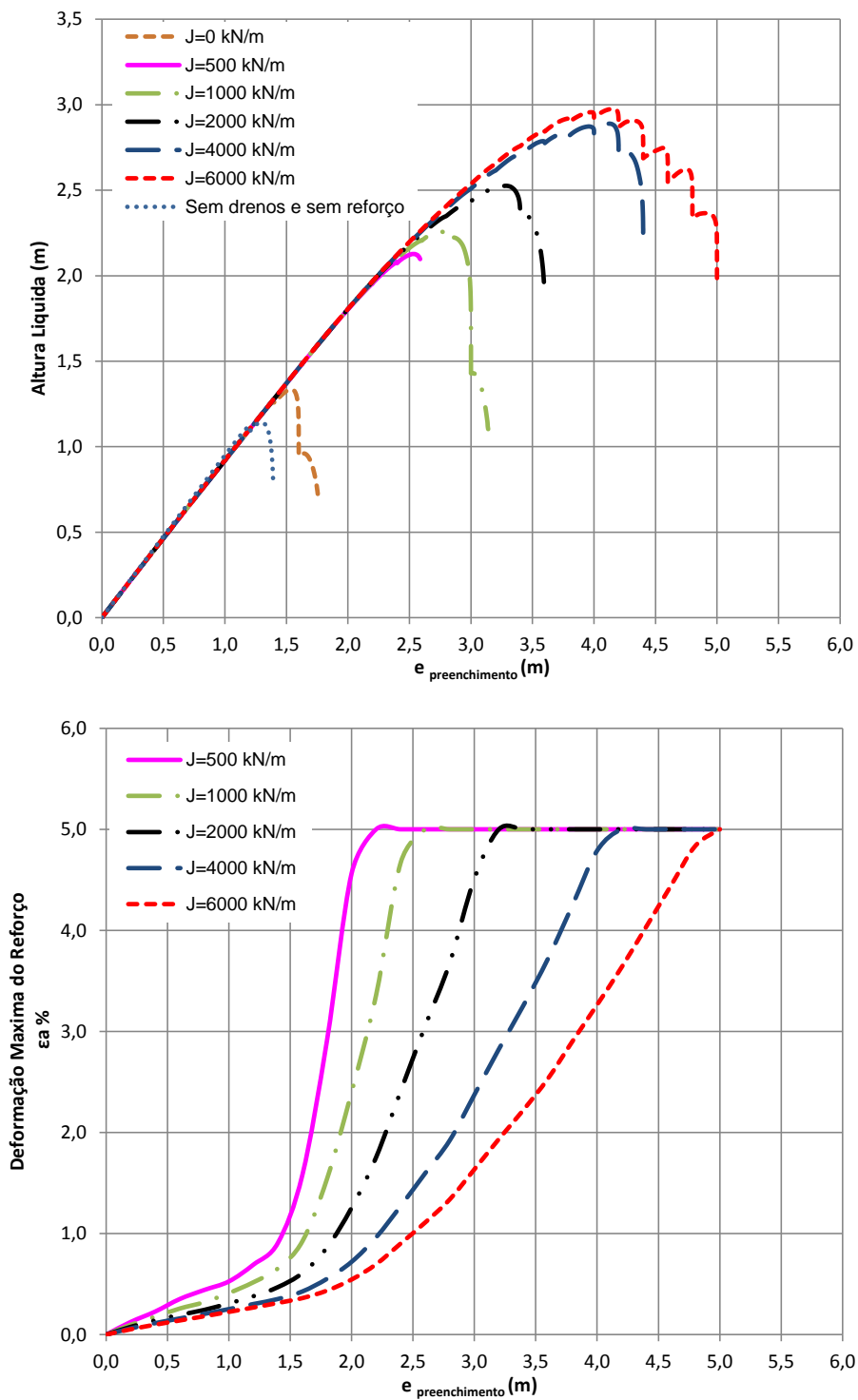


Figura 12.3.– Gráfico de altura líquida e deformação do reforço para o caso de velocidade de construção 4,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B=2,0$ m.

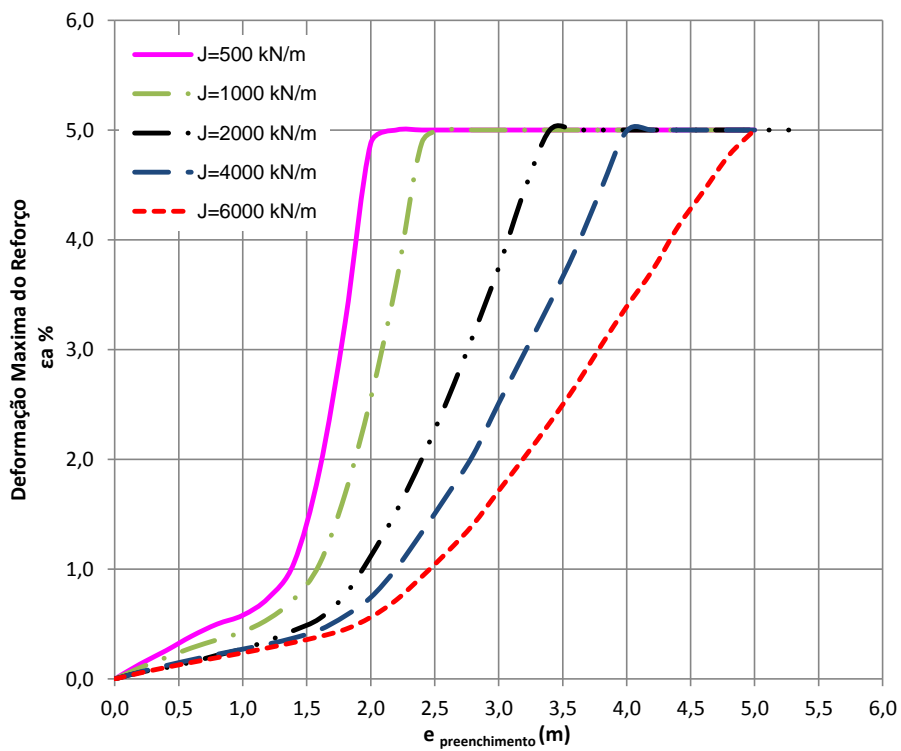
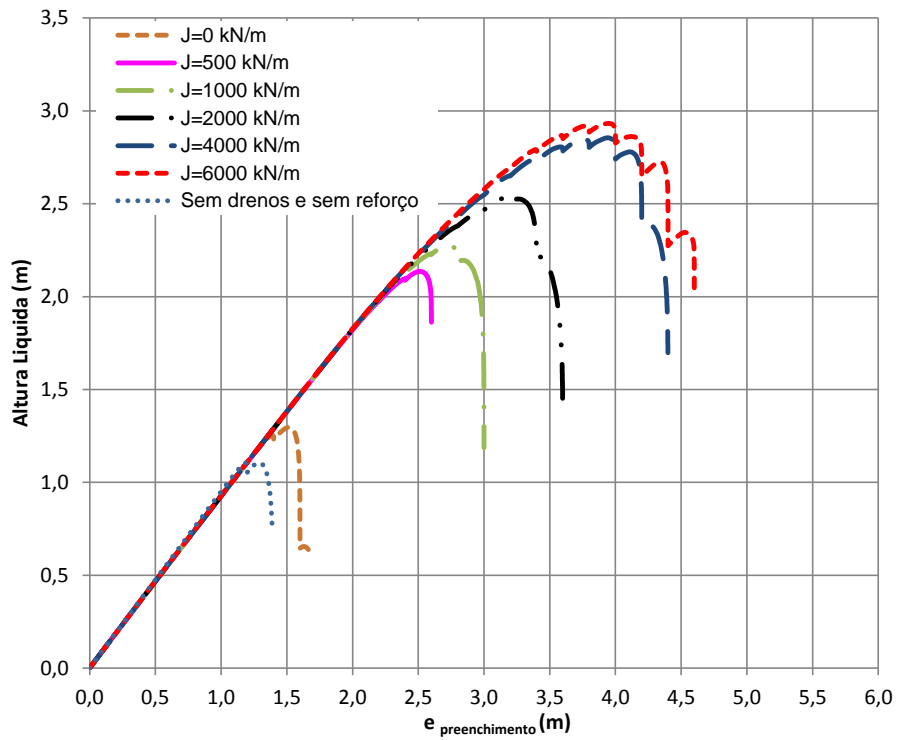


Figura 12.4.– Gráfico de altura líquida e deformação do reforço para o caso de velocidade de construção 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B=2,0$ m.

Vale observar que existem casos em que a ruptura ocorreu por capacidade de carga antes que o reforço atingisse 5% de deformação. Esses casos ocorreram para os reforços mais rígidos. E por isso, as duas curvas de alturas líquidas são iguais, com limitação ou sem limitação. Isso ocorre na Figura 12.6 para rigidez do reforço $J = 6000 \text{ kN/m}$ e nas Figuras 12.7 e 12.8 para $J=4000 \text{ kN/m}$ e $J = 6000 \text{ kN/m}$. Essa verificação também pode ser feita na Figuras 12.1 a 12.4.

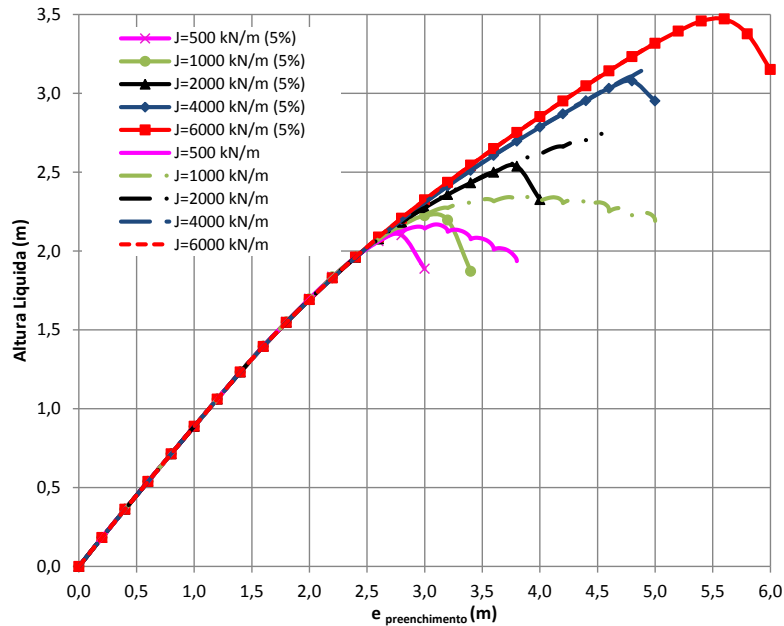


Figura 12.5. – Comparação entre alturas líquidas entre reforço com limitação de deformação e não limitado. Caso de velocidade de construção 1,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B=2,0 \text{ m}$.

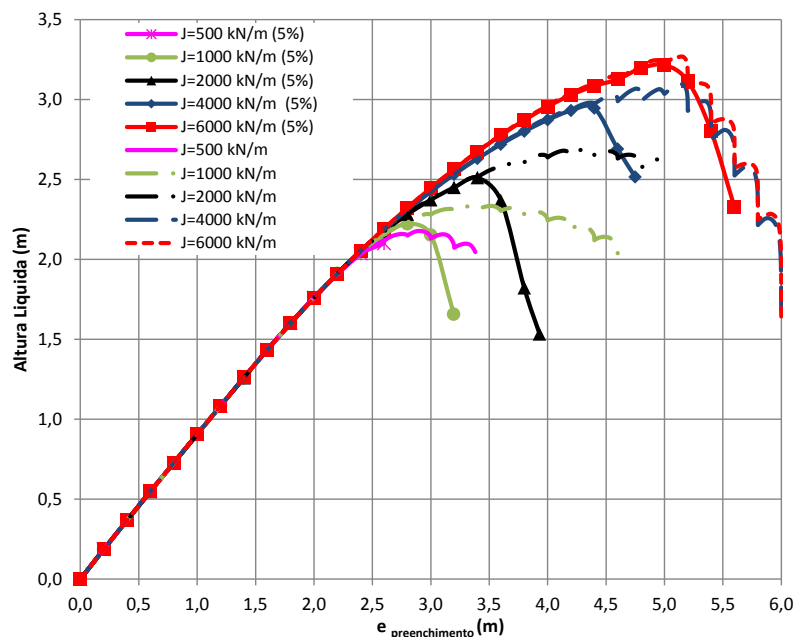


Figura 12.6. – Comparação entre alturas líquidas entre reforço com limitação de deformação e não limitado. Caso de velocidade de construção 2,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B=2,0 \text{ m}$.

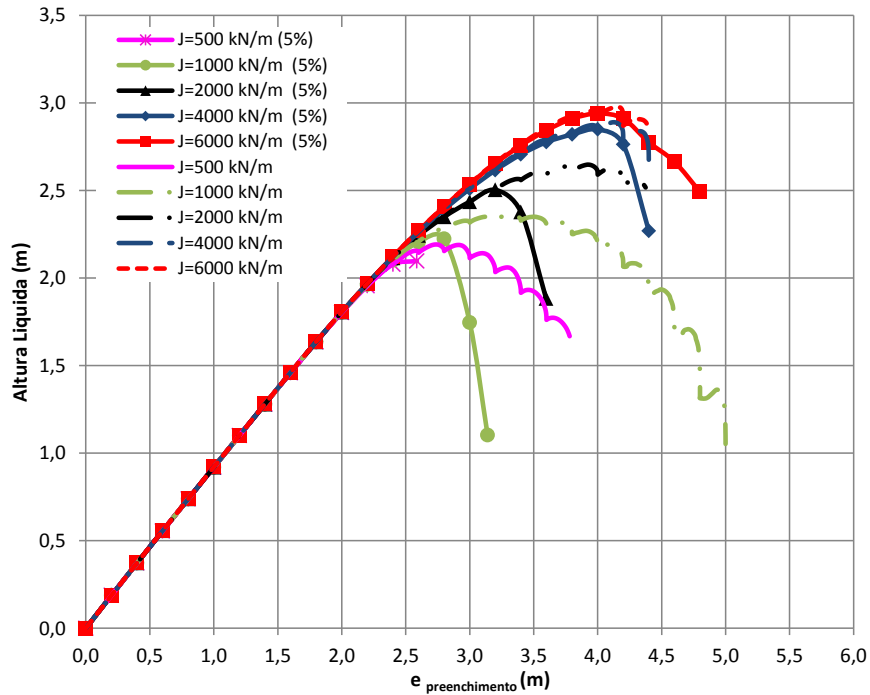


Figura 12.7.– Comparação entre alturas líquidas entre reforço com limitação de deformação e não limitado. Caso de velocidade de construção 4,0 m/mês e espaçamento entre drenos B=2,0 m.

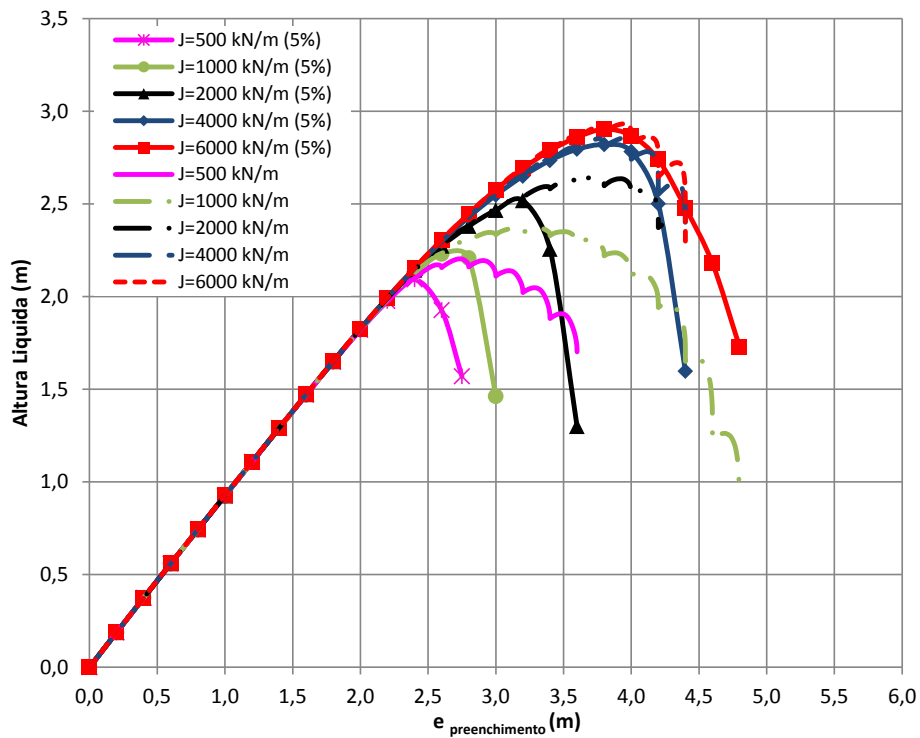


Figura 12.8.– Comparação entre alturas líquidas entre reforço com limitação de deformação e não limitado. Caso de velocidade de construção 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos B=2,0 m.

12.1. Determinação de α e β para reforço limitado em 5%

A determinação de α e β se dá da mesma forma, através dos gráficos de normalização da deformação, porém a normalização será em função a deformação limitada em 5% para estes casos. Dá mesma forma foram feitas as normalizações para deformação limitada em 3% e 10%.

As Figura 12.9 a 12.11 apresentam a normalização da deformação para os casos com velocidade de construção de 1,0 m/mês e rigidez $J = 1000$ kN/m a $J=4000$ kN/m.

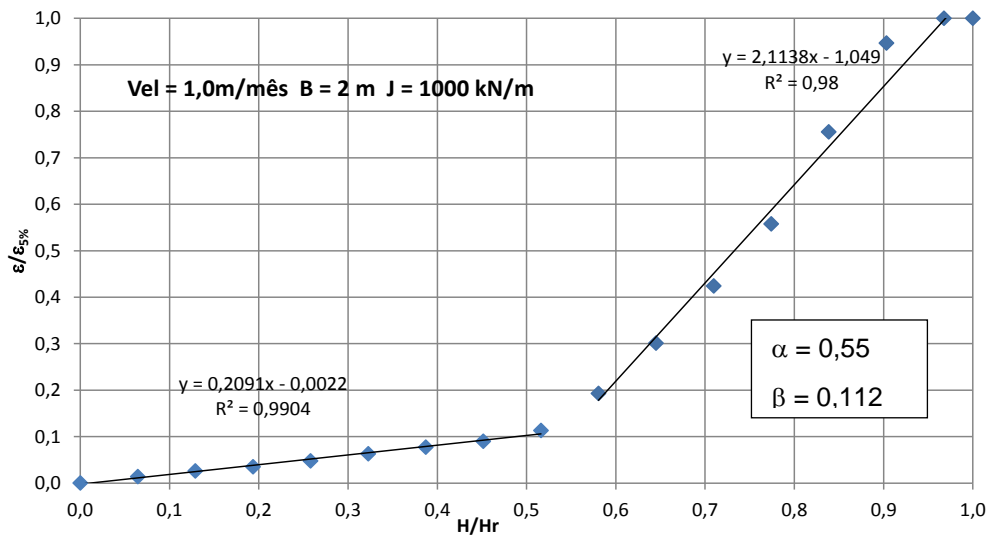


Figura 12.9.– Curva de normalização para velocidade de 1,0 m/mês, espaçamento entre drens de B= 2,0 m e rigidez do reforço J = 1000 kN/m com limitação da deformação do reforço em 5%.

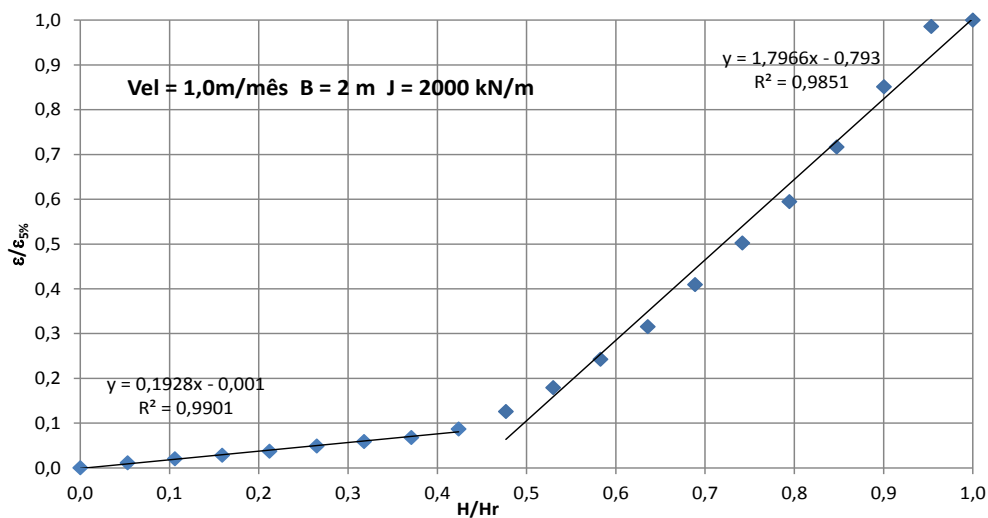


Figura 12.10.– Curva de normalização para velocidade de 1,0 m/mês, espaçamento entre drens de B= 2,0 m e rigidez do reforço J = 2000 kN/m com limitação da deformação do reforço em 5%.

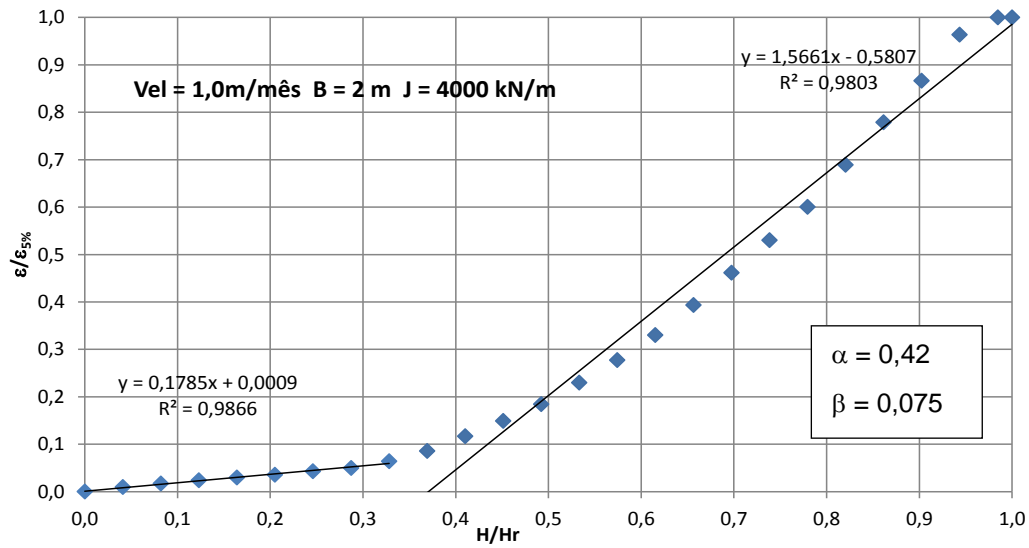


Figura 12.11.– Curva de normalização para velocidade de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de B= 2,0 m e rigidez do reforço J = 4000 kN/m com limitação da deformação do reforço em 5%.

12.1.1. Tensão efetiva na ruptura

Da mesma forma que os casos sem limitação, é preciso conhecer o novo estado de tensões no momento da ruptura. Foram analisados os estados de tensões na ruptura para todos os casos com deformação limitada. As Figuras 12.12 a 12.14 mostram alguns casos em que houve ruptura com o solo de fundação sobreadensado, Casos em que a velocidade de construção foi baixa, 1,0 m/mês. Nos casos em que o espaçamento entre drenos foi de 1,0 m, o solo de fundação também estava na condição sobreadensado no instante da ruptura.

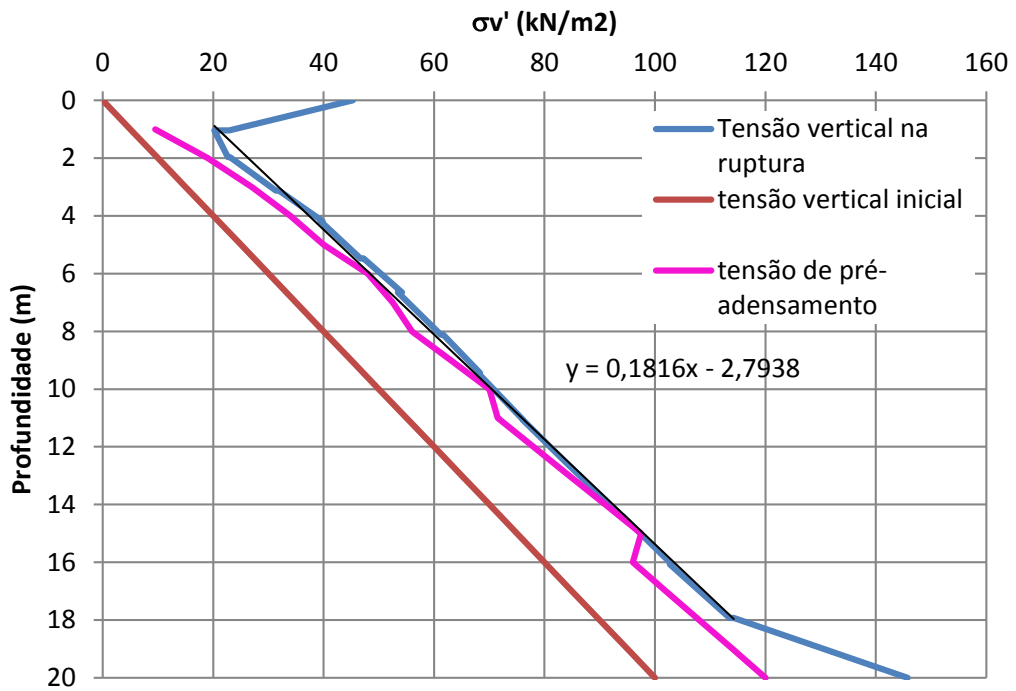


Figura 12.12.– Tensões verticais para velocidade de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de B= 2,0 m e rigidez do reforço J = 1000 kN/m com limitação da deformação do reforço em 5%.

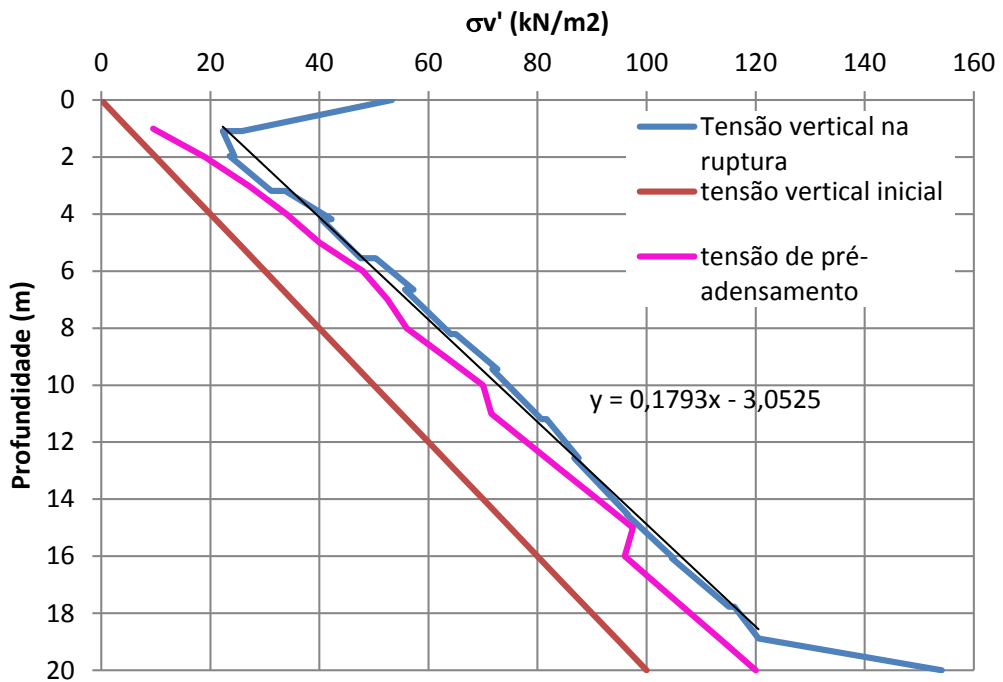


Figura 12.13.– Tensões verticais para velocidade de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de B= 2,0 m e rigidez do reforço J = 2000 kN/m com limitação da deformação do reforço em 5%.

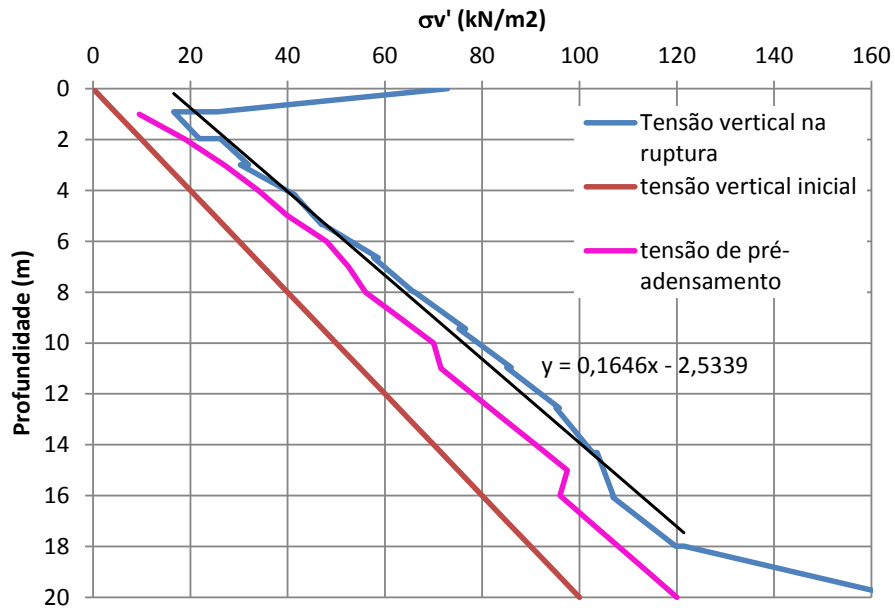


Figura 12.14.– Tensões verticais para velocidade de 1,0 m/mês, espaçamento entre drenos de B= 2,0 m e rigidez do reforço J = 4000 kN/m com limitação da deformação do reforço em 5%.

Com velocidades superiores a 1,0 m/mês e espaçamento entre drenos também superiores a 1,0 m, o solo de fundação apresentava-se na condição normalmente adensado como exemplificado na Figura 12.15, que mostra um caso de velocidade de construção 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e rigidez do reforço de 2000 kN/m.

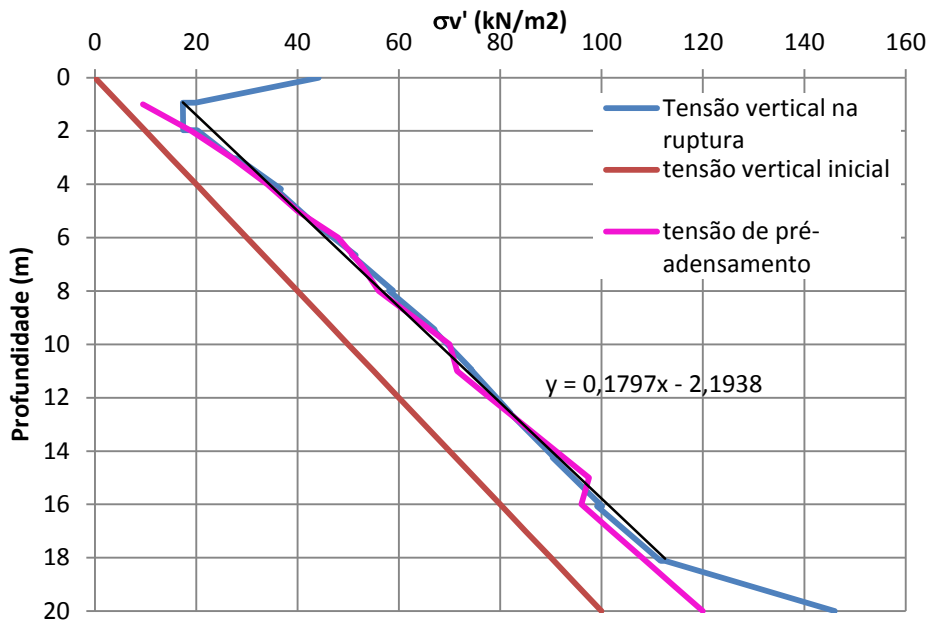


Figura 12.15.– Tensões verticais para velocidade de 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos de B= 2,0 m e rigidez do reforço J = 2000 kN/m com limitação da deformação do reforço em 5%.

12.1.2. Gráficos de correlações de α e β

Conhecendo os valores de α e β e o novo estado de tensões é possível fazer as correlações em função das variáveis, rigidez do reforço, velocidade de construção e espaçamento dos drenos e também em função da resistência do solo de fundação.

As Figuras 12.16 e 12.17 mostram a correlação de α e β , respectivamente, em função da rigidez do reforço para os mesmos casos apresentados nas Figuras 11.9 e 11.10..

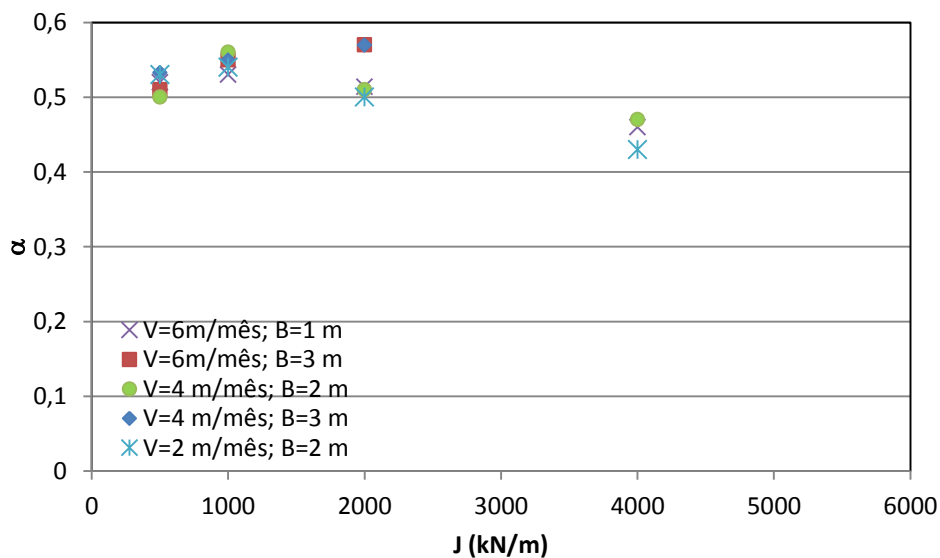


Figura 12.16.– Correlação entre α e rigidez do reforço para deformação do reforço limitada em 5%.

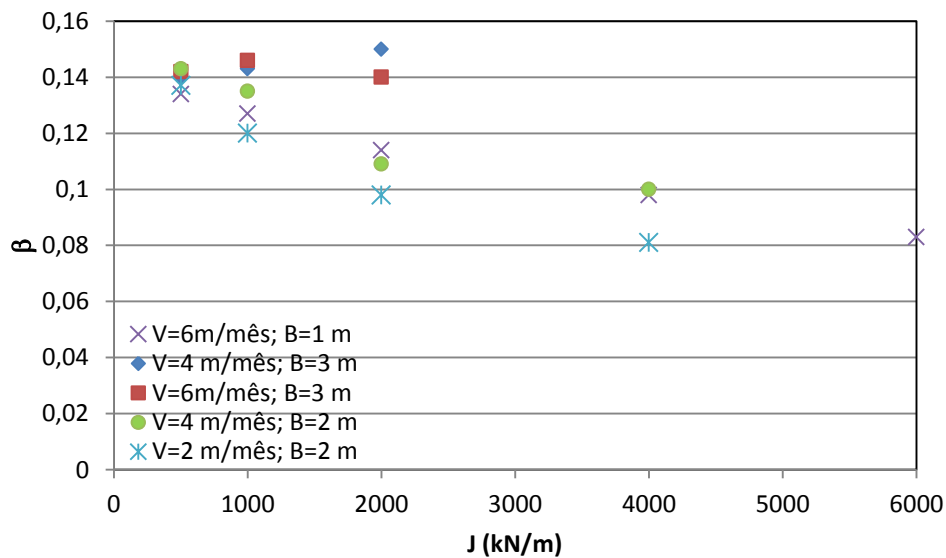


Figura 12.17.– Correlação entre β e rigidez do reforço para deformação do reforço limitada em 5%

Observa-se que o comportamento das curvas entre o caso com limitação imposta e sem limitação são diferentes. Enquanto que os valores de α aumentam até a rigidez $J = 2000 \text{ kN/m}$ e após isso tendem a cair para o caso limitado, ocorre o contrário no caso sem limitação, os valores de α diminuem até $J = 2000 \text{ kN/m}$ e voltam a aumentar quando são utilizados reforços com rigidez superior a $J = 2000 \text{ kN/m}$.

A análise dos valores de β é similar, os comportamentos são opostos também entre os dois casos. Enquanto que para os casos sem limitação os valores de β tendem a aumentar em função da rigidez, para os casos limitados os valores tendem a diminuir em função da rigidez.

Isso ocorre em função da limitação de deformação imposta ao reforço, com a deformação limitada, a relação $\varepsilon/\varepsilon_r$ é menor antes do início da plastificação do solo. A limitação do reforço faz com que o solo de fundação tenha que atuar mais rapidamente do que nos casos sem limitação do reforço.

Como para o caso sem limitação de deformação no reforço, as Figuras 12.18 e 12.19 mostram a correlação dos valores de α e β , respectivamente, para diversos casos onde a ruptura ocorreu após o reforço atingir a deformação limite em função das três variáveis, rigidez, velocidade e espaçamento dos drenos.

Observa-se que as correlações de α e β em função da velocidade de construção e em função do espaçamento dos drenos apresentam comportamento similar aos casos com reforço não limitado.

O valor médio de α mantém-se em 0,5, mesmo valor que os casos com reforço não limitado, com faixa de variação estreita, já os valores de β resultaram superiores em relação aos casos não limitados.

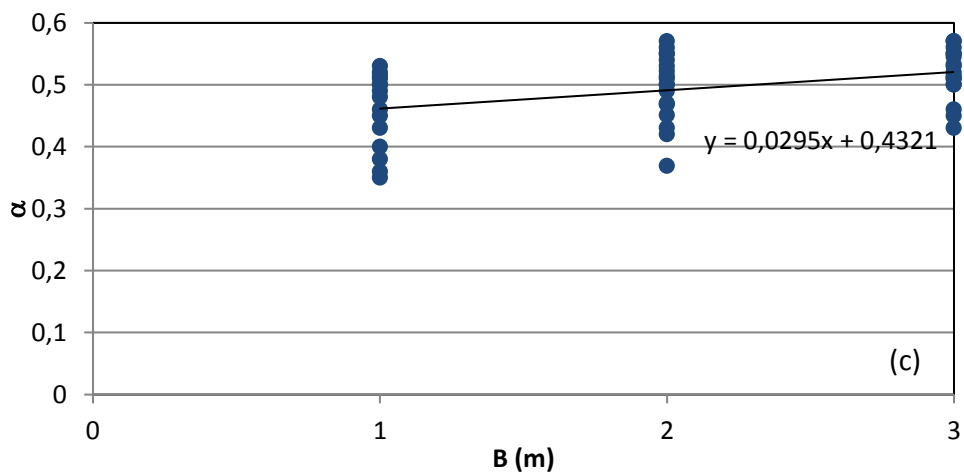
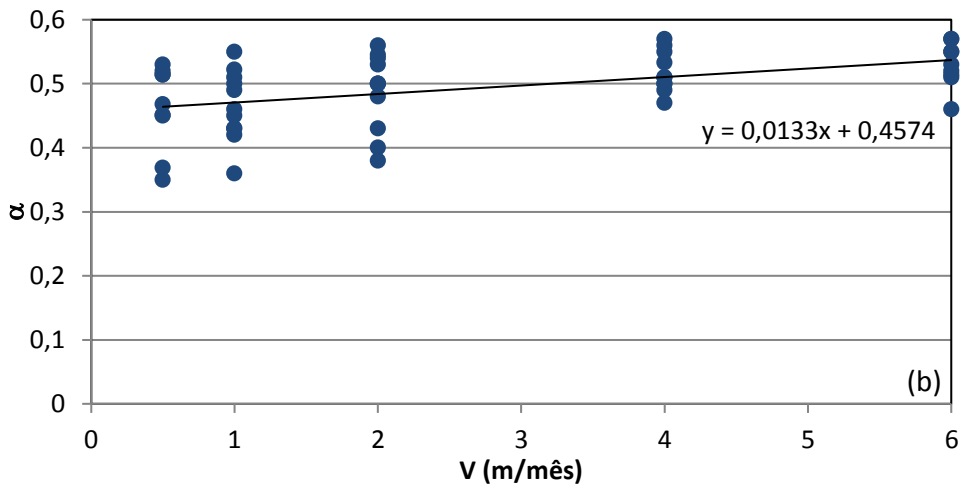
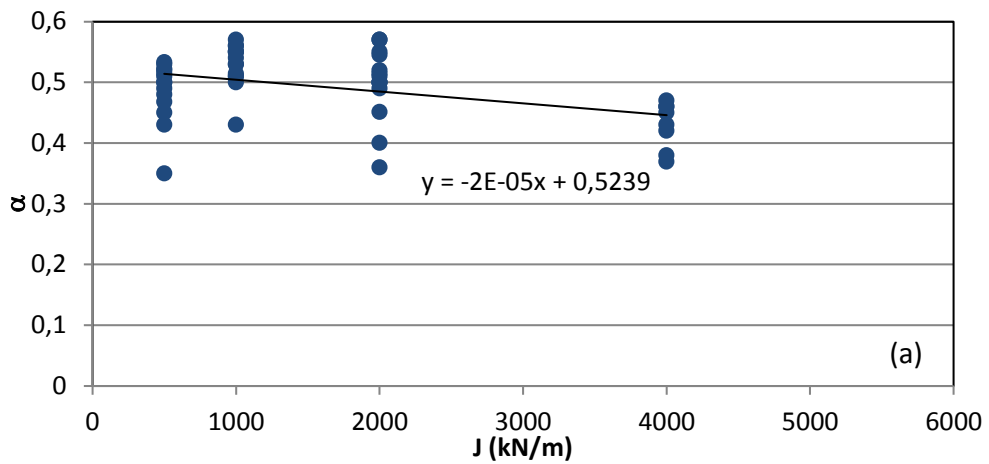


Figura 12.18.— Correlação entre α e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c) 5%.

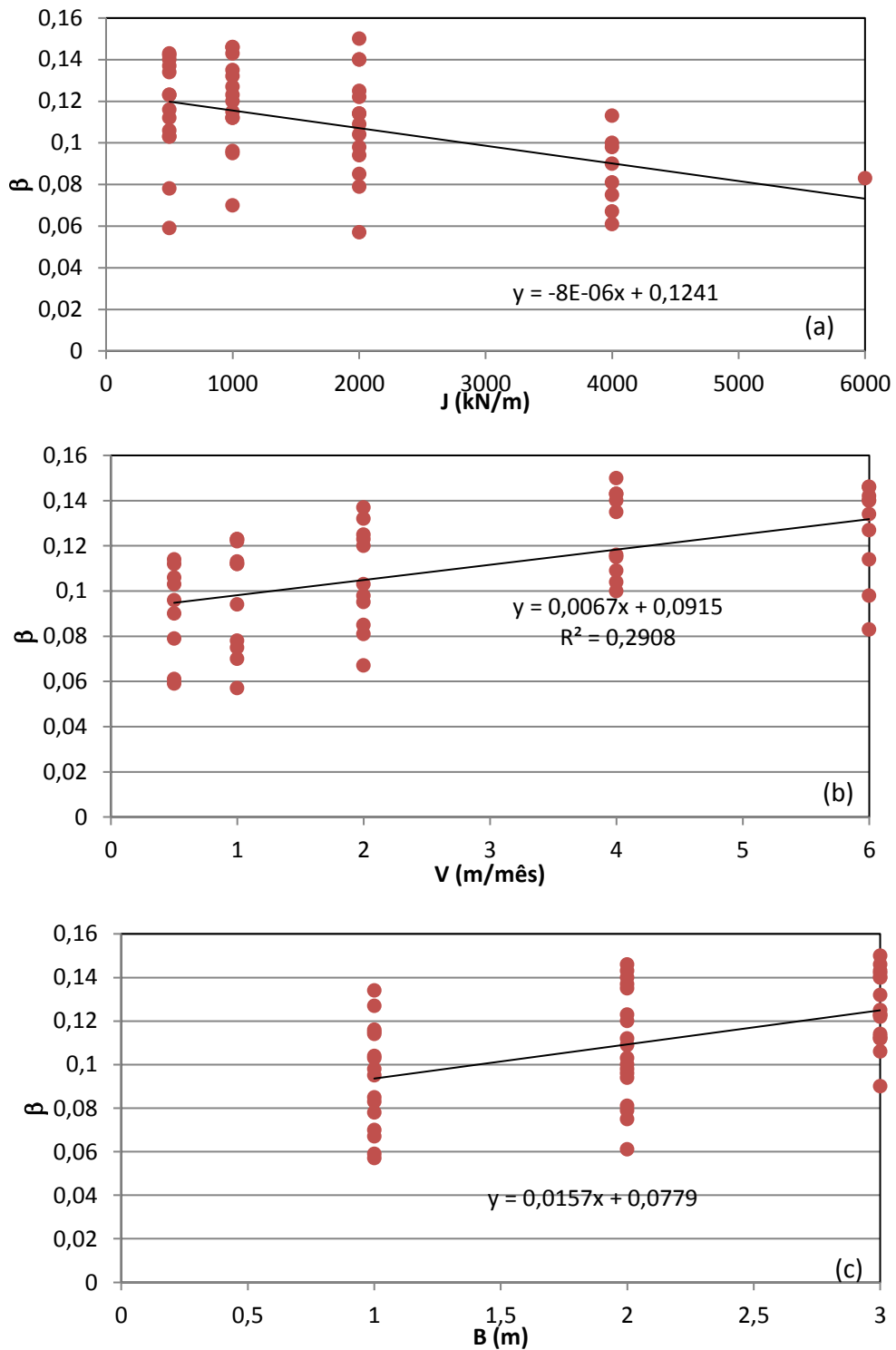


Figura 12.19.– Correlação entre β e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c) 5%.

Como apresentado no Capítulo 11, a partir do novo estado de tensões em que se encontrava o solo no momento da ruptura, e com as equações de Almeida (1983) determina-se o valor da resistência não drenada S_u .

A Figura 12.20 apresenta o gráfico de resistência no instante da ruptura para o caso de velocidade de construção 2,0 m/mês, espaçamento entre drenos de 2,0 m e rigidez do reforço de $J = 1000$ kN/m. Para essa caso, o solo apresentava-se no estado normalmente adensado no momento da ruptura.

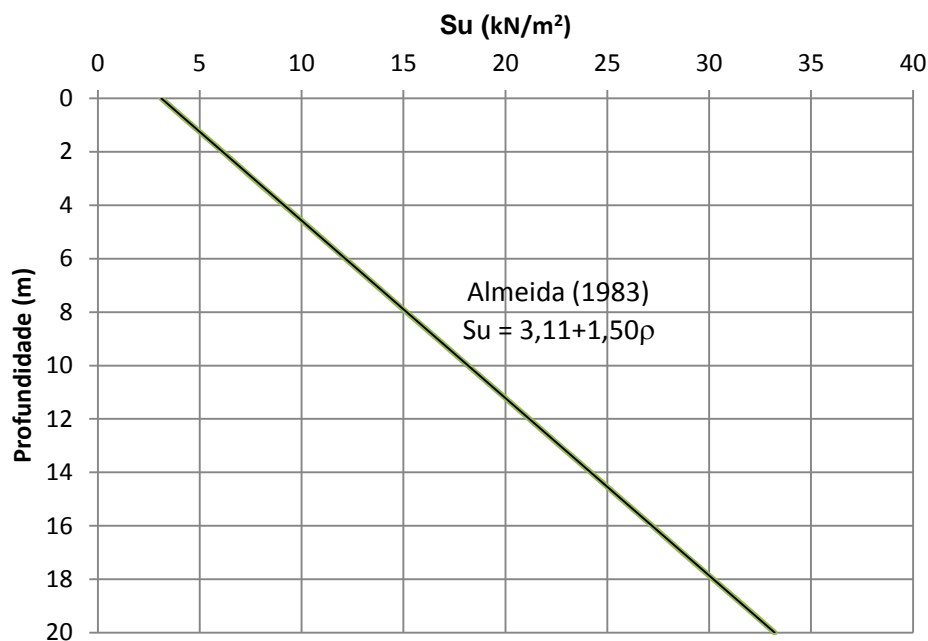


Figura 12.20.– Resistência do solo no instante da ruptura para caso de Velocidade de 2,0 m/mês; espaçamento entre drenos de 2,0 m e $J = 1000$ kN/m com limitação de 5% de deformação.

Novamente, da mesma forma como feito para os casos sem limitação de deformação no reforço, conhecendo-se a equação de resistência ao cisalhamento pode-se utilizar a expressão $(S_{u0} + 7,5\rho)$ de Futai (2010) e assim determinar o valor de α e β em função da resistência do solo.

As Figuras 12.21 e 12.22 mostram a relação de α em função da resistência, através da expressão de Futai (2010). Através desses gráficos é possível conhecer as expressões que determinam o valor de α em função da resistência do solo de fundação. A Figura 12.21 apresenta os gráficos separados por espaçamento entre drenos e a Figura 12.22., mostra todos os casos juntos determinando uma única expressão.

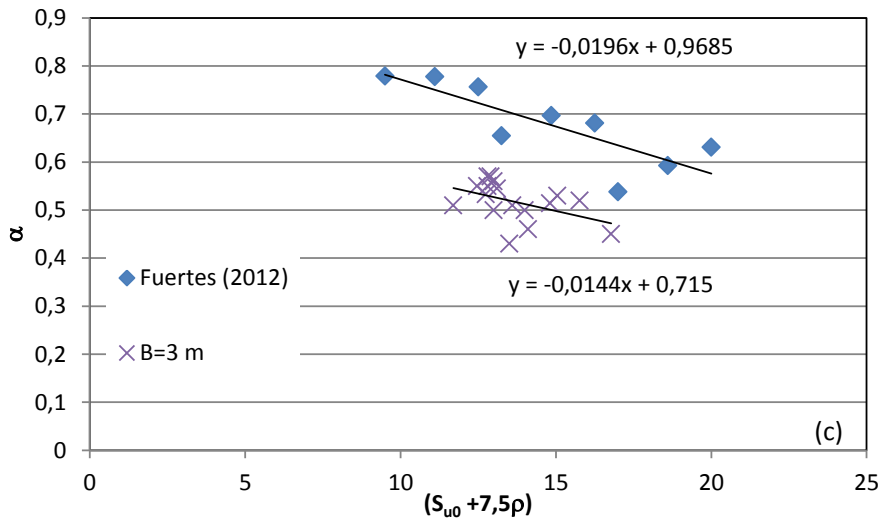
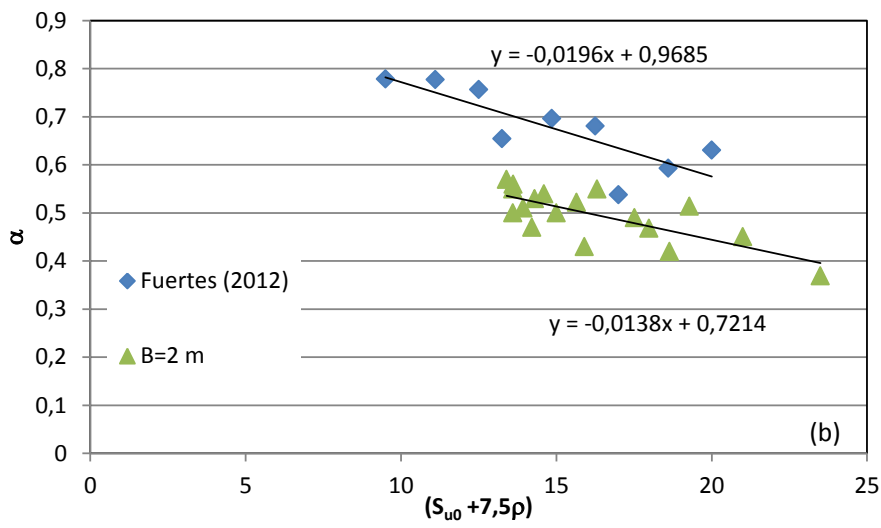
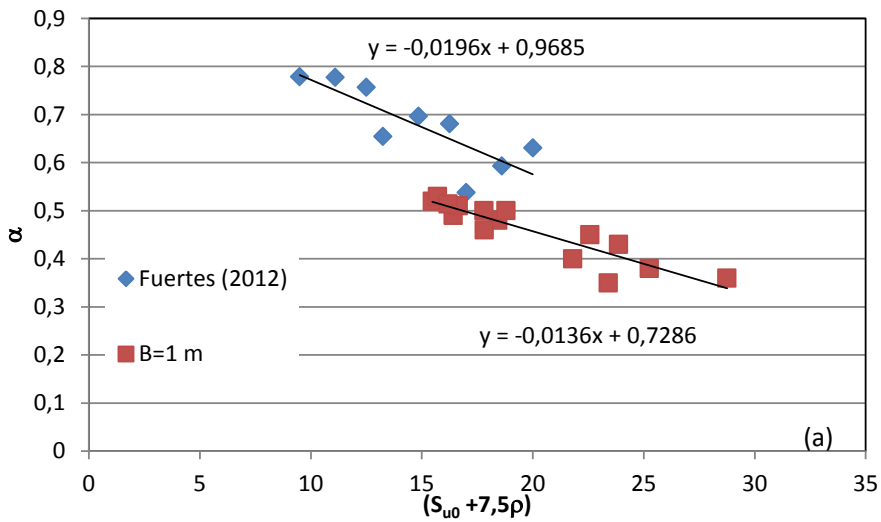


Figura 12.21. Correlação entre α e resistência do solo para B= 1m (a), B = 2 m (b) e B = 3 m (c) para casos com deformação do reforço limitada em 5%.

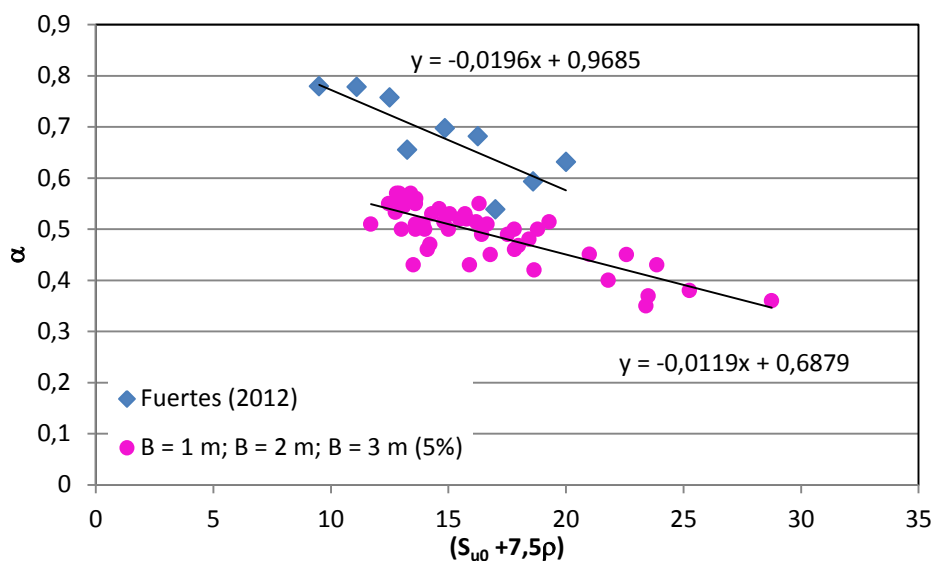


Figura 12.22. Correlação entre α e resistência do solo para casos com deformação do reforço limitada em 5%.

Com isso obtém-se a expressão para determinação de α para os casos com deformação do reforço limitada em 5%:

$$\alpha = -0,0119(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,6879 \quad (12.1)$$

Novamente utilizou-se o programa de cálculo matemático Mathematica para conhecer a função, $\beta = f((S_{u0} + 7,5\rho), J)$, que determina o valor β . A Figura 12 23 mostra o plano que determina a função.

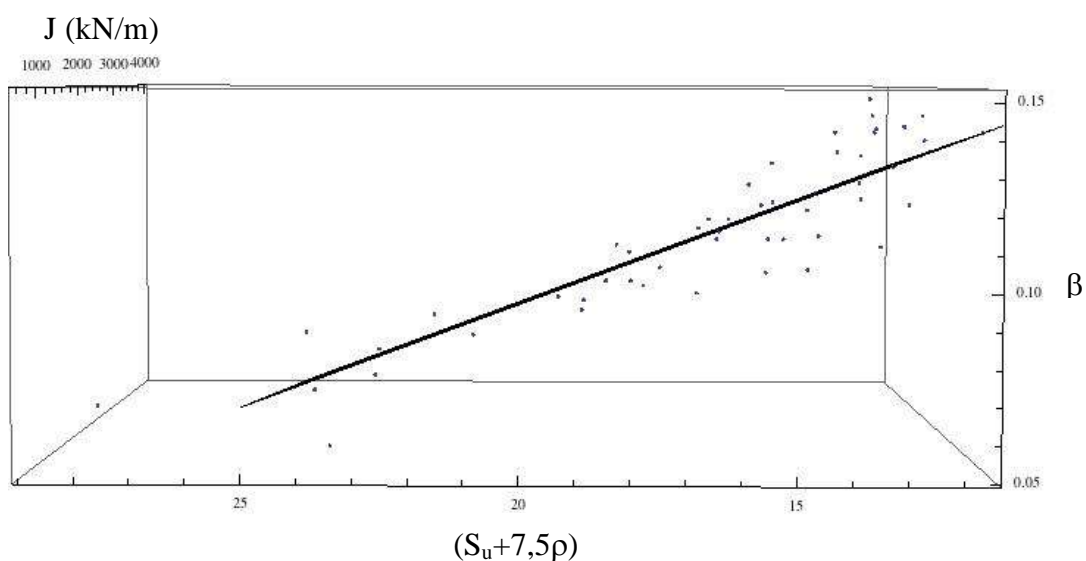


Figura 12.23. Correlação entre β , resistência do solo e rigidez do reforço para casos com deformação do reforço limitada em 5%.

Com isso tem-se a função que determina o valor de β para os casos de deformação do reforço limitado em 5%:

$$\beta = 0,2085 - 5,13 \times 10^{-6} \times J - 0,00547(S_{u0} + 7,5\rho) \quad (12.2)$$

12.2. Determinação de α e β para reforço limitado em 3% e 10%

Foram realizadas análises para outros valores de limite de deformação do reforço. Adotou-se um valor inferior, 3%, e outro superior, 10%, em relação ao primeiro estudo feito com deformação limitada em 5%.

O método de determinação dos valores de α e β é o mesmo apresentado para os casos sem limitação e com limitação de 5%.

Como apresentado para o caso de limitação em 5%, as Figuras 12.24 e 12.25 mostram a correlação dos valores de α e β , respectivamente, para diversos casos onde a ruptura ocorreu após o reforço atingir a deformação limite de 3 %, as Figuras 12.26 e 12.27 mostram as correlações para os casos de limitação em 10%.

Observa-se que todas as correlações de α e β para limitação de 3% e 10%, apresentam comportamento similar aos casos com reforço limitado em 5%.

O valor médio de α ainda se manteve em 0,5, mesmo valor que os casos com reforço não limitado e limitado em 5%, com faixa de variação estreita.

Os valores de β resultaram inferiores em relação aos casos não limitados.

Após essas correlações, são determinadas as equações de resistência do solo para cada caso através das equações de Almeida (1988). Com isso, pode-se fazer as correlações de α e β em função da resistência do solo de fundação.

As Figuras 12.28 e 12.29 mostram as correlações de α em função da resistência para cada espaçamento entre drenos e para todos os casos juntos respectivamente para os casos de deformação do reforço limitada em 3%. A Figura 12.30 mostra o plano que define a função que determina o valor de β para os casos de limitação em 3%.

Da mesma forma, a Figuras 12.31 mostra as correlações de α em função da resistência para cada espaçamento entre drenos e a Figura 12.32 mostra essa correlação para todos os casos juntos de deformação do reforço limitada em 10%.

A Figura 12.33 mostra o plano que define a função que determina o valor de β para os casos de limitação em 10%.

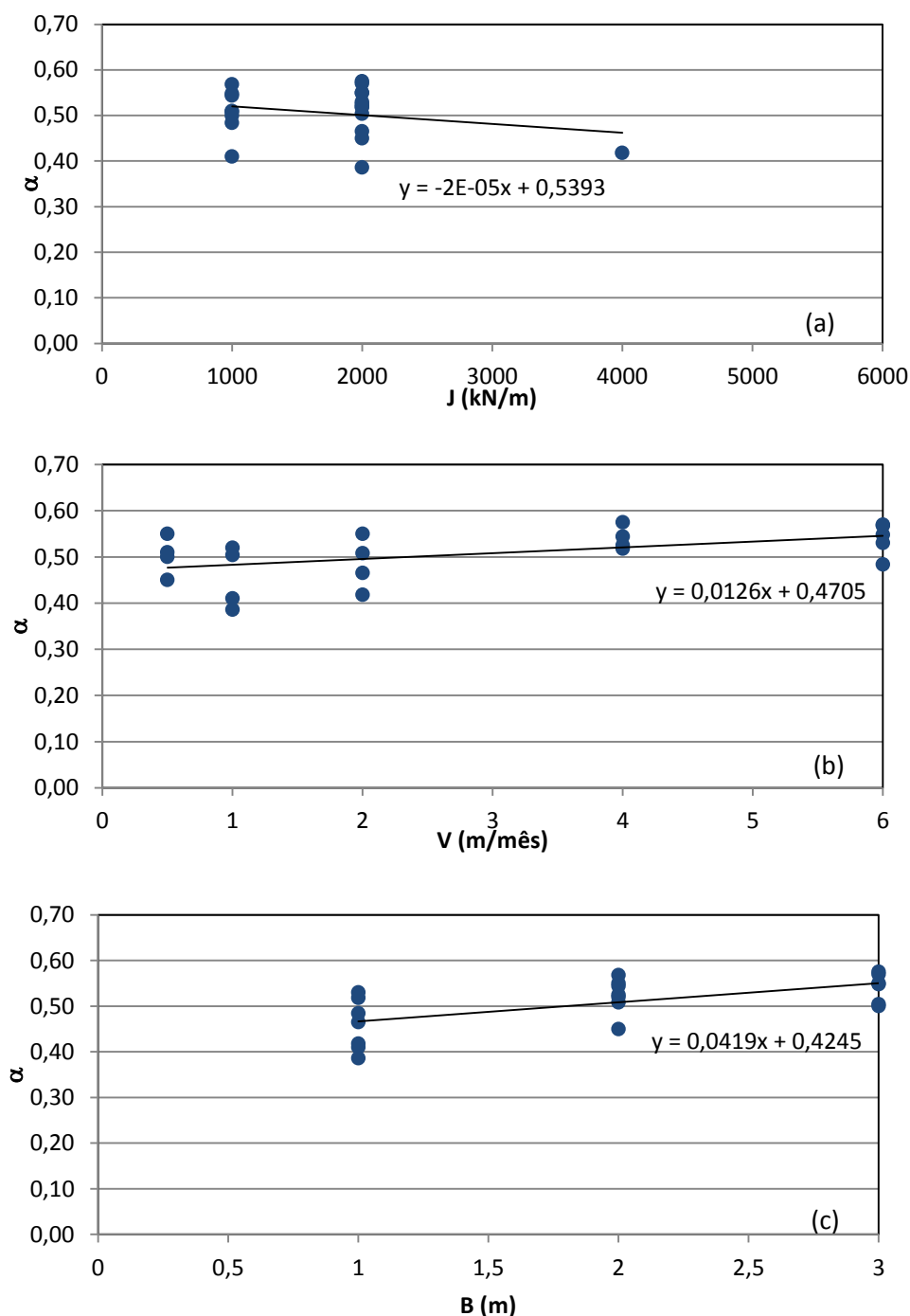


Figura 12.24.– Correlação entre α e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c) 3%.

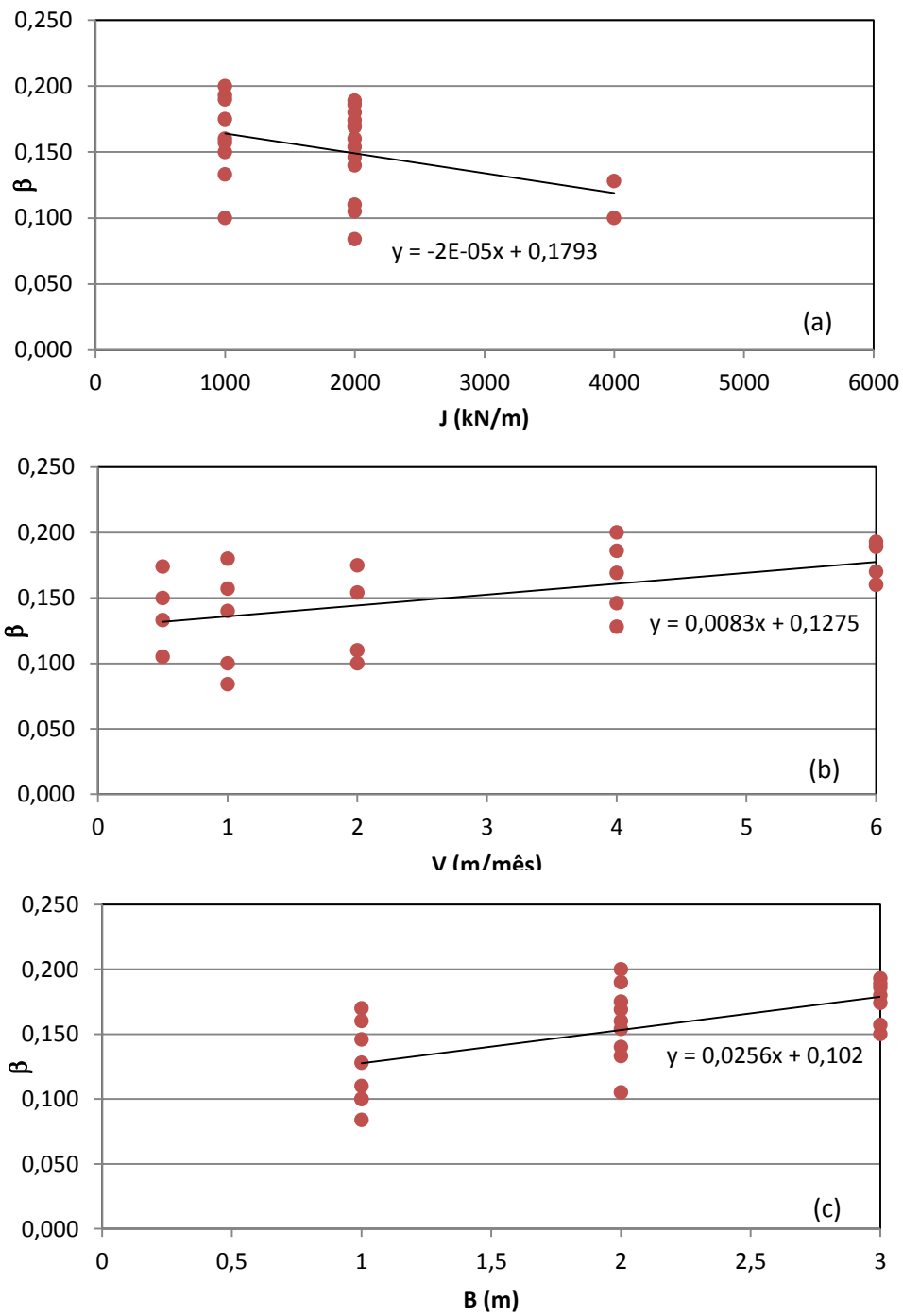


Figura 12.25.— Correlação entre β e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c) 3%.

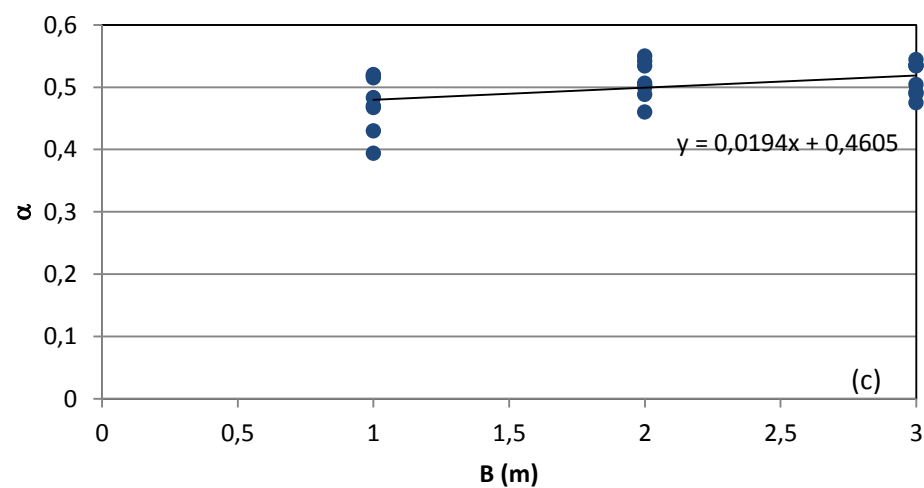
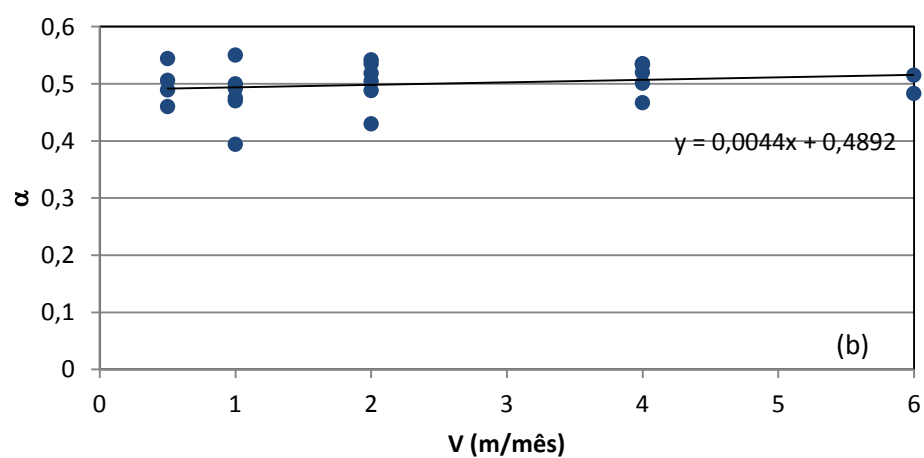
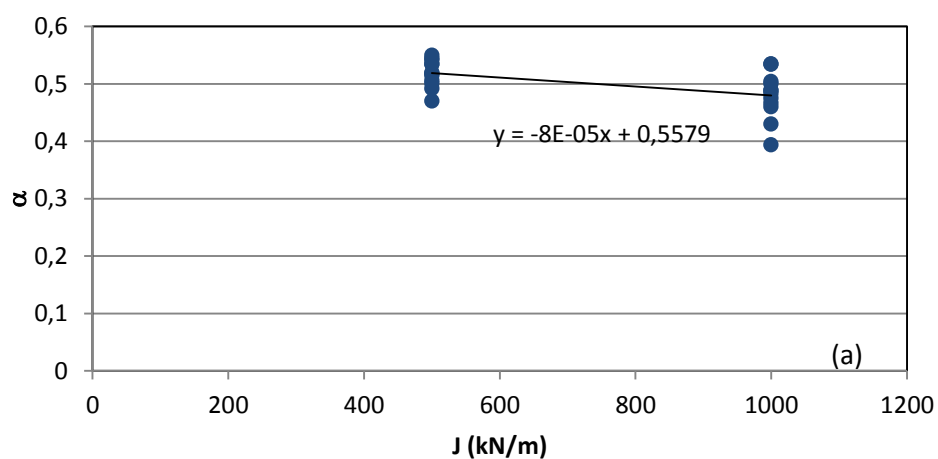


Figura 12.26.— Correlação entre α e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c) 10%.

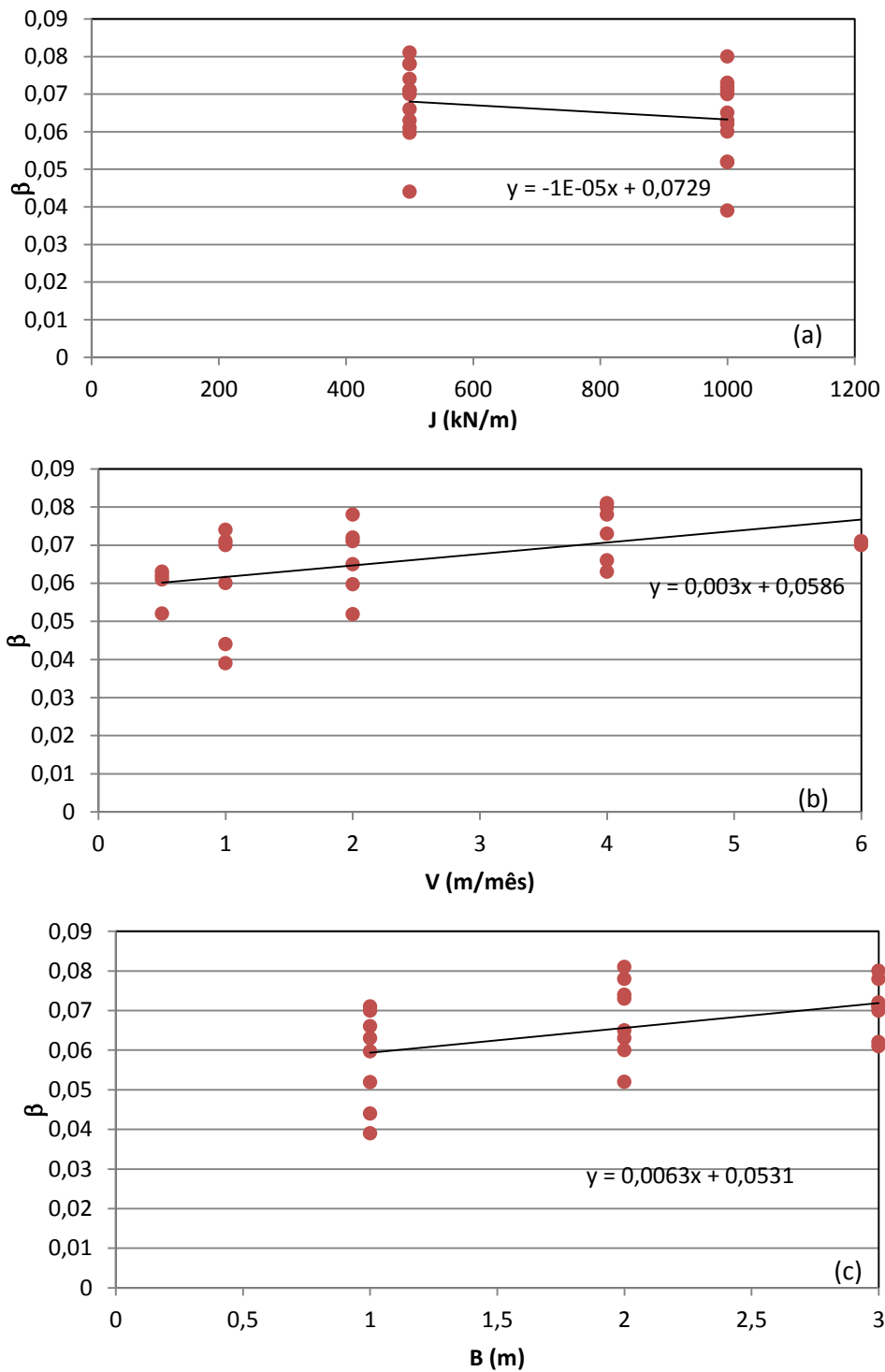


Figura 12.27.— Correlação entre β e rigidez do reforço J (a), velocidade de construção (b) e espaçamento dos drenos (c) 10%.

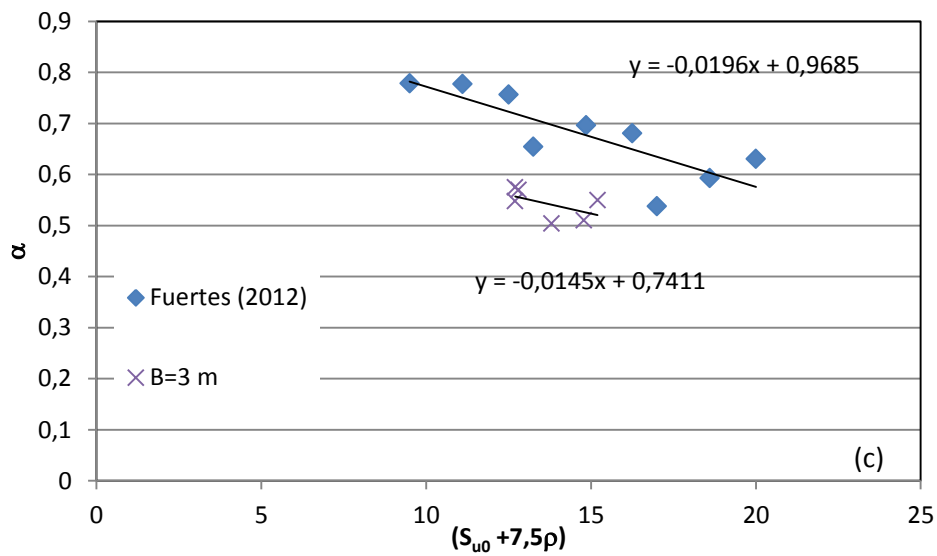
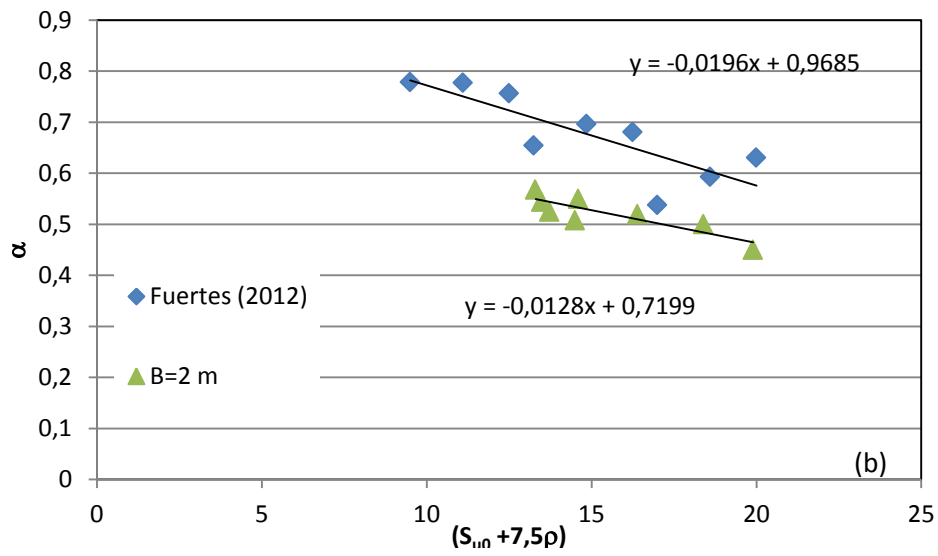
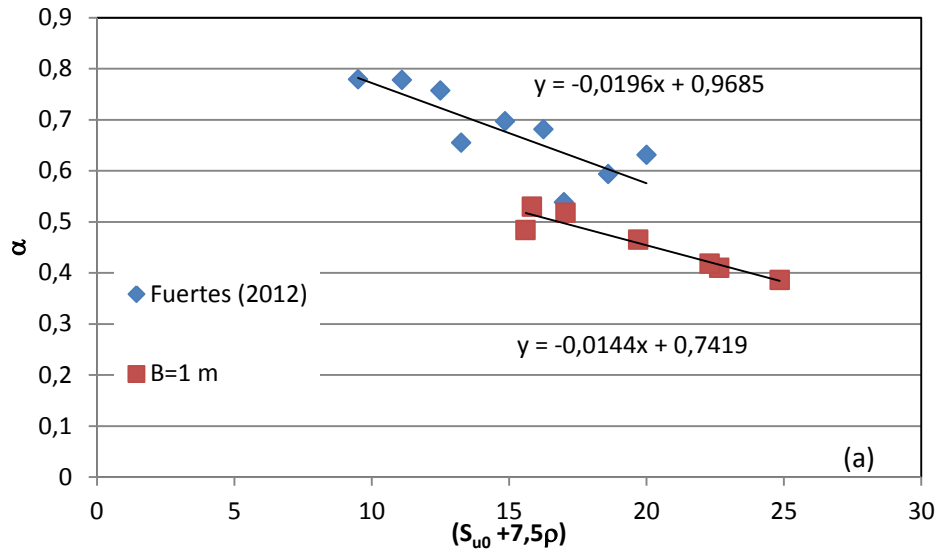


Figura 12.28. Correlação entre α e resistência do solo para B= 1m (a), B = 2 m (b) e B = 3 m (c) para casos com deformação do reforço limitada em 3%.

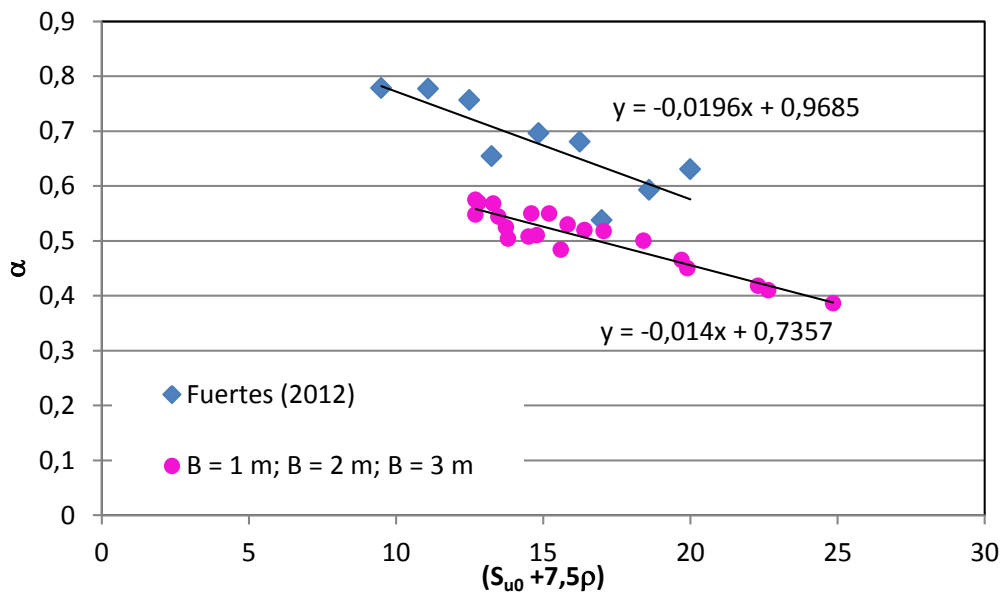


Figura 12.29.- Correlação entre α e resistência do solo para casos com deformação do reforço limitada em 3%.

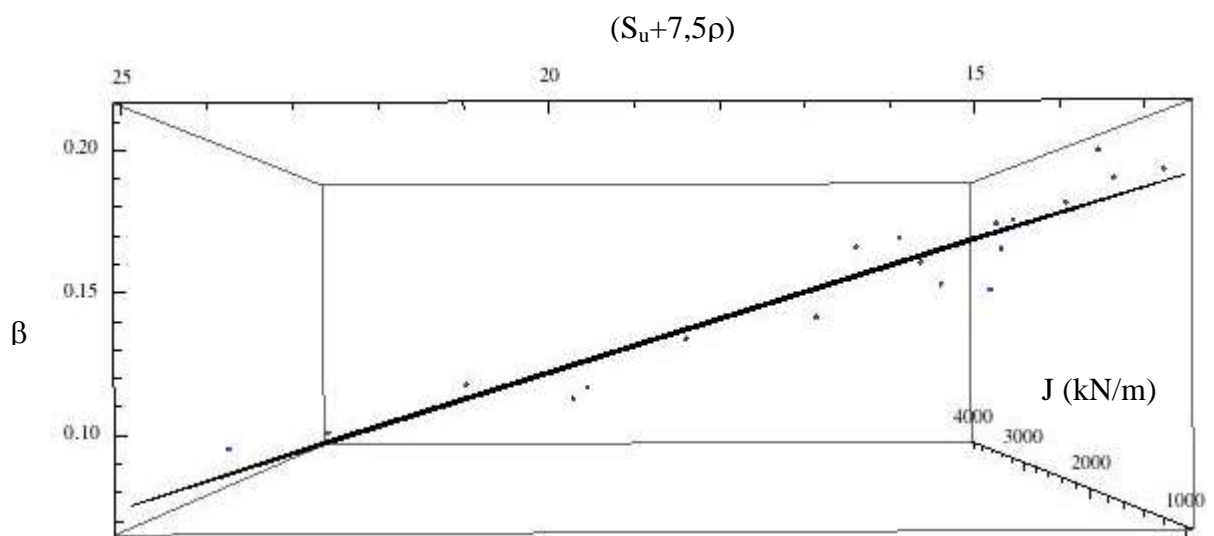


Figura 12.30. - Correlação entre β , resistência do solo e rigidez do reforço para casos com deformação do reforço limitada em 3%.

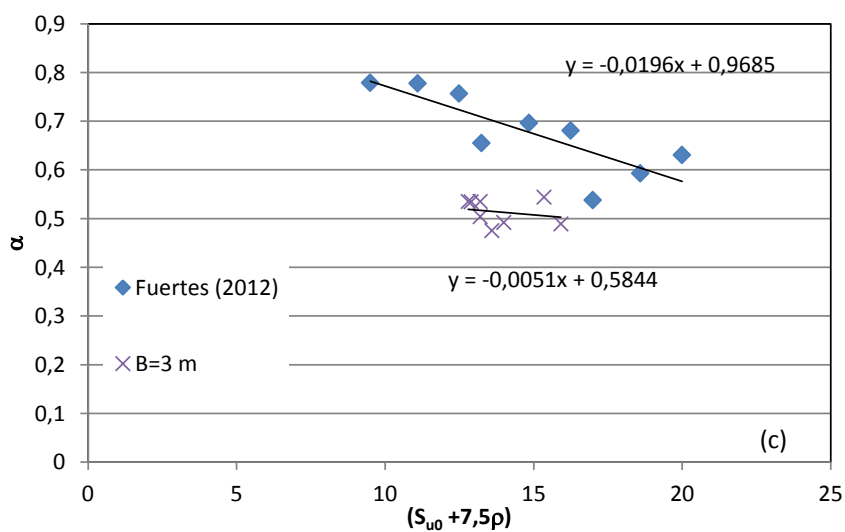
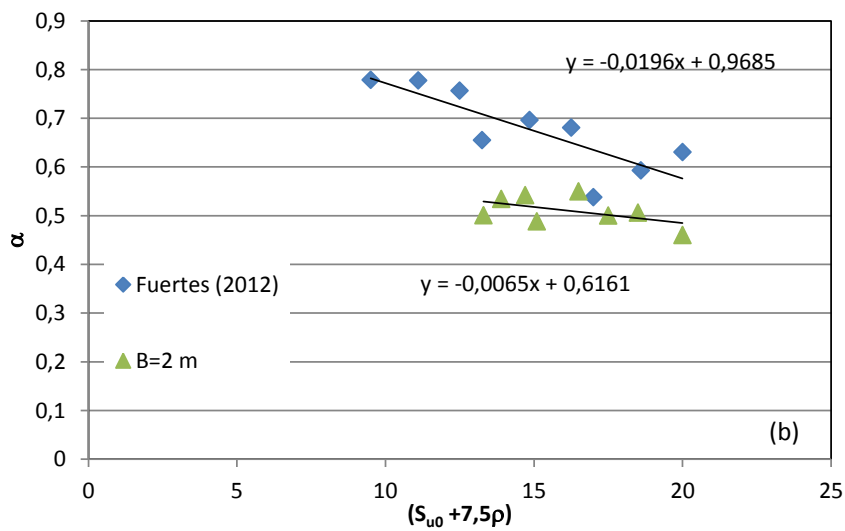
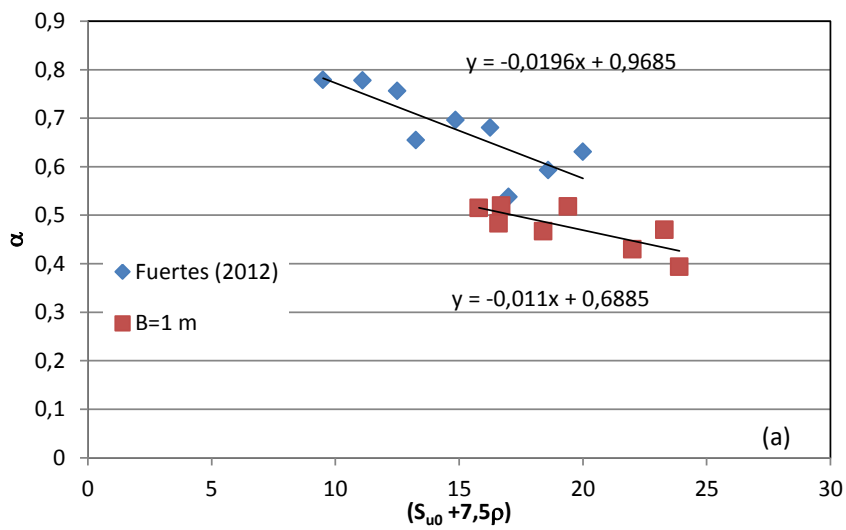


Figura 12.31. Correlação entre α e resistência do solo para B= 1m (a), B = 2 m (b) e B = 3 m (c) para casos com deformação do reforço limitada em 10%.

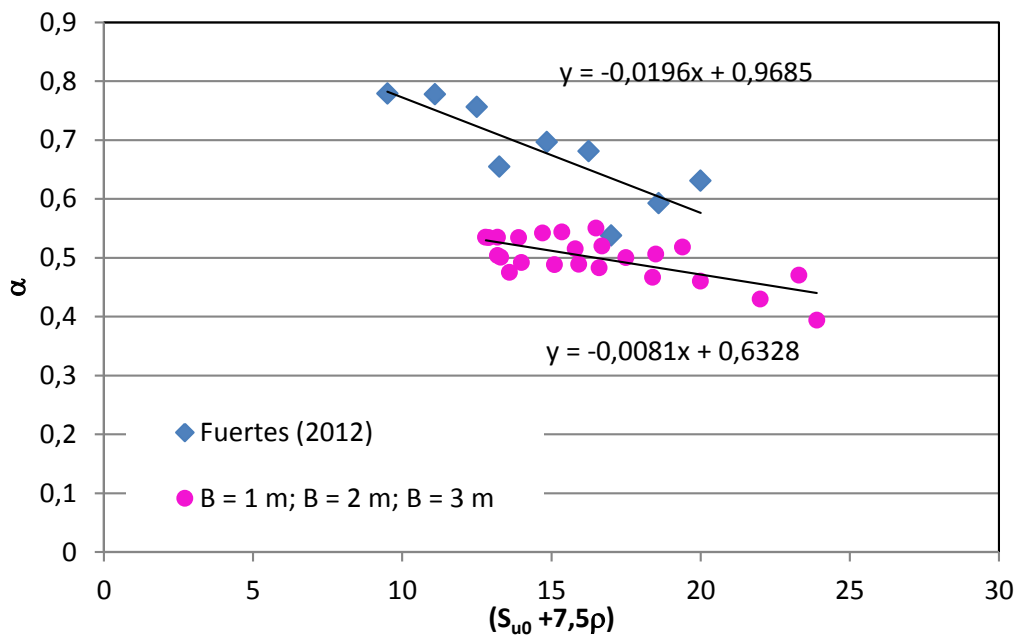


Figura 12.32. - Correlação entre α e resistência do solo para casos com deformação do reforço limitada em 10%.

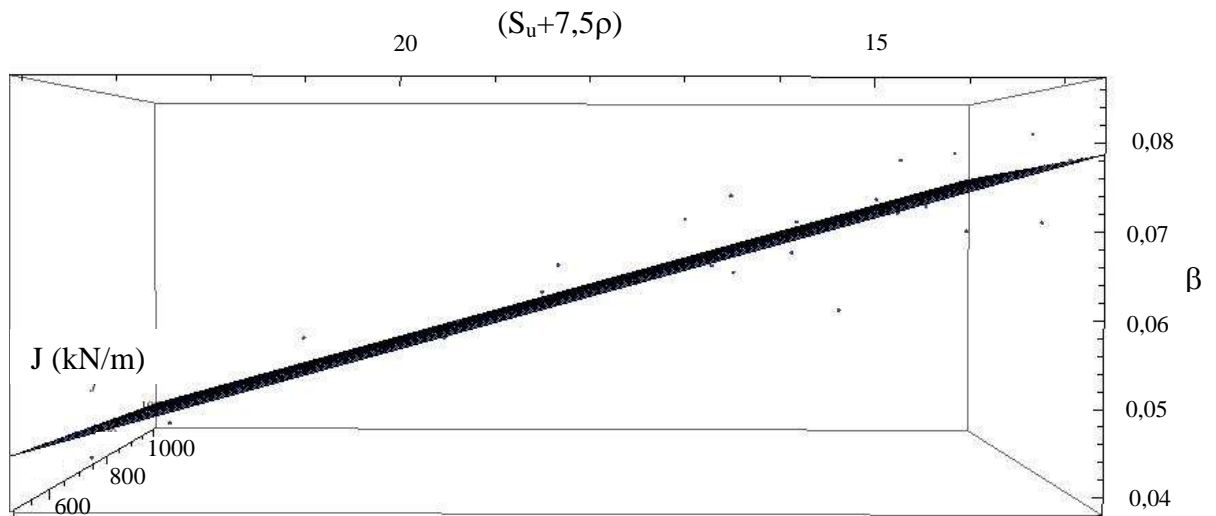


Figura 12.33.- Correlação entre β , resistência do solo e rigidez do reforço para casos com deformação do reforço limitada em 10%.

Com as Figuras 12.29 e 12.30 se obtém-se as expressões para determinação de α e β , respectivamente, para casos com deformação do reforço limitada em 3%.

$$\alpha = -0,014(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,7357 \quad (12.3)$$

$$\beta = 0,308 - 2,07 \times 10^{-6} \times J - 0,0093(S_{u0} + 7,5\rho) \quad (12.4)$$

E das Figuras 12.32 e 12.33, tem-se as expressões de α e β , respectivamente, para casos com deformação do reforço limitada em 10%.

$$\alpha = -0,0081(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,6328 \quad (12.5)$$

$$\beta = 0,119 - 5,04 \times 10^{-6} \times J - 0,003(S_{u0} + 7,5\rho) \quad (12.6)$$

Plotados os valores de α num mesmo gráfico em função da rigidez, independente do espaçamento dos drenos e da limitação da deformação do reforço (3%, 5% e 10%), buscou-se obter uma expressão genérica para determinação do valor de α . A Figura 12.34 mostra esse gráfico e a expressão para determinação de α é:

$$\alpha = -0,0116(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,6875 \quad (12.7)$$

A Figura 12.35 mostra o plano geral que determina a expressão de β independente do espaçamento dos drenos e da limitação da deformação do reforço (3%, 5% e 10%). A Figura 12.36 mostra no mesmo gráfico os três planos separados pelo valor de limitação da deformação do reforço.

A expressão geral de β é:

$$\beta = 6,096 \times 10^{-6} J - 0,006468(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,206136 \quad (12.8)$$

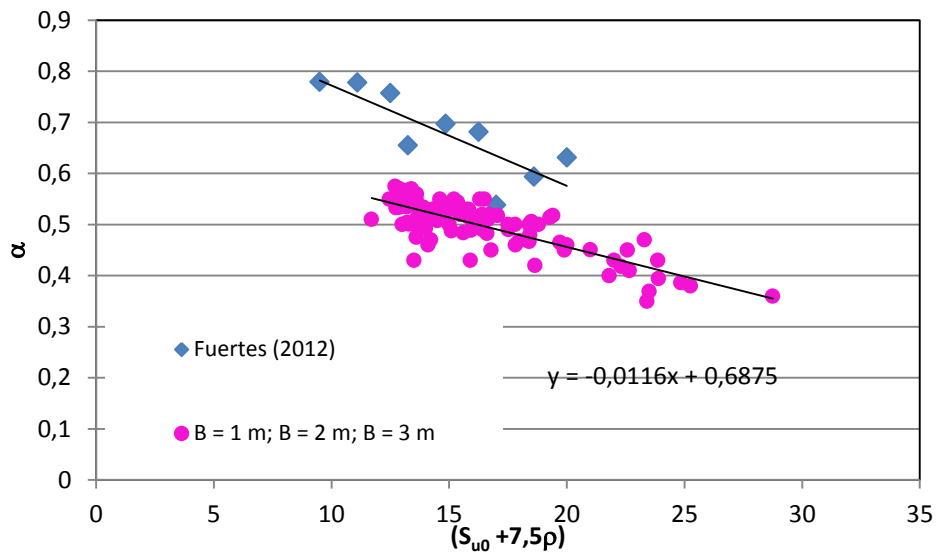


Figura 12.34.- Correlação entre α e resistência do solo para casos com deformação do reforço limitada.

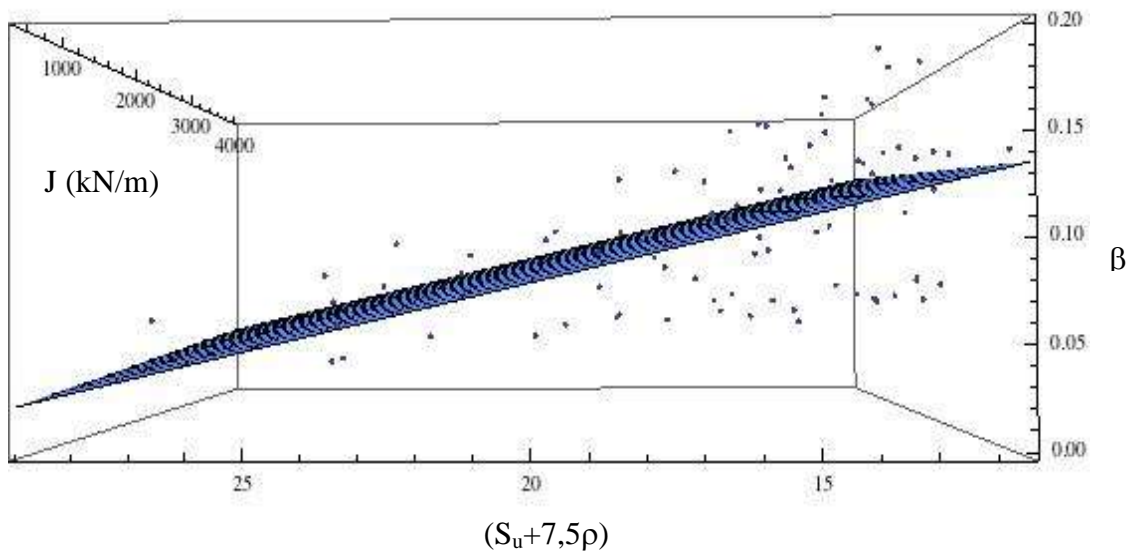


Figura 12.35.- Correlação entre β e resistência do solo para casos com deformação do reforço limitada.

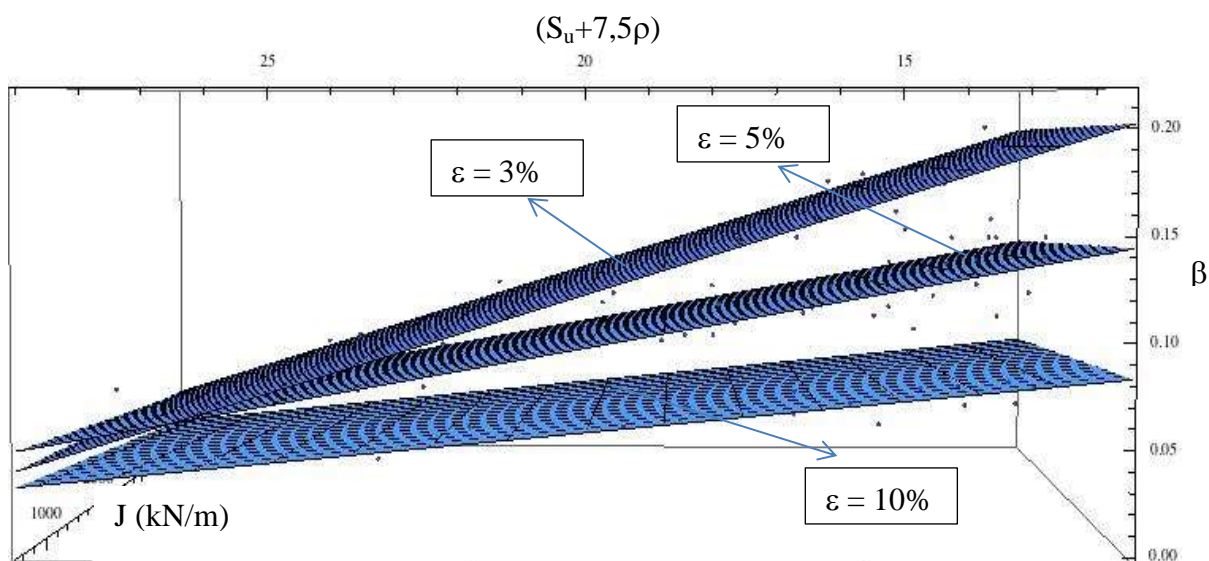


Figura 12.36.- Correlação entre α e resistência do solo para casos com deformação do reforço limitada com planos de deformação separados.

Abaixo é apresentada a Tabela 12.1 com resumo das expressões para determinação de α e β

Tabela 12.1. – Tabela Resumo das expressões para determinação de α e β

Condição	α	β
Não-drenado (Fuentes, 2012)	$\alpha = -0,0196(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,9685$	$\beta = 0,425063 + 2 \times 10^{-5} J - 0,021139(S_{u0} + 7,5\rho)$
Parcialmente drenado sem limitação	$\alpha = -0,0089(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,6358$	$\beta = 0,134 + 1,446 \times 10^{-5} J - 0,00547(S_{u0} + 7,5\rho)$
Parcialmente drenado com limitação de 3%	$\alpha = -0,014(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,7357$	$\beta = 0,308 - 2,07 \times 10^{-6} J - 0,0093(S_{u0} + 7,5\rho)$
Parcialmente drenado com limitação de 5%	$\alpha = -0,0119(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,6879$	$\beta = 0,2085 - 5,13 \times 10^{-6} J - 0,00547(S_{u0} + 7,5\rho)$
Parcialmente drenado com limitação de 10%	$\alpha = -0,0081(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,6328$	$\beta = 0,119 - 5,04 \times 10^{-6} J - 0,003(S_{u0} + 7,5\rho)$
Parcialmente drenado Geral	$\alpha = -0,0116(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,6875$	$\beta = 0,2061 + 6,069 \times 10^{-6} J - 0,006468(S_{u0} + 7,5\rho)$

Fazendo:

$$\alpha = a - a'(S_{u0} + 7,5\rho) \quad (12.9)$$

e

$$\beta = b + b'(S_{u0} + 7,5\rho) + b''J \quad (12.10)$$

Assim, é possível analisar a contribuição de cada parcela que compõe os parâmetros α e β . A constante independente a e o coeficiente angular a' referente à equação 12.9 variam em função da condição de drenagem e de limitação da deformação de ruptura do reforço, conforme mostrada nas Figuras 12.37 e 12.38, respectivamente.

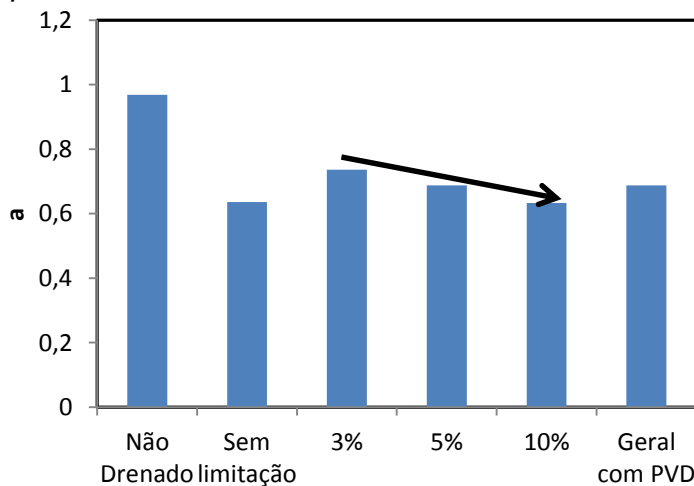


Figura 12.37.- Variação da constante independente a em função condição de drenagem e limitação do reforço.

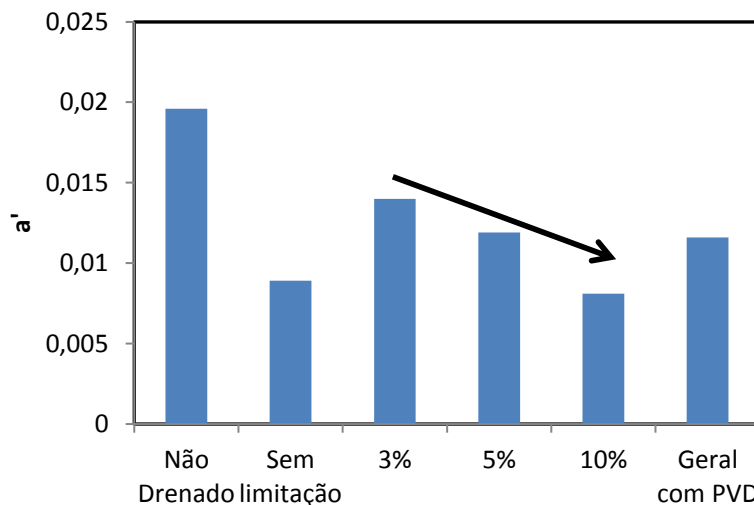


Figura 12.38. Variação do coeficiente angular a' em função condição de drenagem e limitação do reforço.

Conforme pode se observar nas Figuras 12.37 e 12.38, há uma tendência clara da variação de a e a' , que diminuem quanto maior for a deformação admissível do reforço. Os valores também são inferiores se comparados a condição não drenada (Fuertes, 2012). A expressão geral representa o comportamento médio. Como o parâmetro α indica o percentual de altura (em relação a altura de ruptura) na qual o solo inicia a plastificação, pode-se concluir que o uso de PVD tem influência neste esse valor assim como no valor de β .

De forma análoga foi realizada a mesma análise para verificar o comportamento do parâmetro β , tal como está apresentado nas Figuras 12.39, 12.40 e 12.41, referentes a contribuição de b , b' e b'' , respectivamente. Há uma clara redução de todos os parâmetros quando se compara a condição não drenada (Fuertes, 2012) e parcialmente drenada. As análises realizadas que o parâmetro β depende da condição de drenagem e de limitação da deformação de ruptura do reforço. A parcela independente, b , e a que define a contribuição da rigidez, b'' , reduzem linearmente com o aumento da deformação (dentro da faixa de deformações de ruptura usadas nas análises numéricas).

O coeficiente que indica a contribuição da parcela da resistência não drenada, b' , também reduz com o aumento da deformação de ruptura do reforço, porém o comportamento é distinto. Quando a solicitação é não drenada ou não há limitação da deformação do reforço a contribuição da parcela, b'' ($S_{u0} + 7,5\rho$), é positiva. Porém, quando há limitação da deformação de ruptura, a contribuição desta parcela se torna negativa. Como b representa o percentual de mobilização da deformação do reforço em relação à deformação do reforço no momento da ruptura do aterro, isto pode ser explicado. Nos casos em que não se limita a deformação do reforço (reforço com comportamento elástico linear) o solo continua ganhando resistência com o alteamento, pois a contribuição do reforço aumenta ao longo do tempo, ao passo que quando se limita a deformação do reforço a força do reforço se estabiliza quando a deformação atinge o valor limite e em alguns casos define a ruptura do aterro.

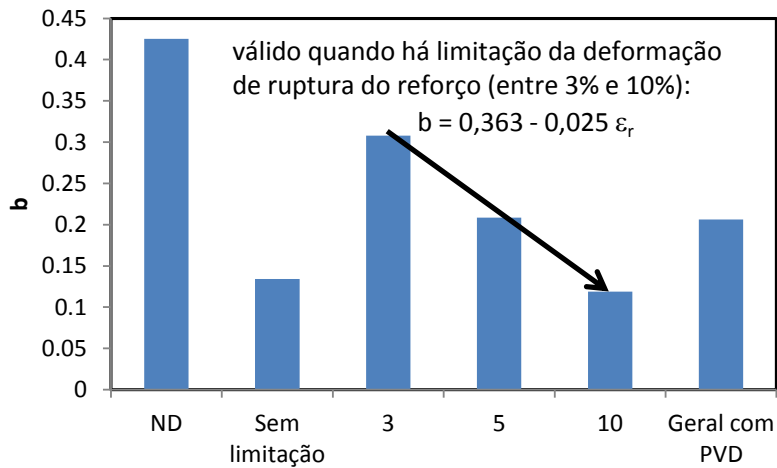


Figura 12.39.- Variação da constante independente b em função condição de drenagem e limitação do reforço

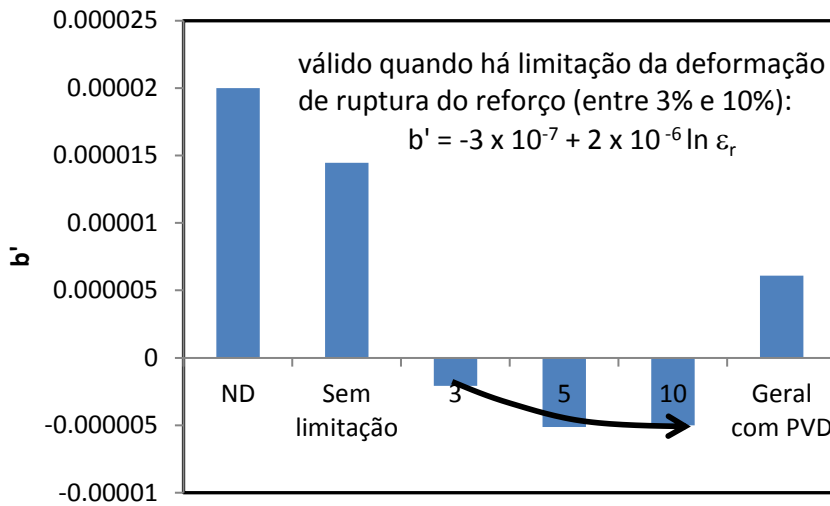


Figura 12.40.- Variação de b' em função condição de drenagem e limitação do reforço

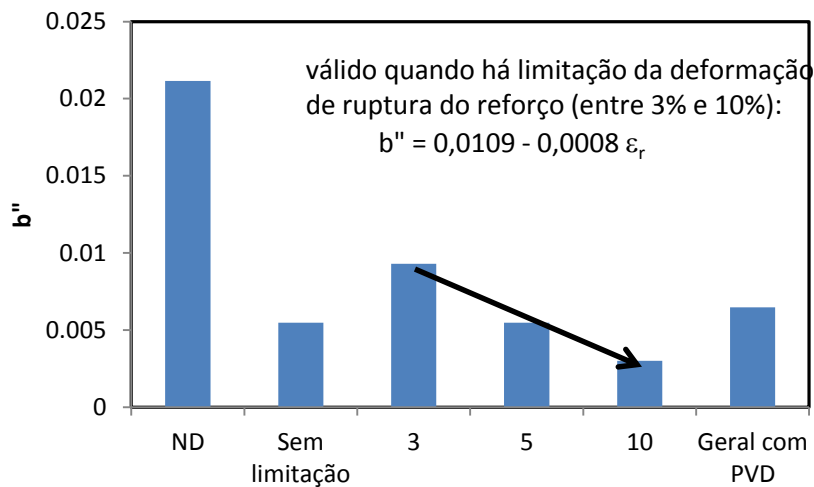


Figura 12.41.- Variação de b'' em função condição de drenagem e limitação do reforço

Em resumo o valor de β tende a ser menor quanto menor quanto maior a deformação de ruptura do reforço. Relembrando o conceito de β , definido na Figura 11.10, essa constatação fica mais clara. Como β define a relação entre a deformação mobilizada em relação à deformação momento da ruptura do aterro quando ocorrer a plastificação do solo. Portanto, quanto maior for a deformação no momento da ruptura menor será β . Assim, quando se limita a deformação de ruptura do reforço e essa imposição define a ruptura do aterro é preciso usar valores de β que representem esse mecanismo de colapso, os quais podem ser consultados na Tabela 12.1 ou através das expressões 12.9, 12.10 e Figuras 12.39, 12.40 e 12.41.

A figura 12.42 mostra o fluxograma da metodologia, e a seguir serão apresentados exemplos de cálculo da deformação do reforço com aplicação da metodologia proposta.

12.3. Fluxograma para aplicação da metodologia

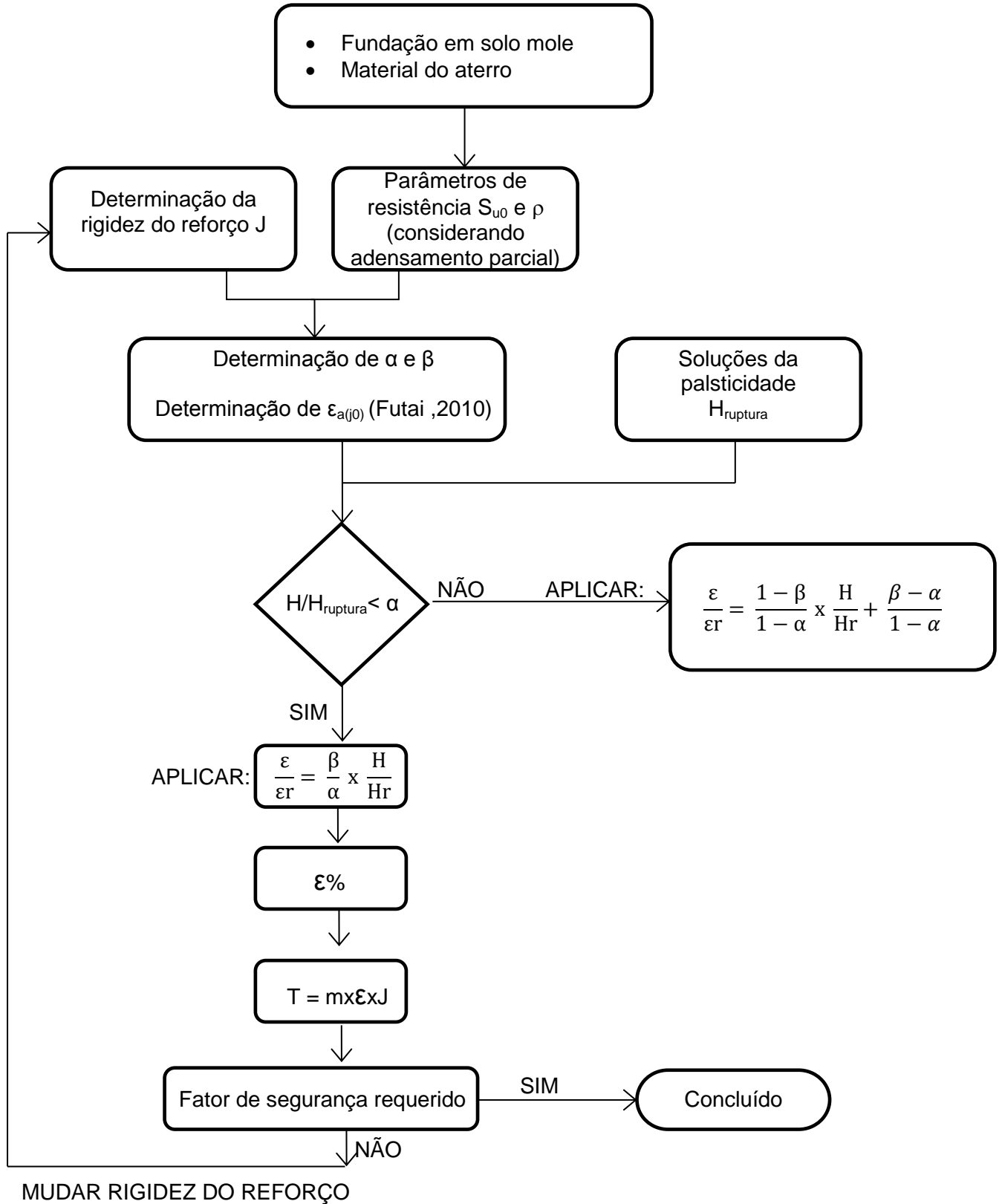


Figura 12.42.- Fluxograma da metodologia.

1º Exemplo – Verificação da metodologia:

Caso de análise:

Aterro construído com:

- Velocidade de 2,0 m/mês
- Espaçamento entre drenos de 2,0 m
- Reforço com rigidez $J = 2000 \text{ kN}$ e $\epsilon_r = 5\%$

Altura de ruptura $H_r = 3,47 \text{ m}$ com deformação de compatibilidade $\epsilon_a = 5\%$

Altura requerida $H = 3,0 \text{ m}$

Resistência do solo de fundação

$$S_u = 3,29 + 1,51z$$

$$\text{De Futai (2010) } S_{u0} + 7,5\rho = 14,61 \text{ kN/m}^2$$

Utilizando as expressões 12.7 para determinação de α e 12.8 para determinação de β tem-se:

$$\alpha = -0,0116(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,6875 = 0,52$$

$$\beta = 6,096 \times 10^{-6} J - 0,006468(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,206136 = 0,10$$

$H / H_r = 0,86 > \alpha \Rightarrow$ segundo trecho do gráfico de normalização

$$\frac{\epsilon}{\epsilon_r} = \frac{1 - \beta}{1 - \alpha} \times \frac{H}{H_r} + \frac{\beta - \alpha}{1 - \alpha}$$

Com a Tabela 12.2 de cálculo, determina-se a deformação e a força mobilizada pelo reforço.

Tabela 12.2.- Tabela de cálculo da metodologia

J (kN/m)	($S_{u0} + 7,5\rho$)	α	β	ϵ_a (%)	$H_{proj.}$ (m)	H_r (m)	$H_{proj.} / H_r$	$\epsilon\%$	$T = m\epsilon_a J$ (kN/m)
2000	14,615	0,52	0,10	5,00	3	3,47	0,86	3,73	74,65

O gráfico da Figura 12.43 mostra que o valor da deformação calculado pela metodologia proposta está coerente com o resultado da análise pelo método dos elementos finitos.

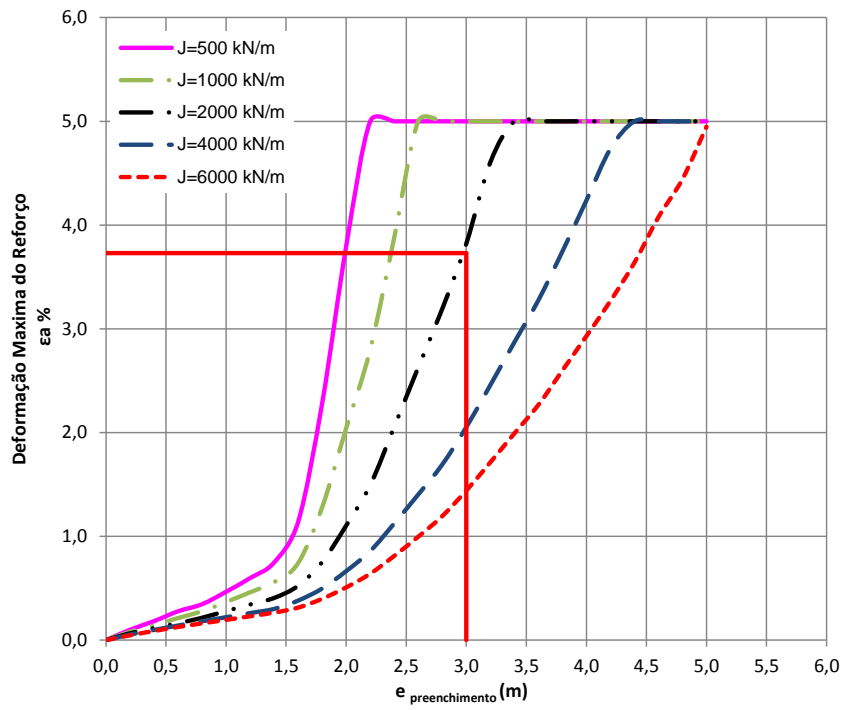


Figura 12.43. – Deformação do reforço para altura de 3,0 m de aterro.

2º Exemplo de cálculo:

Aterro com 3,5 m de altura requerida sobre fundação de solo mole com espessura da camada de 20 m.

Parâmetros de resistência do solo mole:

$$S_{u0} = 5,0 \text{ kN/m}^2 \text{ e } \rho = 2,0 \text{ kN/m}^2/\text{m}$$

O material de preenchimento do aterro tem peso específico de 20 kN/m^3

O procedimento começa na determinação, através do método de equilíbrio limite, da força necessária no reforço para suportar o aterro de 3,5m. A força é $T_r = 125 \text{ kN/m}$ para um $FS = 1,2$.

Em seguida, estima-se um valor de rigidez do reforço e determina-se α e β .

Para um reforço com $J = 3500 \text{ kN/m}$ tem-se:

$$\text{De Futai (2010) } (S_{u0} + 7,5\rho) = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = -0,0116(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,6875 = 0,46$$

$$\beta = 6,096 \times 10^{-6} J - 0,006468(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,206136 = 0,10$$

Aplica-se agora o cálculo da deformação admissível de Futai (2010)

Para $J > 3000 \text{ kN/m}$

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{a(J0)} - (\varepsilon_{a(J0)} - \varepsilon_{a(J12000)}) \times (0,00011J - 0,3)$$

$$\text{Com } (S_{u0} + 7,5\rho) > 18 \text{ kN/m}^2$$

$$\varepsilon_{a(J0)} = 6,02\%$$

$$\varepsilon_{a(J12000)} = 3,0\%$$

$$\varepsilon_a = 5,76\%$$

A altura do aterro perfeitamente reforçado foi de $H_r = 4,8 \text{ m}$

$H / H_r = 0,73 > \alpha \Rightarrow$ segundo trecho do gráfico de normalização

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_r} = \frac{1 - \beta}{1 - \alpha} \times \frac{H}{H_r} + \frac{\beta - \alpha}{1 - \alpha}$$

Substituindo os valores na equação tem-se

$$\varepsilon = 3,18\%$$

A tensão mobilizado pelo reforço é de:

$$T_{\text{mob}} = 3,18\% \times 3500 = 111,2 \text{ kN/m}$$

Necessário aumentar a rigidez do reforço

Através de uma tabela de cálculo pode-se repetir o processo de determinação da deformação. A Tabela 12.3 mostra a determinação do reforço para este exemplo.

Tabela 12.3.- Tabela de cálculo da metodologia para determinação da deformação do reforço

J (kN/m)	($S_{u0} + 7,5p$)	α	β	$\varepsilon_a(J0)$ (%)	$\varepsilon_a(J12000)$ (%)	ε_a (%)	$H_{\text{proj.}}$ (m)	H_r (m)	$H_{\text{proj.}} / H_r$	$\varepsilon\%$	$T = m\varepsilon_a J$ (kN/m)
3500	20	0,46	0,10	6,02	3,00	5,76	3,5	4,8	0,73	3,18	111,23
3800	20	0,46	0,10	6,02	3,00	5,66	3,5	4,8	0,73	3,13	118,87
4000	20	0,46	0,10	6,02	3,00	5,60	3,5	4,8	0,73	3,09	123,79
4200	20	0,46	0,10	6,02	3,00	5,53	3,5	4,8	0,73	3,06	128,58
4500	20	0,46	0,10	6,02	3,00	5,43	3,5	4,8	0,73	3,01	135,50
5000	20	0,46	0,11	6,02	3,00	5,27	3,5	4,8	0,73	2,93	146,35

Com a sequência de cálculo apresentada na Tabela 12.1, pode-se adotar o reforço com Rigidez $J=4200$ kN/m com tensão mobilizada de $T = 128,6$ kN/m para deformação de 3,06%.

3º Exemplo – Verificação da metodologia com caso de campo:

Verificação da metodologia aplicada ao aterro experimental AE1 de Oliveira (2006).

Conforme apresentado no item 7.3.4, Oliveira (2006) construiu 3 aterros experimentais sobre solo mole denominados AE1, AE2 e AE3, sem que:

AE1 – Utilização de reforço geossintético e drenos verticais

AE2 – Utilização de reforço geossintético e sem drenos verticais

AE3 – Sem utilização de reforço geossintético e sem utilização de drenos verticais.

Os 3 aterros experimentais apresentavam na base uma camada de areia de espessura variável.

O primeiro passo é a determinação da resistência do solo do aterro AE1. Através do gráfico de resistência apresentado por Oliveira (2006), desprezando os valores extremos, adotou-se uma equação de resistência não drenada inicial para esse solo conforme apresentado na Figura 12.44.

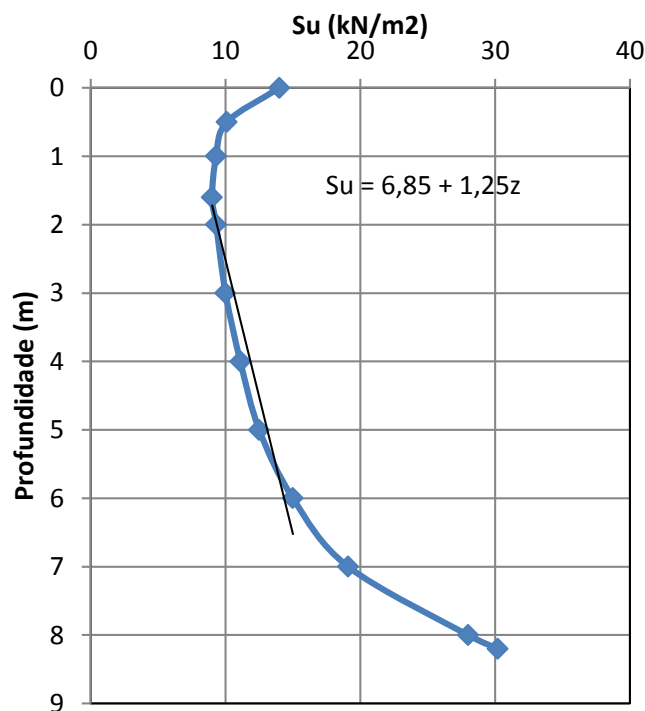


Figura 12.44.– Perfil de resistência do solo de fundação do aterro AE1, Oliveira (2006).

Segundo Oliveira (2006), o ganho de resistência não drenada por adensamento parcial foi de 2,1 kN/m², considerado constante ao longo de toda a camada de argila mole. Portanto, o novo estado de tensões em que o solo se encontrava no instante da ruptura está apresentado na Figura 12.45.

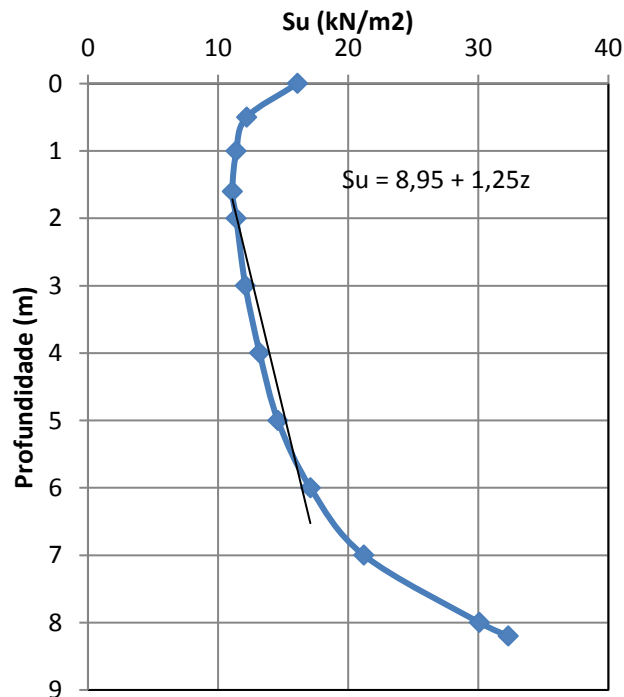


Figura 12.45.– Perfil de resistência do solo de fundação do aterro AE1 no instante da ruptura, Oliveira (2006).

A rigidez do reforço utilizado é $J = 1700 \text{ kN/m}$

A deformação admissível $\varepsilon = 5\%$

Os valores medidos em campo por Oliveira (2006) nas seguintes fases estão apresentados na Tabela 12.4:

8º camada de aterro (surgimento de trincas nas bermas)

10º camada de aterro (surgimento de fissuras no aterro)

12º camada de aterro (ruptura com grandes deslocamentos)

Tabela 12.4. - Tabela resumo de deformações e força mobilizada no reforço

8° camada	$H_{méd} = 3,38 \text{ m}$	$\varepsilon = 0,6\% \text{ a } 1\%$	$T_{mob} = 20 \text{ kN/m}$
10° camada	$H_{méd} = 4,03 \text{ m}$	$\varepsilon = 2,4\%$	$T_{mob} = 40 \text{ kN/m}$

De Futai (2010) $(S_{u0}+7,5\rho) = 18,33 \text{ kN/m}^2$

Portanto, serão usadas para determinação da deformação de compatibilidade, $\varepsilon(j0)$ e $\varepsilon(J12000)$, as equações do segundo trecho da Figura 5.19 de Futai (2010).

$$\varepsilon_{(j0)} = 4,51\% \quad \varepsilon_{(j12000)} = 2,16\%$$

Como a rigidez do reforço $J = 1700 \text{ kN/m}$, é inferior a rigidez crítica $J_{cr} = 3000 \text{ kN/m}$, a deformação de compatibilidade é a própria deformação admissível $\varepsilon_{(j0)}$.

Porém, o aterro experimental AE1 foi construído sobre uma camada de areia de aproximadamente 1,7 m de espessura.

Oliveira (2006) conclui que a camada de areia reduz consideravelmente as deformações e contribui mais significativamente a estabilidade do que o reforço propriamente.

Futai (2010), define coeficientes de redução, α_a , da deformação do reforço em função da presença de camada de areia sob o aterro. Definição válida para camadas de até 6,0 m de espessura.

A Figura 12.46 mostra esses coeficientes de correção em função da espessura da camada de areia.

As expressões dos coeficientes de correção α_a são:

$$\text{Para } \varepsilon_{(j0)} \quad \alpha_{a(0)} = 1-0,19A$$

Para $\varepsilon_{(j12000)}$ $\alpha_{a(0)} = 1 - 0,14A$

Sendo A, a espessura da camada de areia.

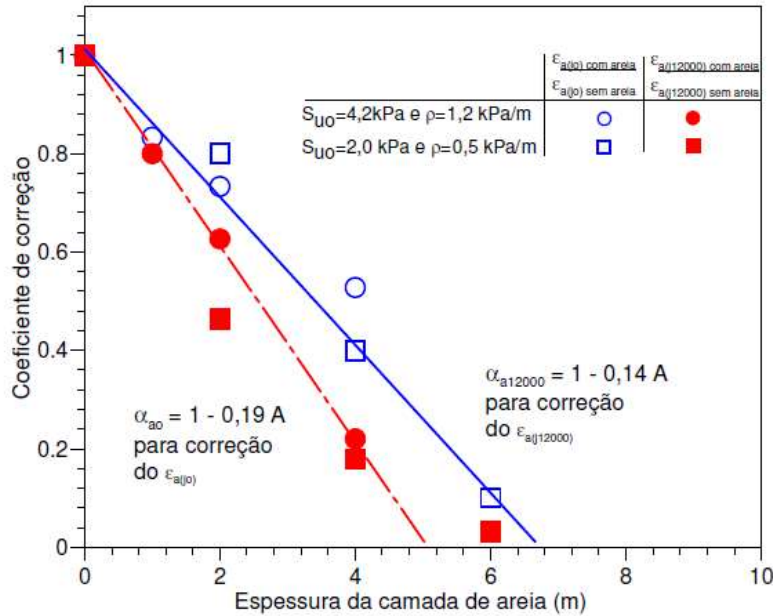


Figura 12.46.– Fator de correção devido à presença de camada de areia, Futai (2010).

Sendo, portanto, a deformação de compatibilidade a própria deformação admissível corrigida pelo fator de correção $\alpha_{a(0)}$.

$$\alpha_{a(0)} = 1 - 0,19A = 0,68$$

$$\varepsilon_{(j0)} = 4,51 \times 0,68 = 3,05\%$$

Os valores de α e β são os seguintes:

$$\alpha = -0,0116(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,6875 = 0,47$$

$$\beta = 6,096 \times 10^{-6}J - 0,006468(S_{u0} + 7,5\rho) + 0,206136 = 0,10$$

Utilizando a Tabela 12.5 de cálculo tem-se:

Tabela 12.5.- Tabela de cálculo de deformações e força mobilizada no reforço

J (kN/m)	($S_{u0} + 7,5\rho$)	α	β	$\varepsilon_{a(j0)}$ (%)	$\varepsilon_{a(j12000)}$ (%)	$\alpha_{a(0)}$	ε_a (%)	$H_{proj.}$ (m)	H_r (m)	$H_{proj.} / H_r$	$\varepsilon\%$	$T = m\varepsilon_a J$ (kN/m)
1700	18,33	0,47	0,10	4,51	2,16	0,68	3,05	3,38	5,01	0,67	1,35	22,91
1700	18,33	0,47	0,10	4,51	2,16	0,68	3,05	5,01	5,01	1,00	3,05	51,93

Observa-se que os valores medidos, Tabela 12.4, e calculados através da metodologia Tabela 12.5, resultaram próximos.

4º Exemplo – Verificação da metodologia:

Outra forma para determinar a deformação e força mobilizada pelo reforço é o seguindo o seguinte caminho:

Conhecendo o estado de tensões iniciais, Figura 12.47

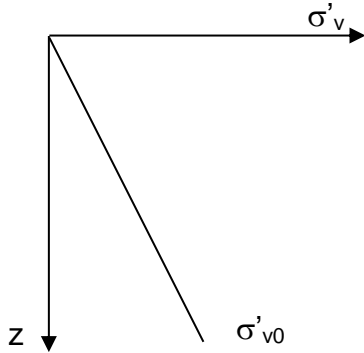


Figura 12.47.– Tensão vertical efetiva inicial

E sabendo a altura requerida do aterro a ser construído pode-se obter a tensão efetiva ao final do adensamento, Figura 12.48

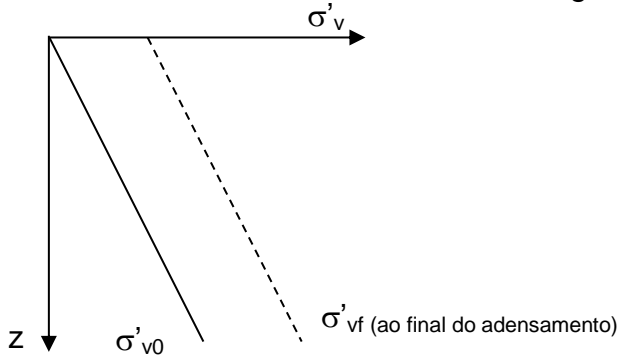


Figura 12.48.– Tensão vertical efetiva ao final do adensamento

Após um tempo (t) ocorre uma dissipação da pressão neutra, Figura 12.49

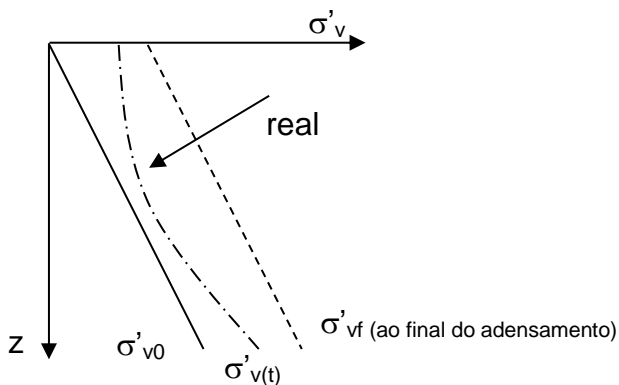


Figura 12.49.– Tensão vertical efetiva em um instante de tempo (t) modelo real

Adotando-se o modelo analítico simplificado, Figura 12.50, tem-se:

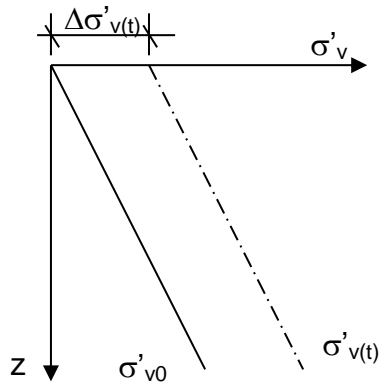


Figura 12.50.– Tensão vertical efetiva em um instante de tempo (t) modelo simplificado

$$\text{Modelo adotado: } \Delta\sigma'_{v(t)} = \bar{U}_{(t)} \times \Delta\sigma_v \quad (12.9)$$

$$\text{Ou seja: } \Delta\sigma'_v \cong \sigma'_{v0} \times \Delta\sigma'_{v(t)}$$

Sendo que o grau de adensamento médio é calculado com base na teoria de adensamento radial ou combinado e carregamento crescente com o tempo, conforme Capítulo 4.

Com o novo estado de tensões é possível estimar S_u através das correlações de Almeida (1988). Antes, porém deve-se comparar o novo estado de tensões com a tensão pré-adensamento pra saber qual das correlações utilizar, para solo normalmente adensado ou sobreadensado.

Conhecendo, portanto, o valor de S_u , $S_u = S_{u0} + \rho z$, conhece-se também o valor de $(S_{u0} + 7,5\rho)$ e pode-se aplicar a metodologia proposta para determinação dos valores de α e β e por fim os valores de deformação do reforço e tensão mobilizada.

13. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

13.1. Conclusões

Os resultados obtidos na calibração do modelo permitiram validar a metodologia adotada.

Com as Figuras dos vetores de deslocamentos foi possível perceber tanto a influencia da rigidez do reforço como da velocidade de construção e espaçamento entre drenos.

Foi possível observar que com o mesmo espaçamento entre drenos e para a mesma altura de aterro construída, o aterro com menor rigidez teve formada uma superfície de ruptura bem definida e próxima ao pé do talude em comparação com os aterros construídos com reforços mais rígidos que não apresentaram uma superfície de ruptura definida.

Quando o espaçamento entre os drenos foi alterado, foi possível observar que a superfície de ruptura é mais bem definida e próxima ao pé do talude para os casos de drenos mais espaçados.

Pode-se observar nos gráficos que para velocidades baixas de construção, e rigidezes elevadas, a tendência é que não ocorra ruptura, ao passo que para as mesmas rigidezes e espaçamento entre drenos, os gráficos indicam ruptura do aterro para velocidades mais altas.

O reforço mostrou melhor eficiência para atingir maiores alturas no intervalo entre $J=500$ kN/m e $J=2000$ kN/m, a partir daí a rigidez do reforço passa a ser menos significativa no ganho de altura, principalmente para velocidades de construção mais altas.

A variação do espaçamento entre drenos mostrou que os casos com drenos mais espaçados tiveram resultados de alturas líquidas inferiores ou até chegaram à ruptura.

Quando foram utilizado estágios de construção, foram obtidos ganhos na altura líquida em comparação ao mesmo aterro construído sem estágio de construção.

Para se conseguir uma maior altura, verificou-se que o ideal era fazer o estágio no ponto onde altura líquida é máxima sem a utilização estágios de construção.

Verificou-se ainda, a possibilidade de redução da rigidez do reforço quando se utiliza estágios de construção. Foi possível atingir a mesma altura líquida com a utilização de estágio que um aterro construído sem a utilização de estágio com o uso de reforço menos rígido.

A velocidade de construção mostrou ter grande influencia na deformação do reforço.

Quanto mais rápida a construção do aterro, a deformação do reforço atinge valores altos mais rapidamente, para alturas de preenchimento do aterro menores. O mesmo ocorre para o espaçamento entre drenos: quanto maior o espaçamento, mais cedo o reforço atinge valores altos de deformação.

Com os resultados, o MEF mostrou que pode ser útil na escolha do reforço mais adequado para a condição de obra desejada, juntamente com espaçamento entre drenos. Foi possível verificar que a combinação de ambos os elementos pode ser bastante vantajosa em relação à utilização de apenas um deles.

As deformações do reforço determinadas pelo MEF podem ser usadas para escolher o reforço adequado para um aterro sobre solo mole.

Percebe-se que no momento onde começa a ocorrer a plastificação do solo de fundação, é o instante em que o reforço começa a ser mais solicitado, com aumento das deformações.

Com a proposta de metodologia apresentada, é possível definir a deformação do reforço em condição de trabalho em aterros sobre solos moles com uso de PVD, assim como define-se também a força mobilizada no reforço e com isso orienta na decisão de que rigidez de reforço adotar para garantir as condições de segurança necessárias do aterro.

Com os resultados obtidos pelo MEF, foi verificada a proposta de cálculo deformação admissível do reforço em condições de trabalho para o caso de aterro sobre solo mole reforçado e com utilização de drenos verticais.

Com o modelo é possível dimensionar o reforço, para isso é preciso conhecer a força necessária para garantir a estabilidade, e assim é possível obter a deformação produzida no reforço para a altura requerida em projeto.

A aplicação das soluções baseadas na teoria da plasticidade, as deformações admissíveis do reforço calculadas pelo MEF junto com a análise de equilíbrio limite, podem ser usadas para escolher o reforço adequado para um aterro reforçado sobre solo mole com a resistência crescente com a profundidade.

13.2. Sugestões para pesquisas futuras

Como sugestões para trabalhos futuros sugere-se como tópicos relevantes a serem estudados a fluência do reforço, o comportamento do aterro a longo prazo, estudo do adensamento secundário, influência de uma camada de areia na base do aterro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M. S. S. (1996), Aterro sobre Solos Moles: da Concepção à Avaliação do Desempenho. Editora da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. Brasil. 215 p.

Almeida, M. S. S., (1983), The undrained behaviour of the Rio de Janeiro Clay in the light of critical state theories. Revista Solos e Rochas. V. 28. Nº 1. p. 3-20.

Almeida, M. S. S., Marques, M. E. S., Lacerda, W. A. e Futai, M. M. (2005), Investigação de Campo e de Laboratório na Argila de Sarapuí. Revista Solos e Rochas. V. 28. Nº 1. p. 3-20.

Andrade, M. E. S. (2009), Contribuição ao estudo das argilas moles da cidade de Santos – Tese de mestrado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

Barron, R.A. (1948), Consolidation of fine-grained soils by drain wells. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 113: 718–743.

Batista, N. A. (2007), Influência da rigidez do reforço em aterros sobre solos moles – Tese de mestrado – Instituto de tecnologia da Aeronáutica – São José dos Campos.

Bedeschi, M. V. R. (2004), Recalques em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na Barra da Tijuca, Tese de mestrado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

Biot, M. A., 1941, “General theory of three-dimensional consolidation”. Journal of Applied Physics. Nr 12. pp. 155-164.

Brinkgreve, R.B.J. Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. PLAXIS - 2D user's manual. Rotterdam, Netherlands, Balkema, 2002.

British Standard, BS8006: (1995). Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills.

Bueno, B. S. (2003), Propriedades, Especificações e Ensaio. In: IV Congresso Brasileiro de Geossintéticos e V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, Porto Alegre, RS. Anais do 4o Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, p. 163-176.

Davis, E.H. and Booker, J.R. (1973). The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays. *Geotechnique*, Vol.23, No.4, 551-563.

Fahel, A.R.S., Palmeira, E. M. e Campos, L. E. P.(1999), Danos em estruturas reforçadas com Geotêxteis sobre fundação em solo mole. 3° Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, p.67-74, Rio de Janeiro, RJ.

Fuertes Ampero., M. V. (2012), Análise numérica e analítica de aterros reforçados sobre solos moles com uma camada superficial de areia, -- Tese de mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 173 p., 2012.

Futai, M. M., (2010), Considerações sobre a Influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles, Tese de livre docência, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Hansbo, S. (1979), Consolidation of Clay by Band-Shaped Prefabricate Drains. *Foundation Engineering*, 12 (5), pp. 16-25.

Hansbo, S. (1981). Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. In *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol. 3, pp. 677–682.

Hinchberger, S. and Rowe, R. K., (2003), Geosynthetic reinforced embankments on soft clay foundations: reinforcement strains at failure. *Geotextiles e Geomembranes* 21.p.151-175.

Hird, C.C., Pyrah, I.C., and Russell, D. (1992), Finite element modeling of vertical drains beneath embankments on soft ground. *Géotechnique*, 42(3): 499–511.

Holtz, R.D., Jamiolkowski, M.B., Lancellotta, R., and Pedroni, R.(1991). Prefabricated vertical drains: design and performance. CIRIA Ground Engineering Report: Ground Improvement. Butterworth-Heinemann Ltd., Oxford, U.K.

Indraratna, B., Sathananthan, I., Bamunawita, C. E Balasubramaniam, A.S. (2005), Theoretical and Numerical Perspectives and Field Observations for the Design and Performance Evaluation of Embankments Constructed on Soft Marine Clay, Ground Improvement - Case Histories, Elsevier, p 51 – 89.

Janbu, N. (1963), Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Vol. 1, pp. 19–25.

Jewell, R.A. (1982), A limit equilibrium design method for reinforced embankments on soft foundations. In Proceedings of the 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, Vol. 4, pp. 671–676.

Jewell, R.A. (1988), The mechanics of reinforced embankments on soft soil. Geotextiles and Geomenbranes, p.237-273.

Kjellman, W. (1948), Accelerating consolidation of fine-grained soils by means of cardboard wicks. In proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, pp. 302–305.

Koerner, R. (1998), Designing whit Geosynthetics, 4th ed. - Prentice-Hall, New Jersey.

Li, A.L.and Rowe, R. K, (2001), Combined effects of reinforcement and prefabricated vertical drains on embankment performance Can. Geotech J38, 1266-1282.

Lima, B. T. (2007), Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado na Baixada Fluminense – Tese de mestrado – Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

Macedo, I. L. (2002), Análise numérica da construção de aterros sobre solos moles próximos a estruturas existentes – Influência do reforço geossintético - Tese de mestrado - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia.

Magnan, J. P e Deroy, J. M. (1980), Analyse graphique des Tassement Observés Sons ler Ouvrager, Bull-Liaison Laboratoire des Ponts e Chaussés, 109, set-out,Paris, pp 9-21.

Massad, F., (1999), Baixada Santista: Implicações da Historia Geológica no Projeto de Fundações. Conferencia Pacheco Silva, Solos e Rocha, vol. 22(1), 3-49.

Matar, M. and Salençon, L (1977), Capacité portante a une semelle filante sur sol purement coherent d'épaisseur limitée et de cohesion variable avec la profondeur, Annales de l'Institute Technique du Batiment et des Travaux Publics, Supplément n°352, serie: Sols et Fondations, Vol. 143, p 95-107.

Mesri, G. (1975), New Design Procedure for Stability of Soft Clays. Discussion, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101, GT4: pp. 409 412.

Moraes, C. M. (2002), Aterros reforçados sobre solos moles – análise numérica e analítica - Tese de mestrado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

Oliveira, H. M. Comportamento de aterros reforçados sobre solos moleslevados á ruptura. 2006. 495p. Tese (Doutorado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

Oliveira, H. M., Ehrlich, M., Almeida, M. S. S., Embankments over soft clay deposits: the contribution of basal reinforcement and surface sand layer to stability. ASCE, 260-240.

Palmeira, E. M. (1992), Manual de estabilização e reforço de aterros sobre solos moles utilizando geotêxteis, Convenio Rhodia-UNB n. 082.82058, Brasília, DF.

Palmeira, E. M., Pereira, J. H. F., Da Silva, A. R. L., 1998, "Backanalyses of geosynthetic reinforced embankments on soft soils". Geotextiles and Geomenbranes, v.16, n. 5, pp.273-292.

Palmeira, E. M., 1999, "Aterros Reforçados com Geossintéticos Sobre Solos Moles". In: Geossintéticos' 99, v.2, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Rixner, J.J., Kraemer, S.R., and Smith, A.D. (1986), Prefabricated vertical drains. Vol. 1: engineering guidelines. U.S. Federal Highway Administration, Report FHWA-RD-86/168.

Rowe, R. K. & Soderman, K.L. (1987). Stabilization of very soft soils using high strength geosynthetics: The Role of Finite element Analyses. *Geotextiles e Geomembranes* 6. p. 53-80.

Rowe, R. K. & Taechakumthorn, C. (2007). Combined effects of PVDs and reinforcement on embankments over rate-sensitive soils. *Geotextiles and Geomembranes* 26 J22, 239-249.

Rowe, R.K. (1984), Reinforced embankments: analysis and design. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 110(GT2): 231–246.

Sandroni, S.S. (2006), Sobre a prática brasileira de projeto geotécnico de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles. *Anais do III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia*, volume único, pp. 1-20, Curitiba.

Silva, A. E. F. (2003), Análise de estabilidade à ruptura global de aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos considerando o efeito do tempo - Tese de mestrado – Instituto de tecnologia da Aeronáutica – São José dos Campos.

Terzaghi, K. e Frolich, O. K. (1936), “Theorie der Setzung von Tonschichten”, F.Deuticke, Leipzig. APÊNDICE I.

APÊNDICE I

Neste apêndice serão apresentadas as correlações gráficas para todos os casos analisados.

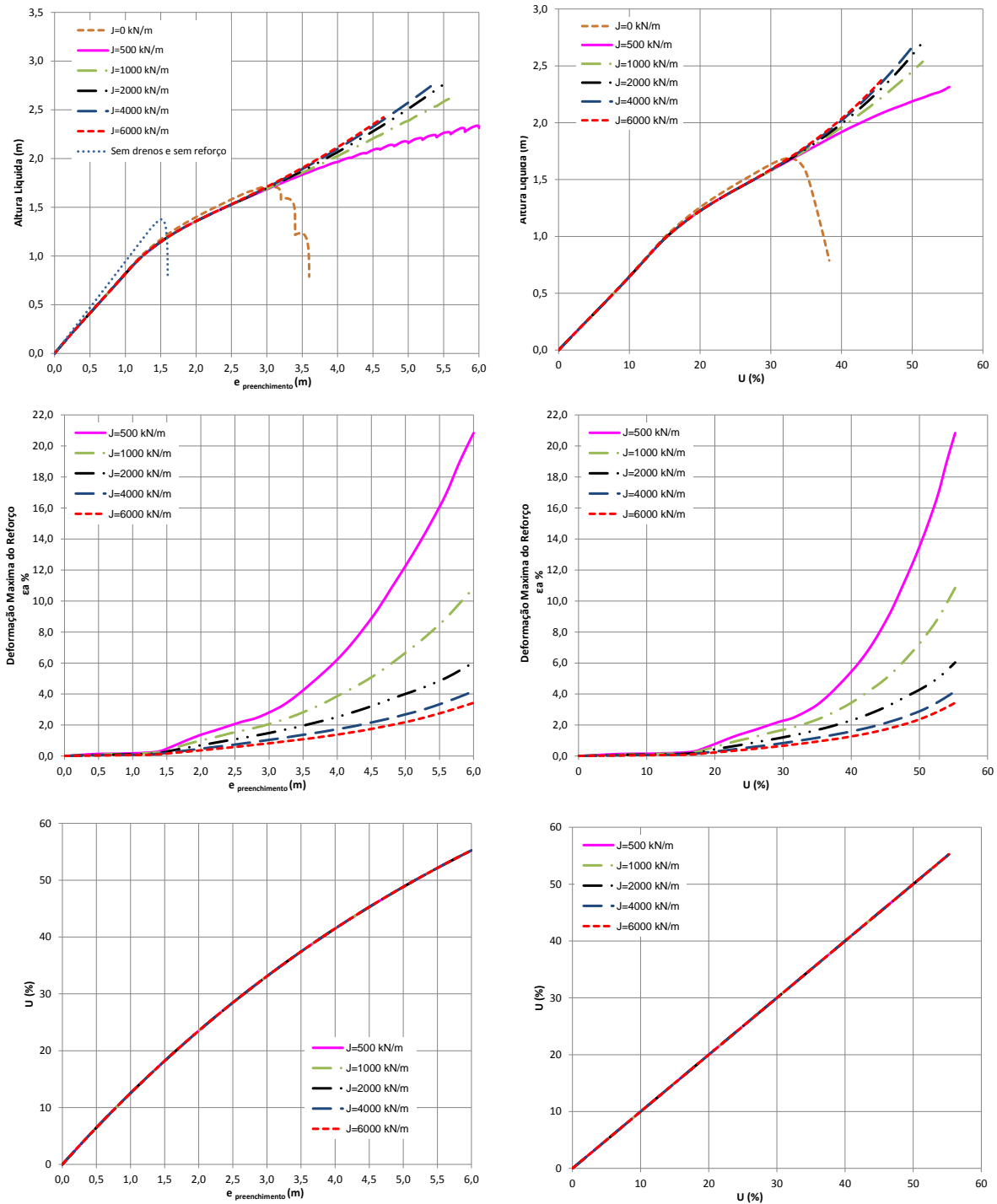


Figura I.1. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m, velocidade de construção de $0,5$ m/mês.

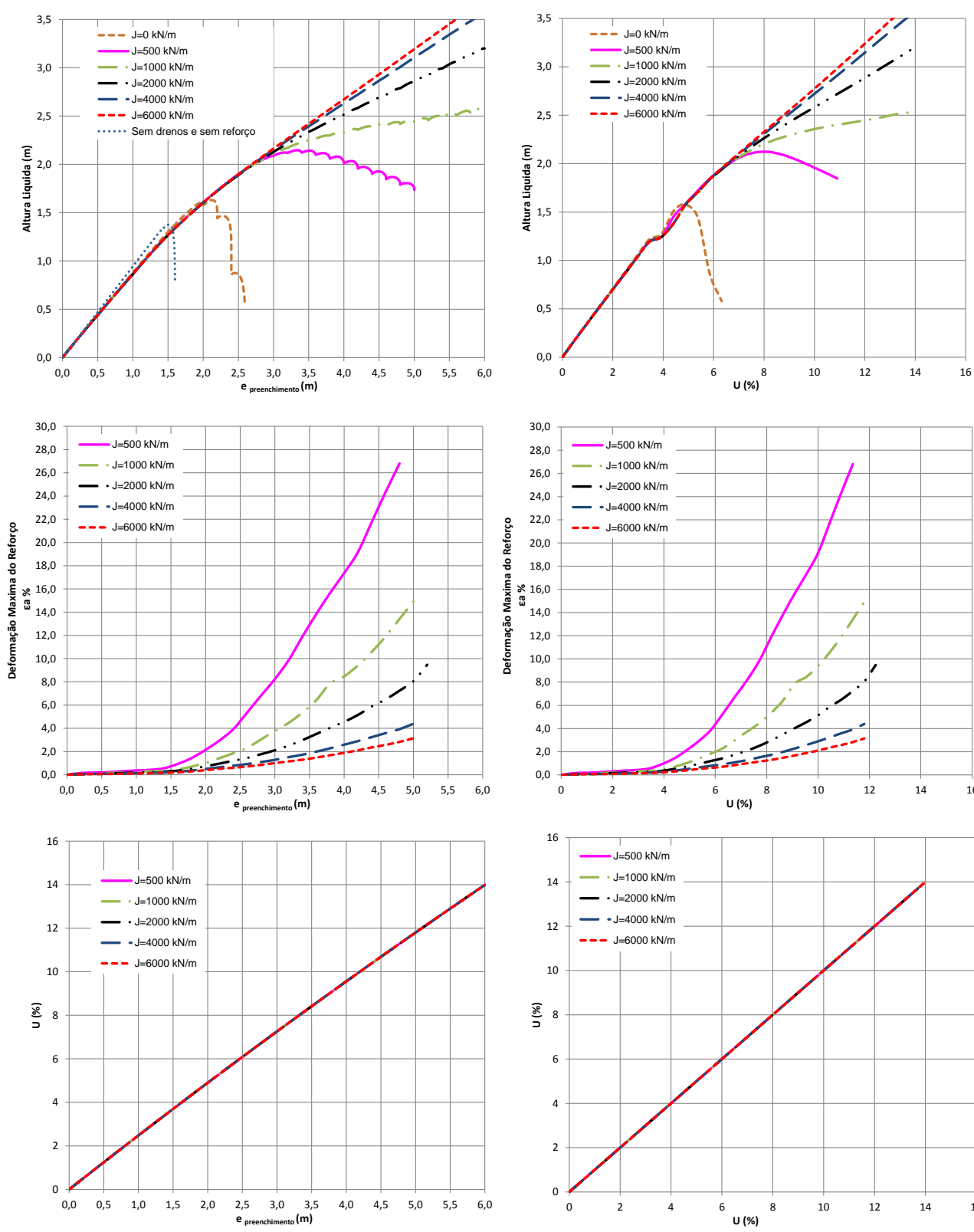


Figura I.2. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos B = 2,0 m, velocidade de construção de 0,5 m/mês.

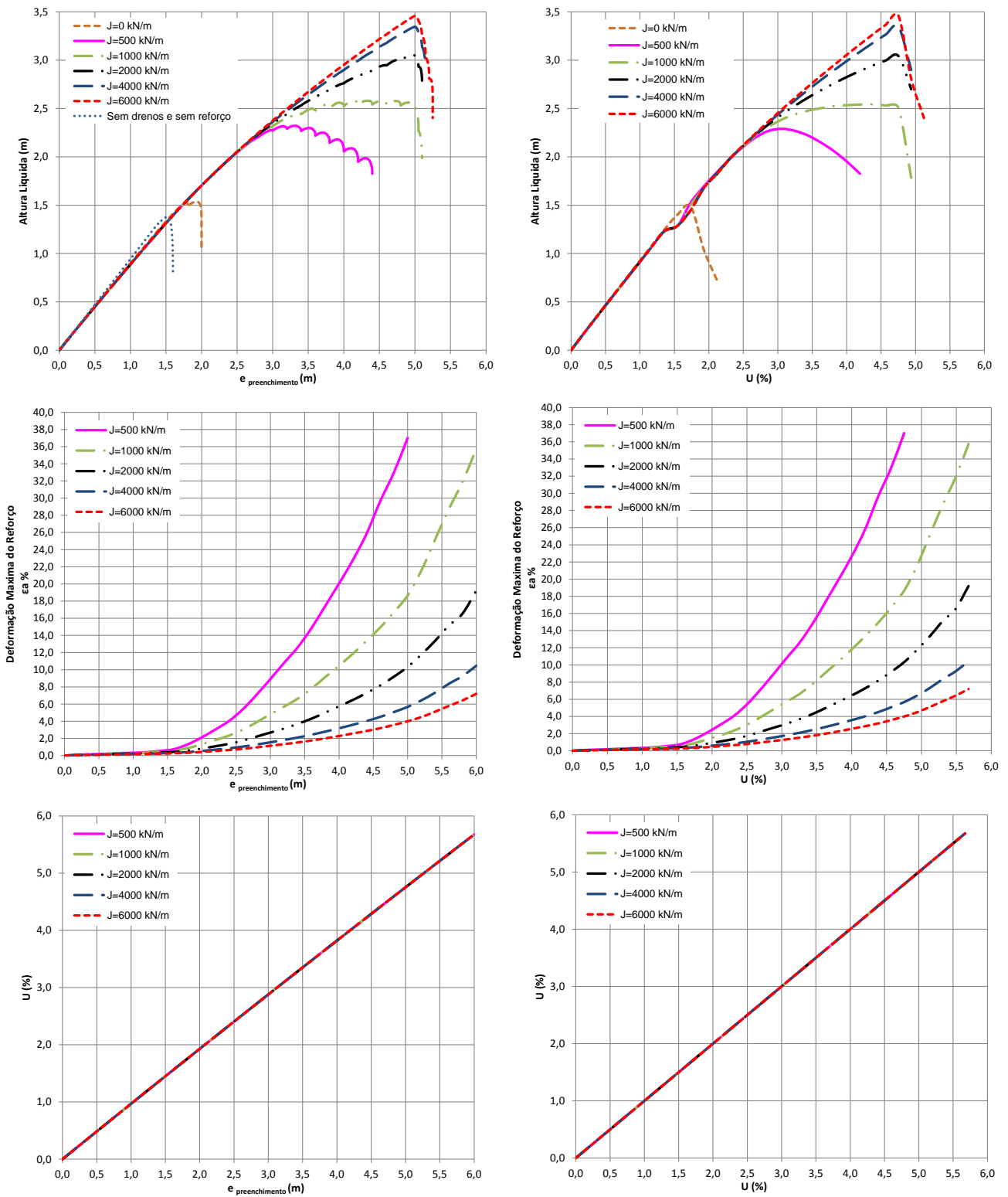


Figura I.3. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m, velocidade de construção de $0,5$ m/mês.

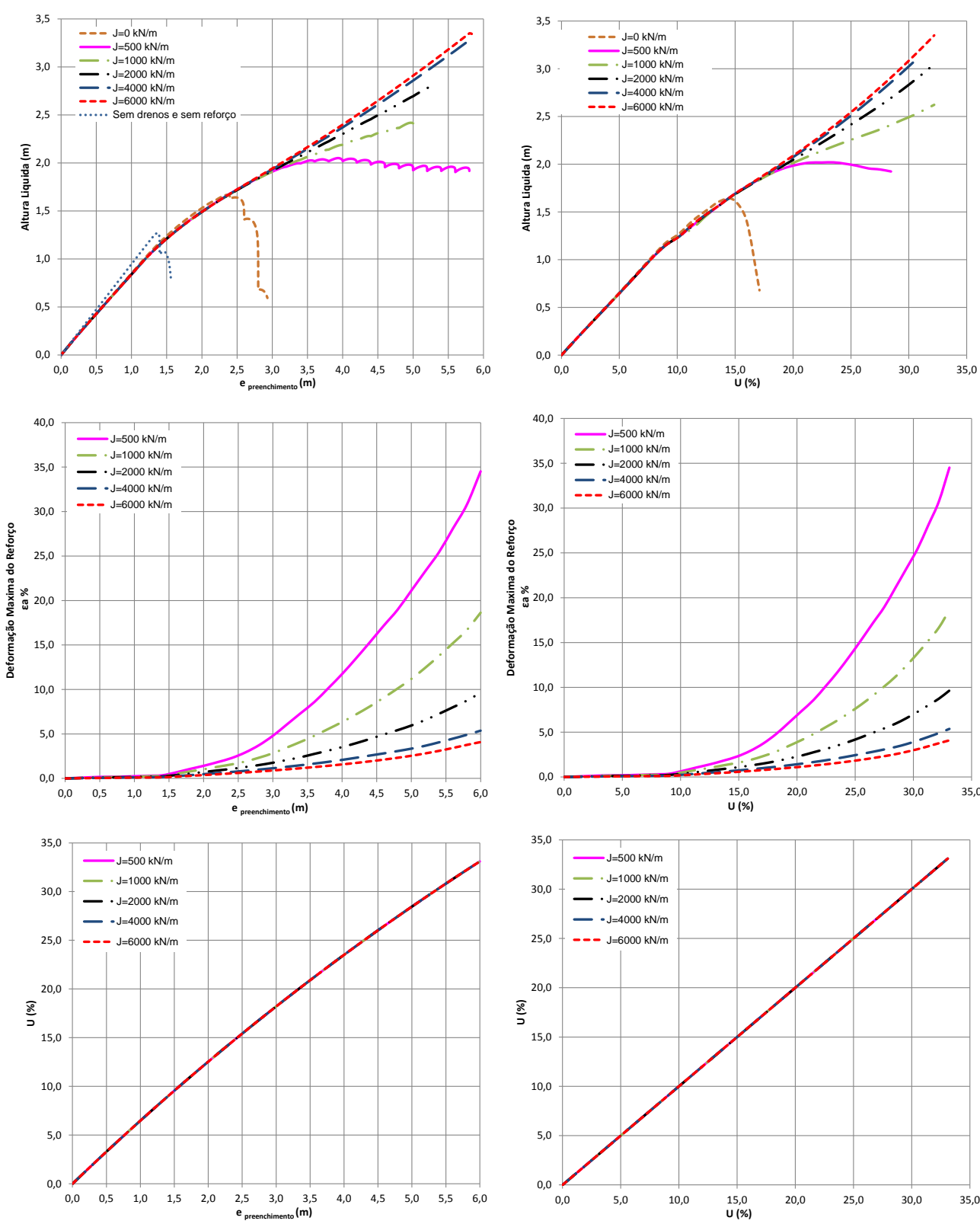


Figura I.4. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m, velocidade de construção de $1,0$ m/mês.

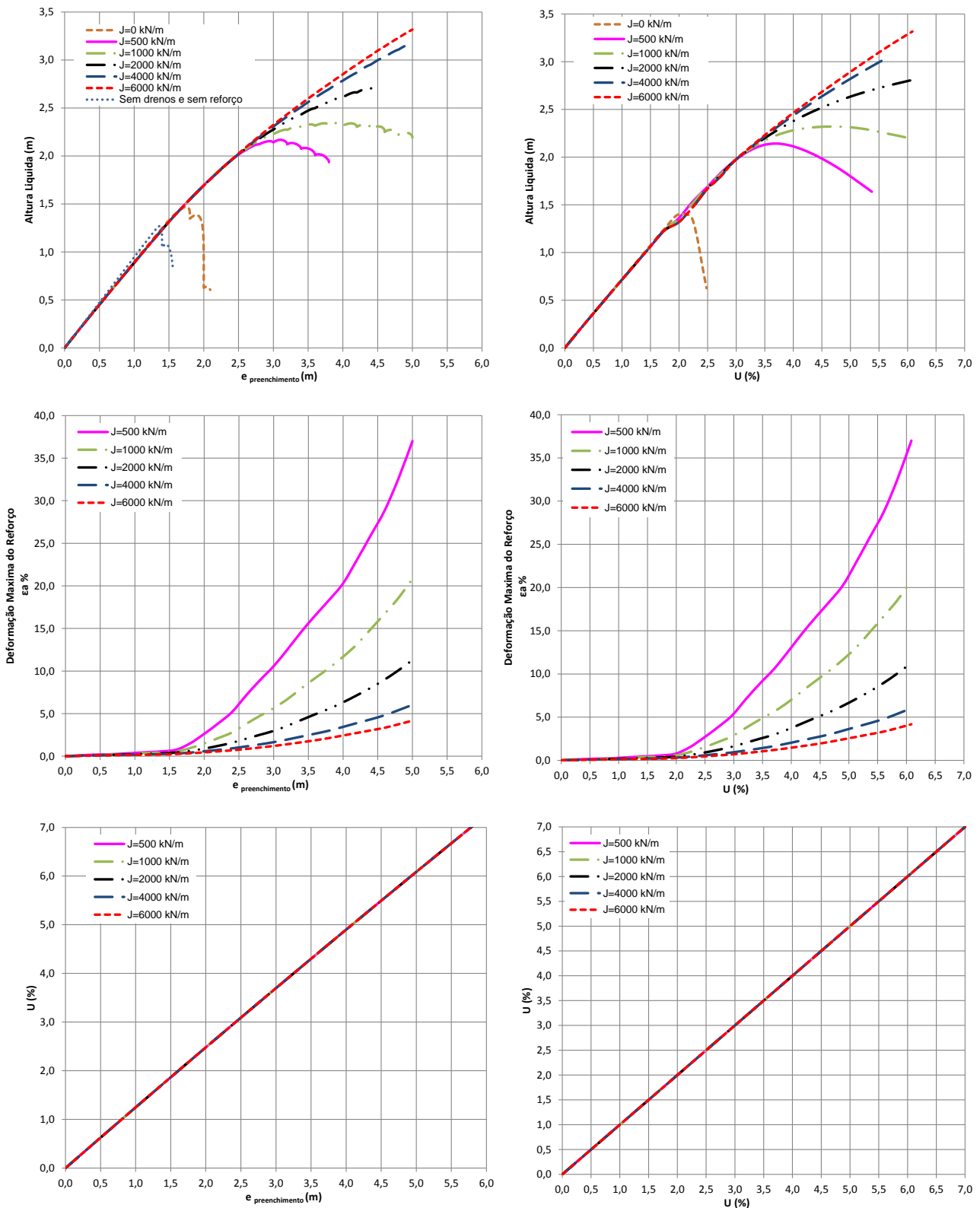


Figura I.5. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos B = 2,0 m, velocidade de construção de 1,0 m/mês.

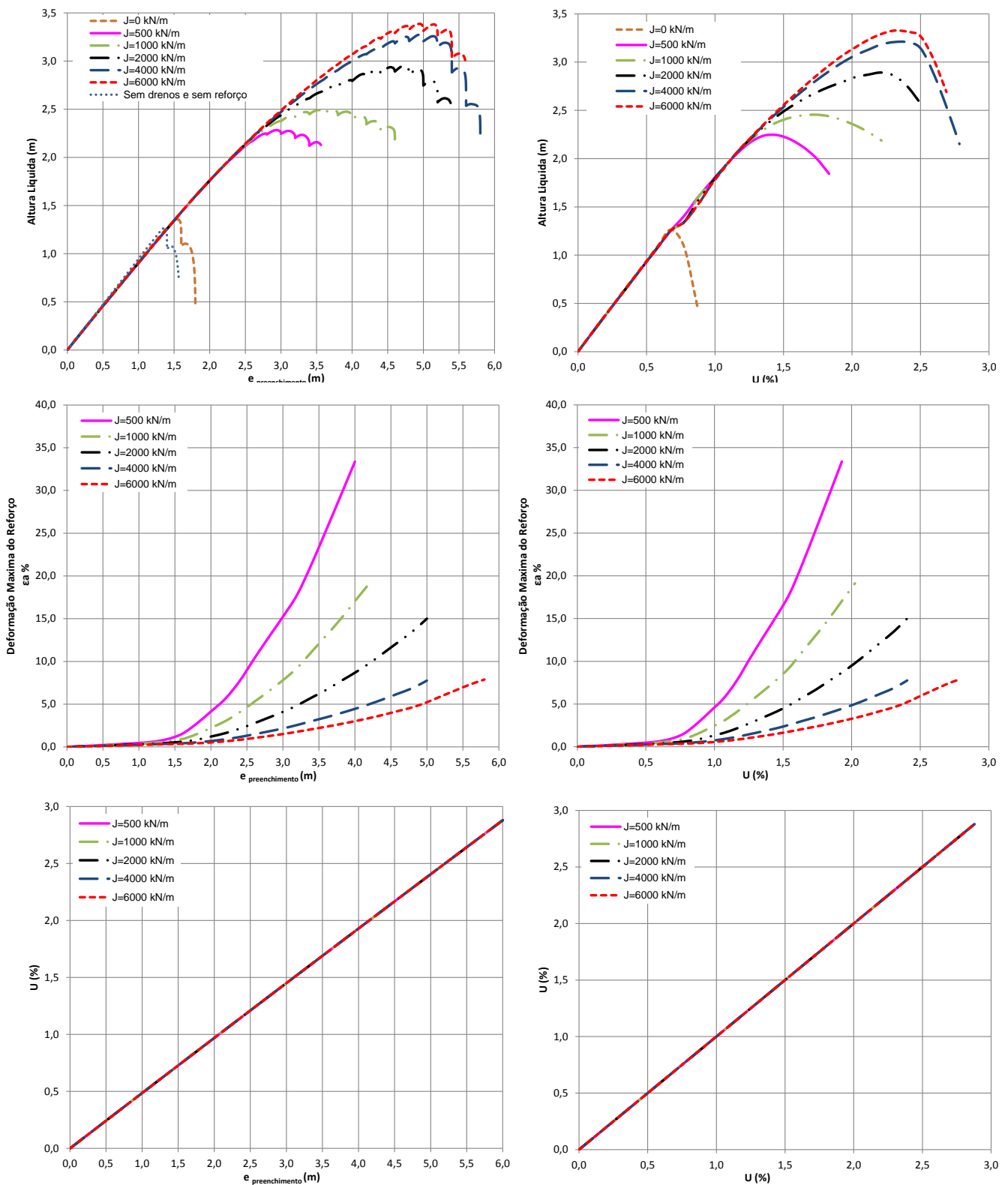


Figura I.6. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m, velocidade de construção de $1,0$ m/mês

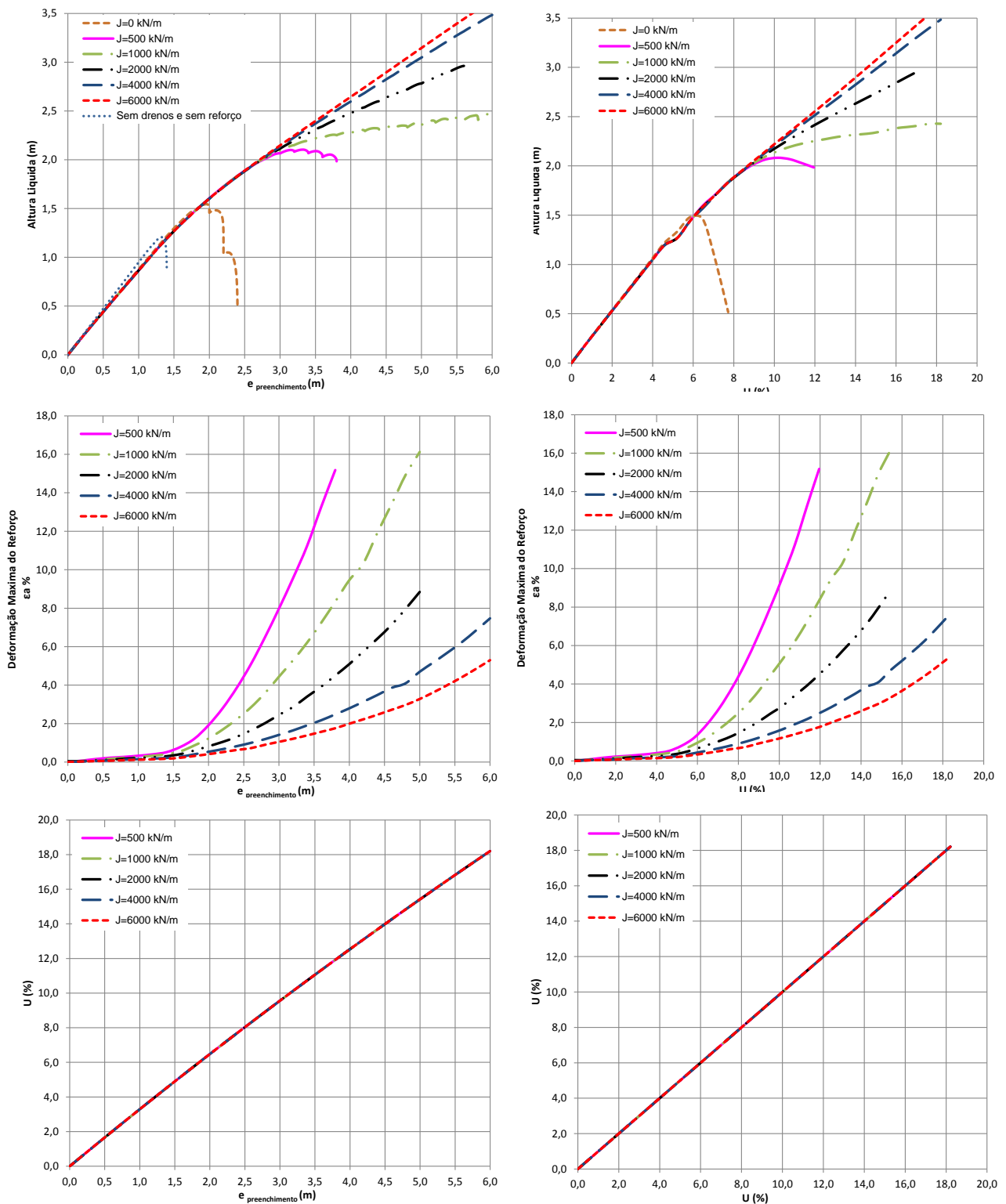


Figura I.7. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m, velocidade de construção de $2,0$ m/mês

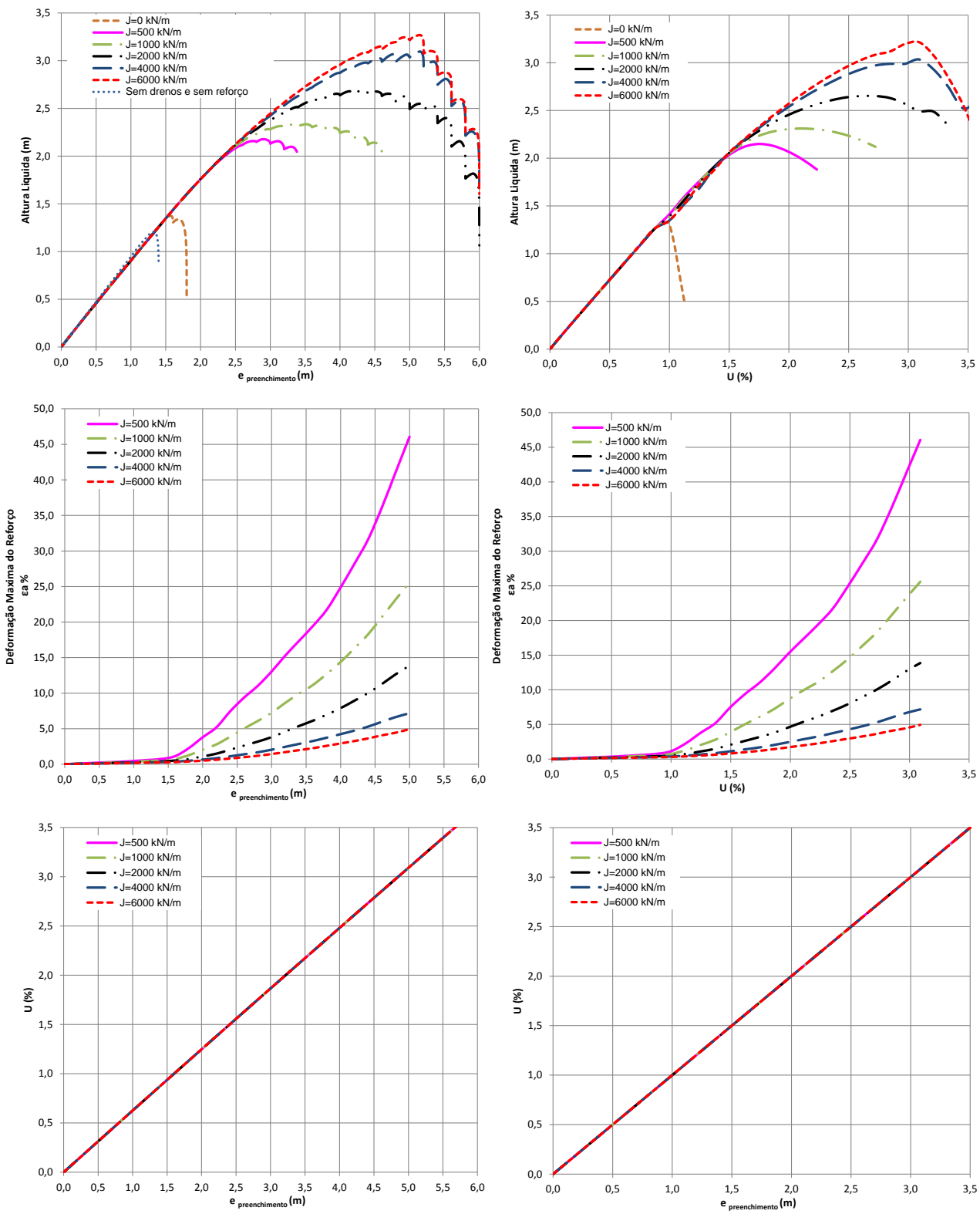


Figura I.8. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos B = 2,0 m, velocidade de construção de 2,0 m/mês.

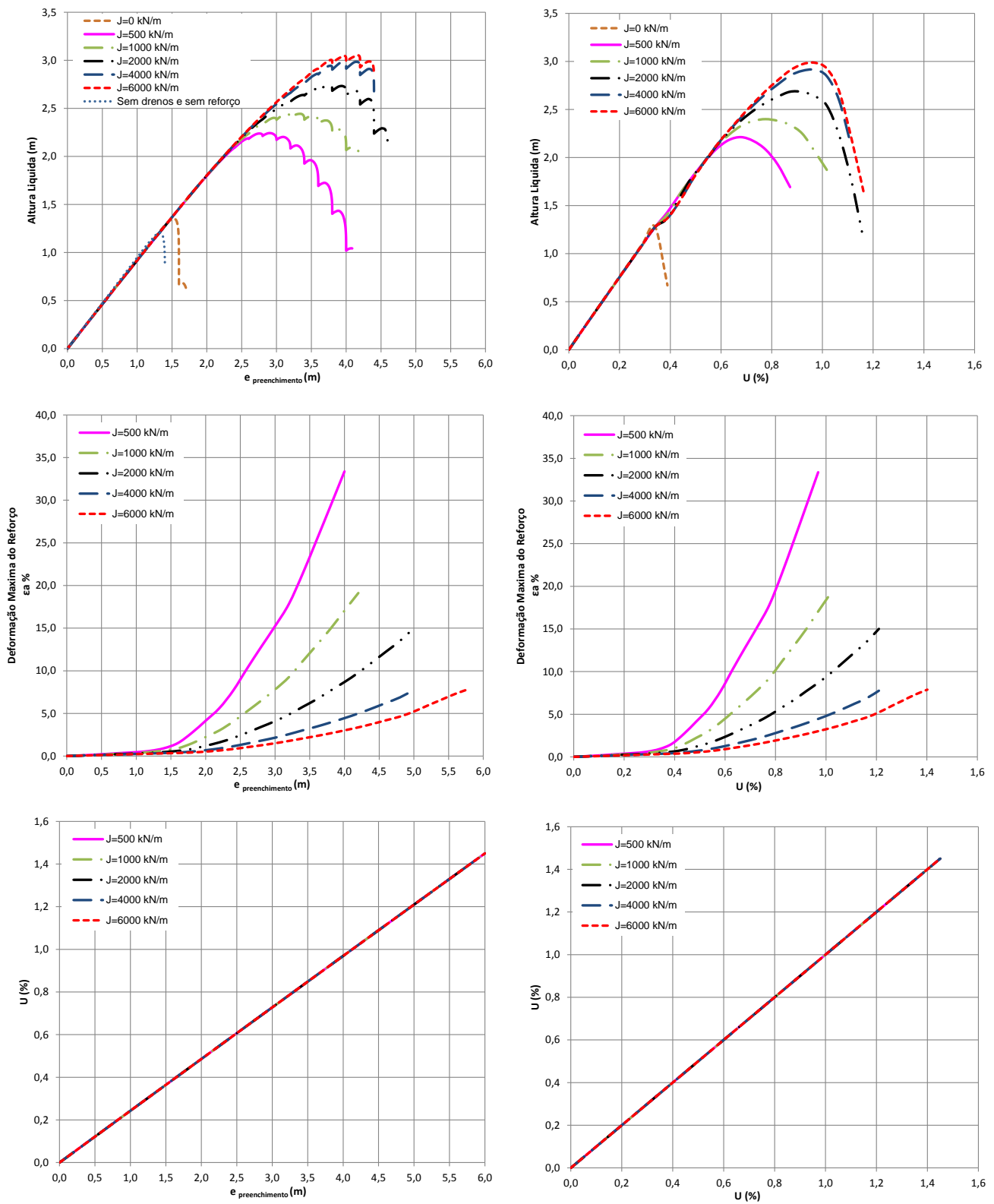


Figura I.9. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m, velocidade de construção de $2,0$ m/mês

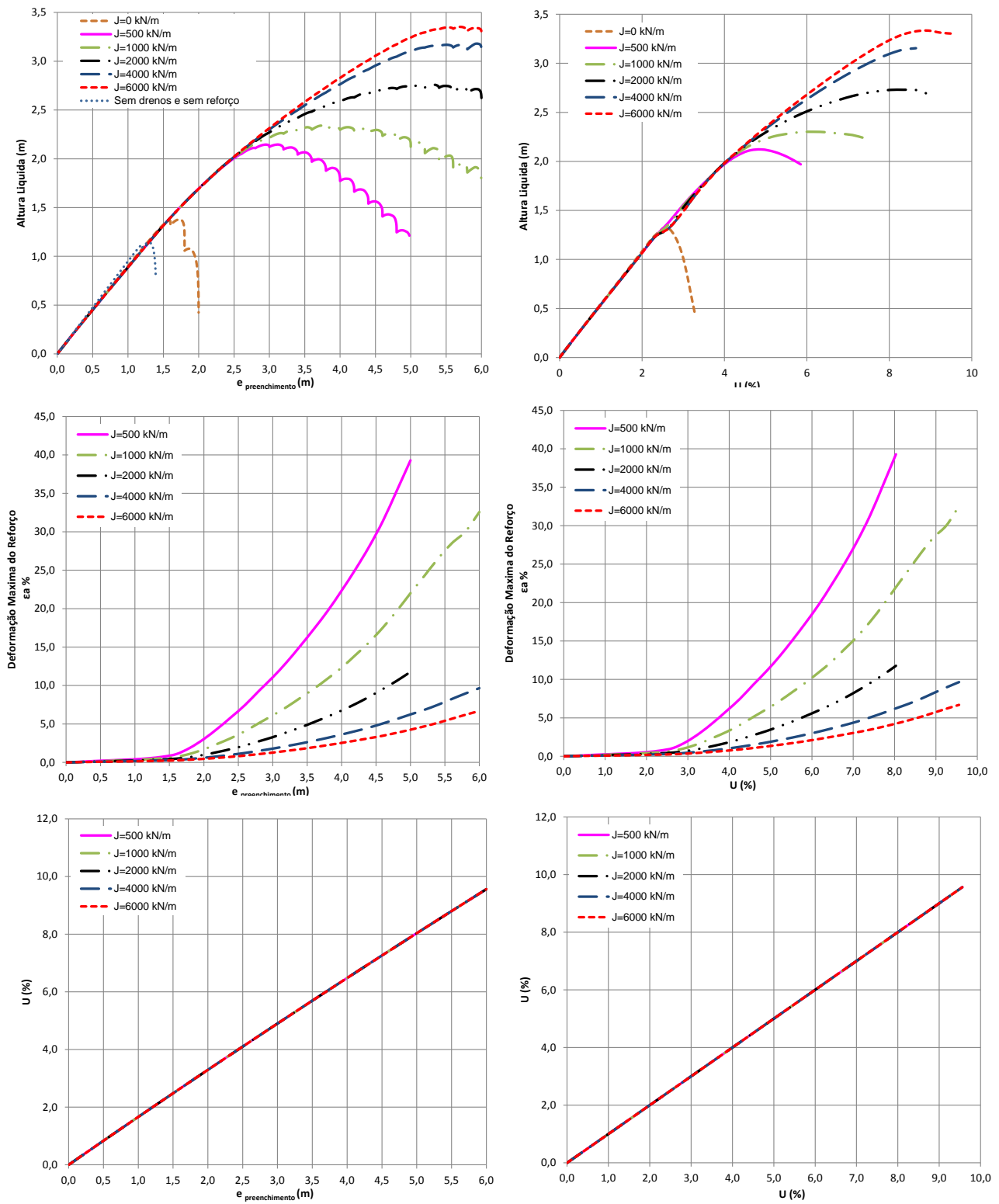


Figura I.10. Correlação de gráficos para espaçamento entre drens B = 1,0 m, velocidade de construção de 4,0 m/mês

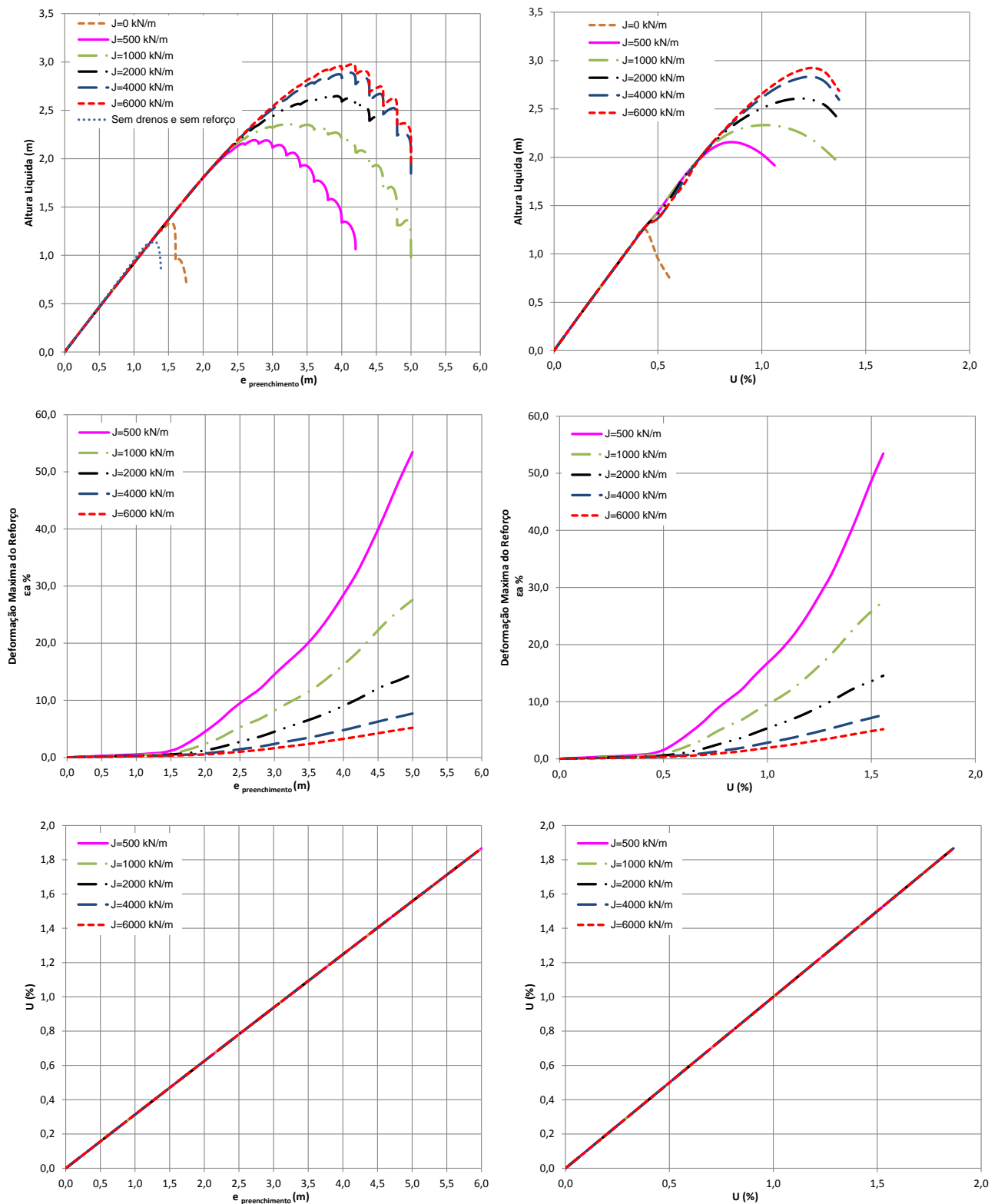


Figura I.11. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m, velocidade de construção de $4,0$ m/mês.

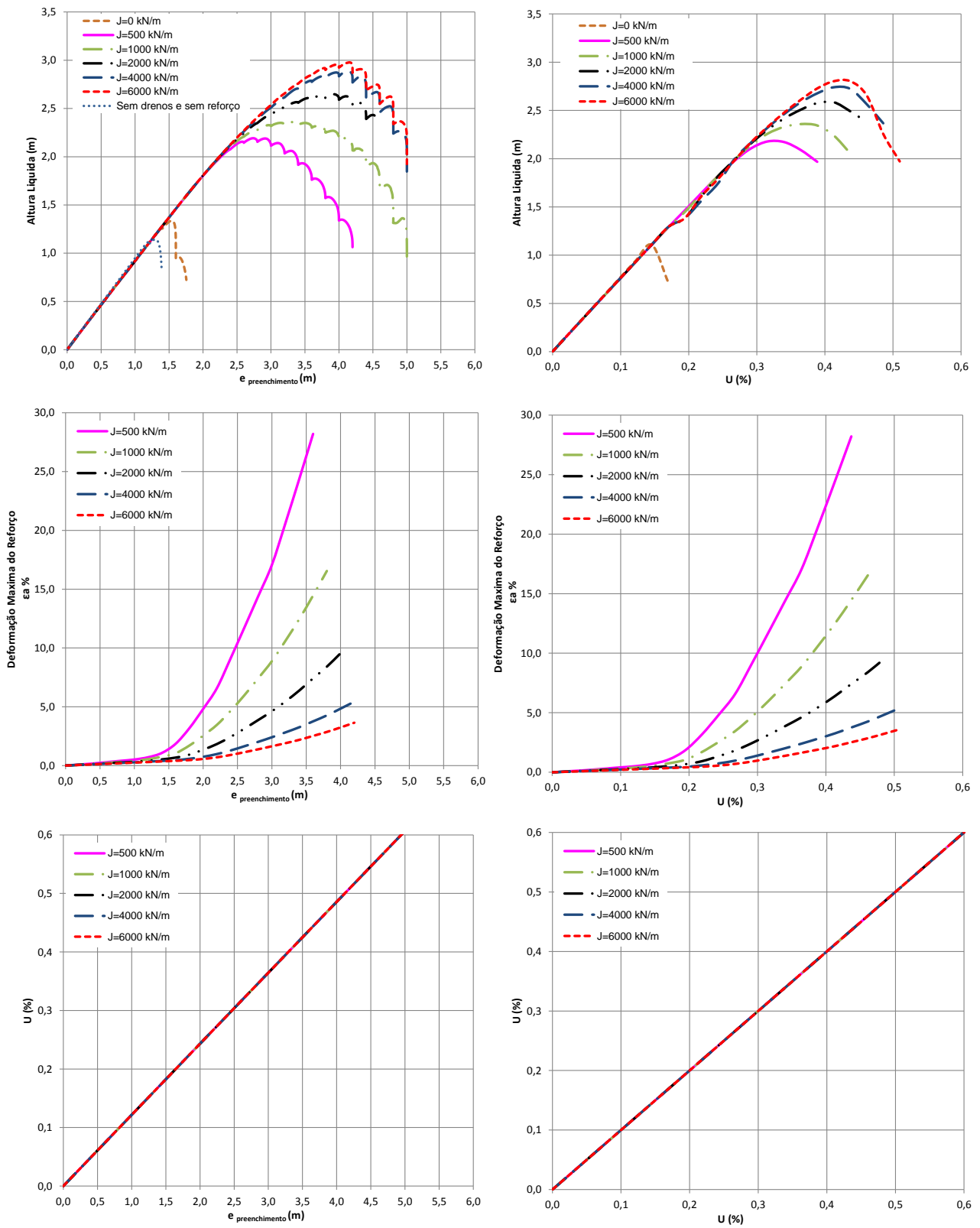


Figura I.12. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m, velocidade de construção de $4,0$ m/mês

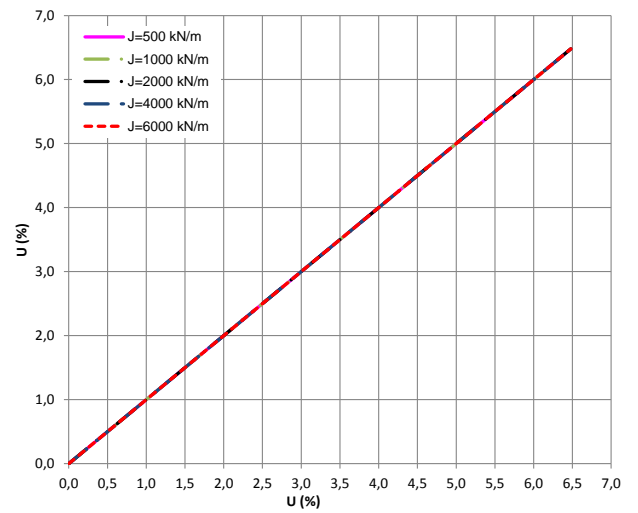
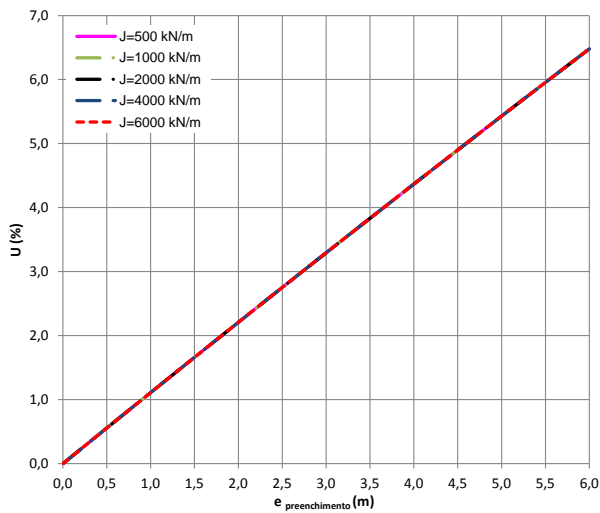
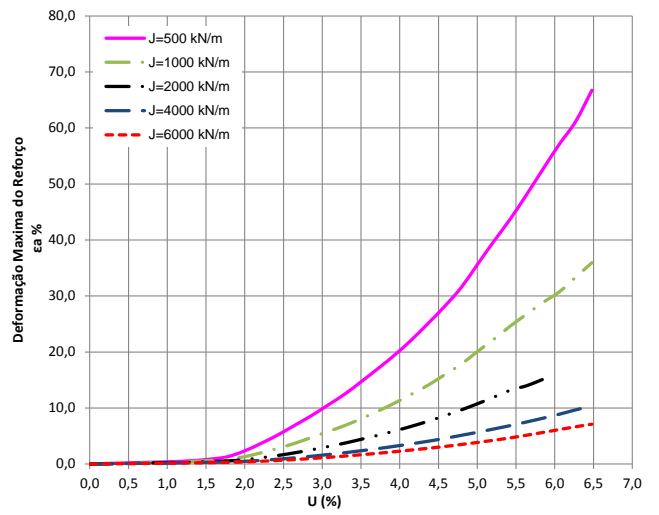
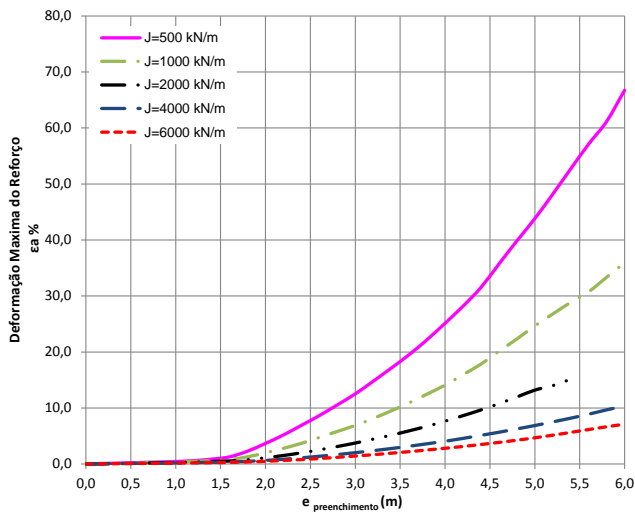
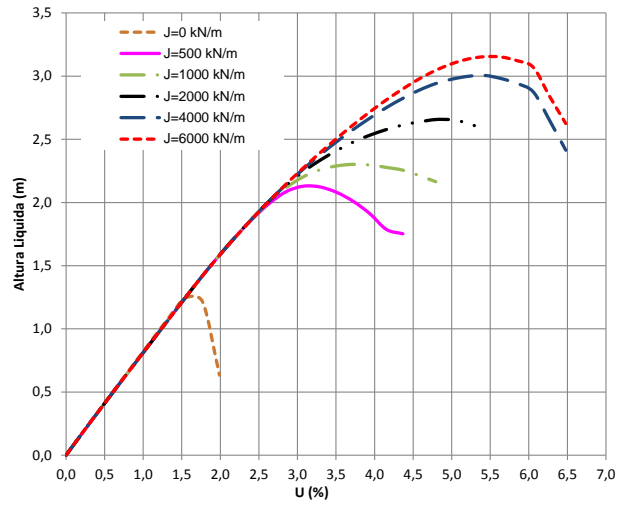
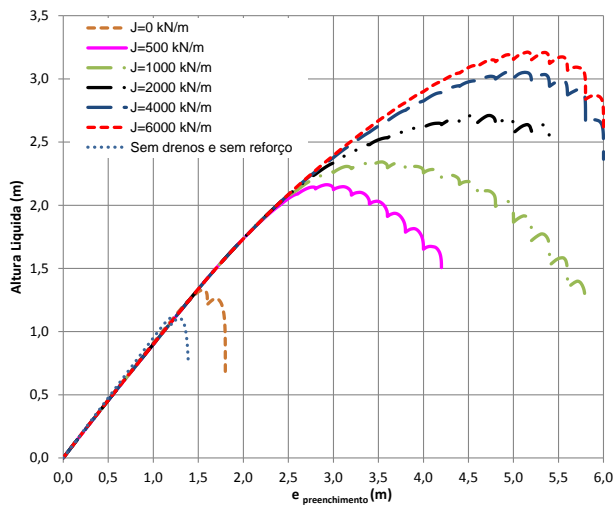


Figura I.13. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m, velocidade de construção de $6,0$ m/mês

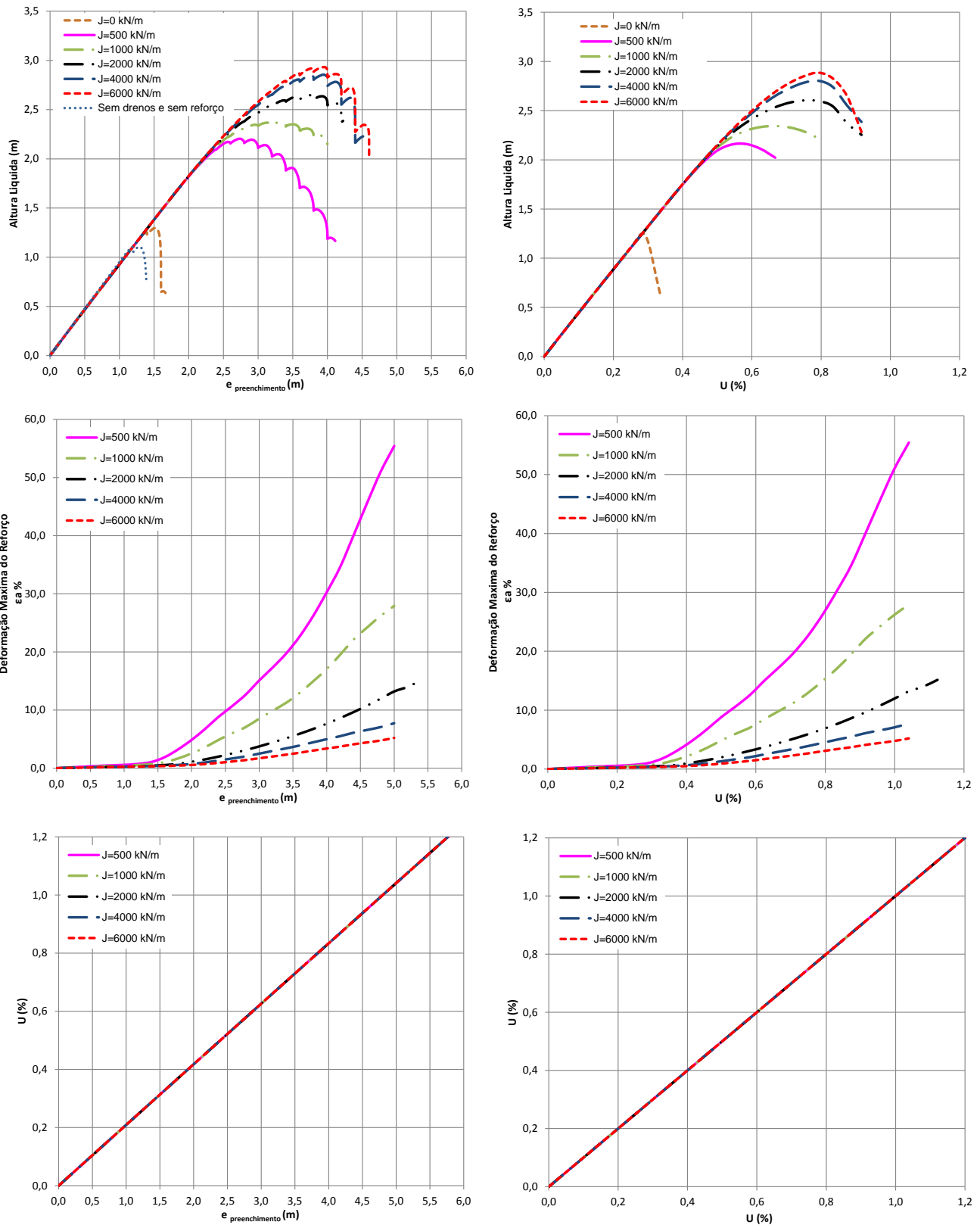


Figura I.14. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m, velocidade de construção de $6,0$ m/mês

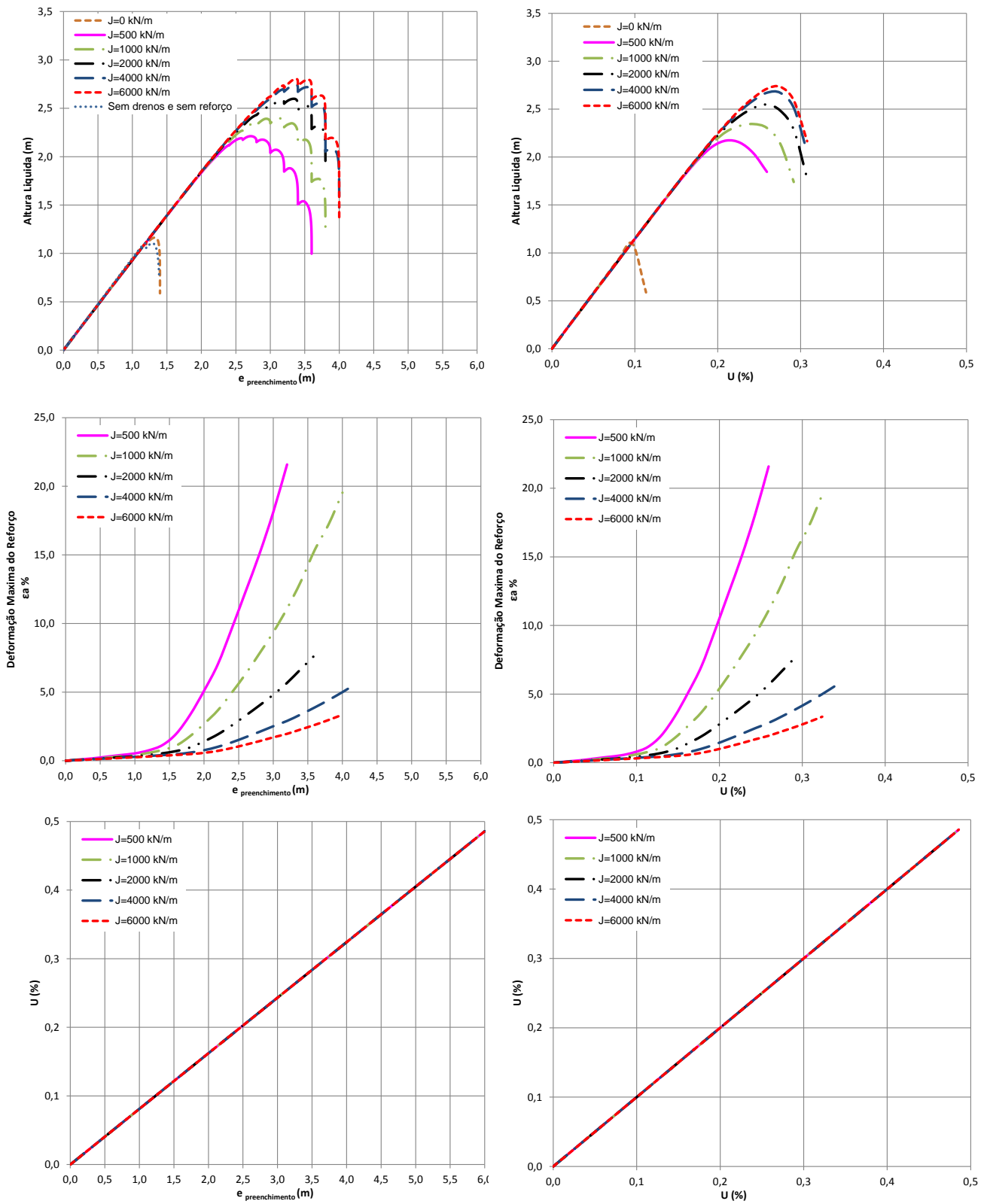


Figura I.15. Correlação de gráficos para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m, velocidade de construção de $6,0$ m/mês

APÊNDICE II

Neste apêndice será apresentada a influência dos drenos para todos os casos analisados.

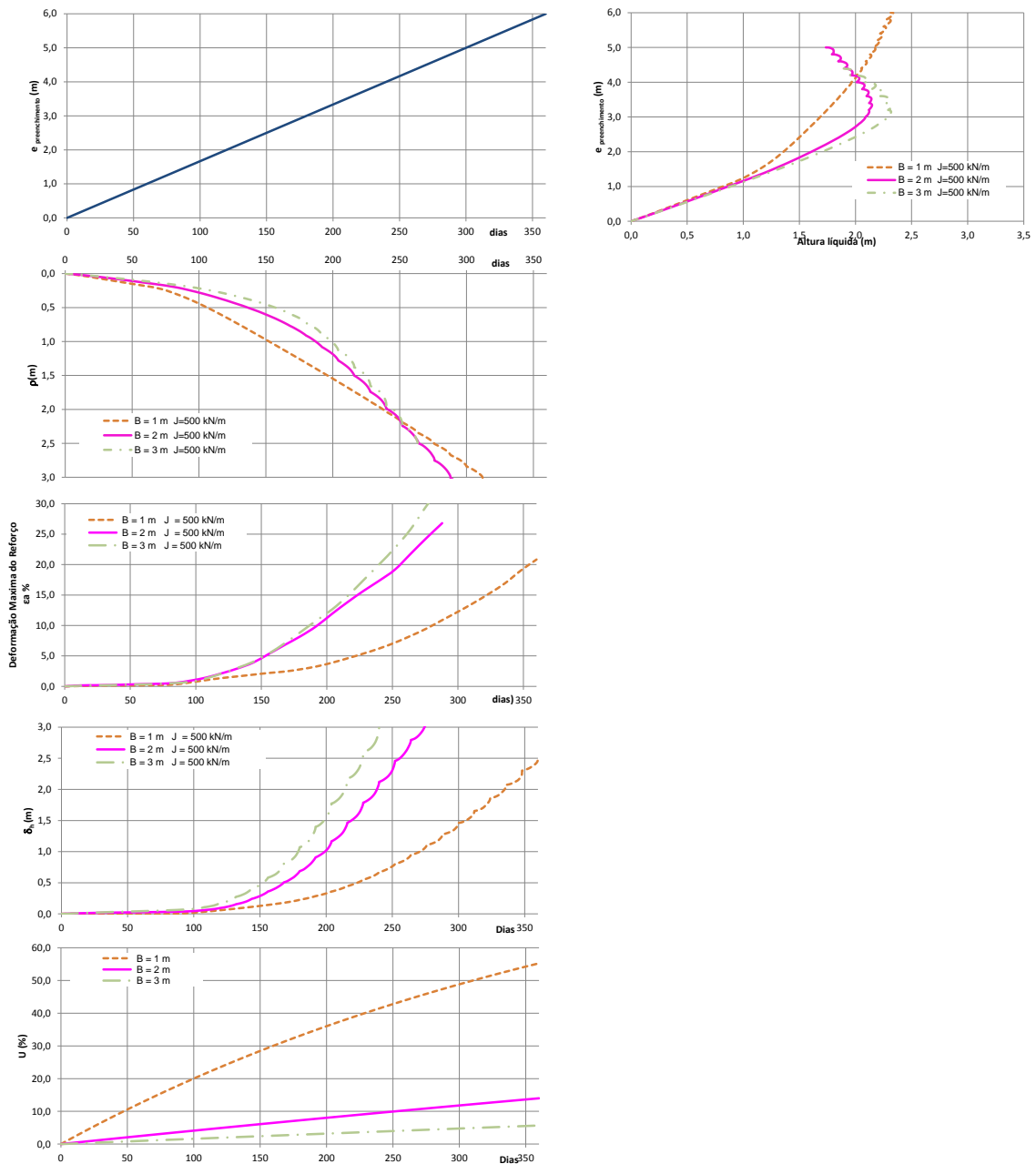


Figura II.1. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 0,5 m/mês e rigidez do reforço $J = 500 \text{ kN/m}$

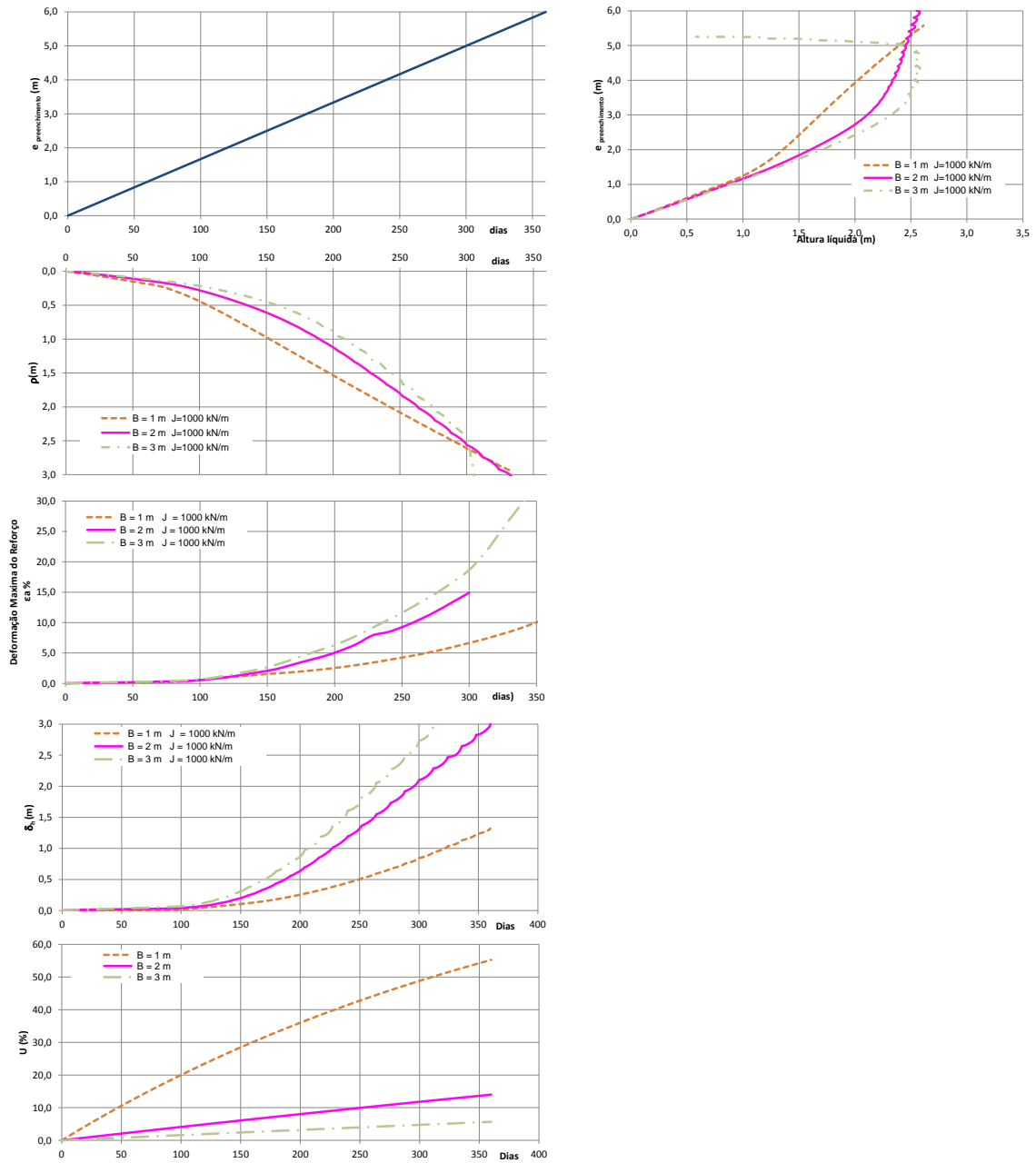


Figura II.2. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 0,5 m/mês e rigidez do reforço $J = 1000 \text{ kN/m}$

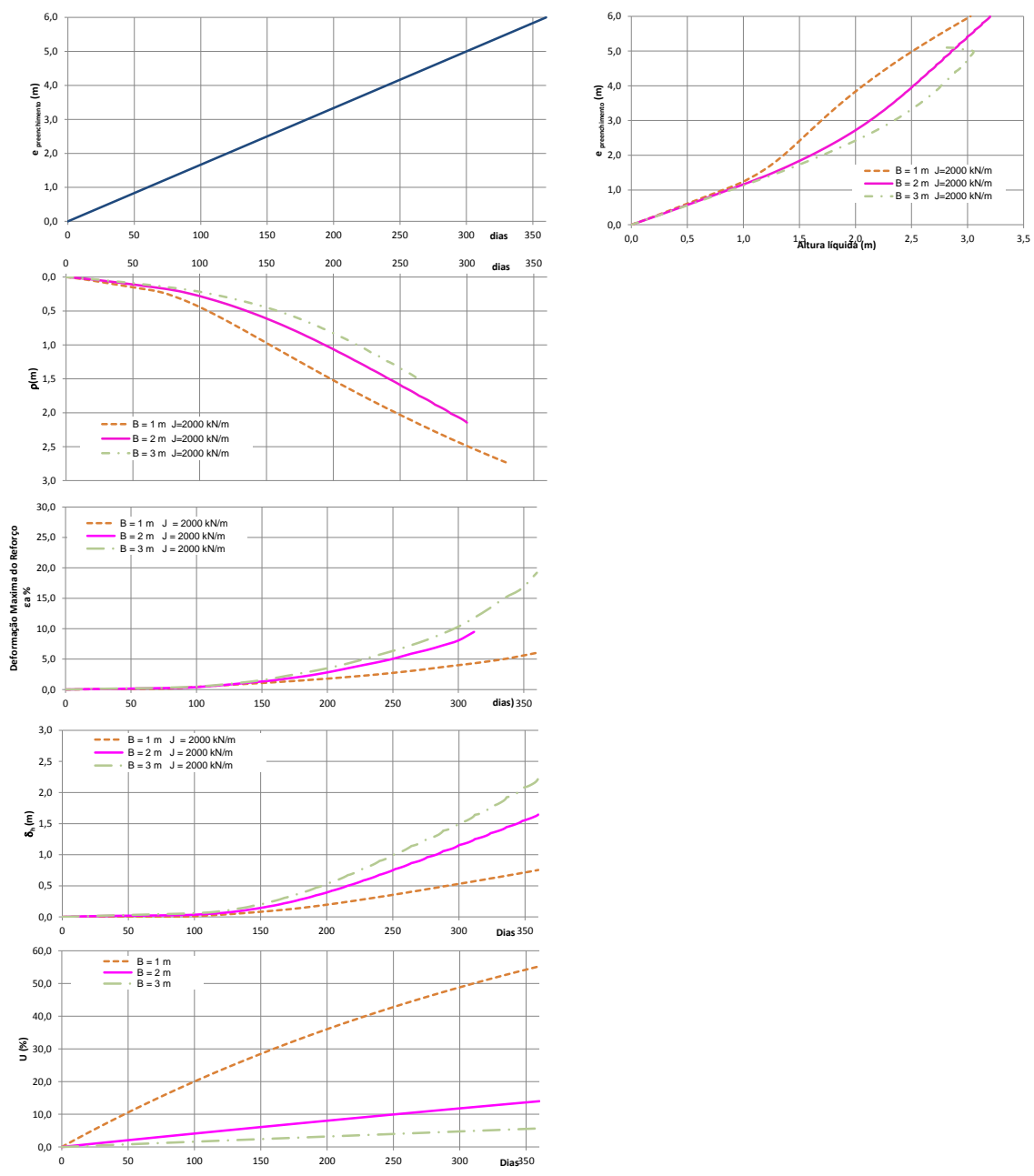


Figura II.3. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 0,5 m/mês e rigidez do reforço $J = 2000 \text{ kN/m}$.

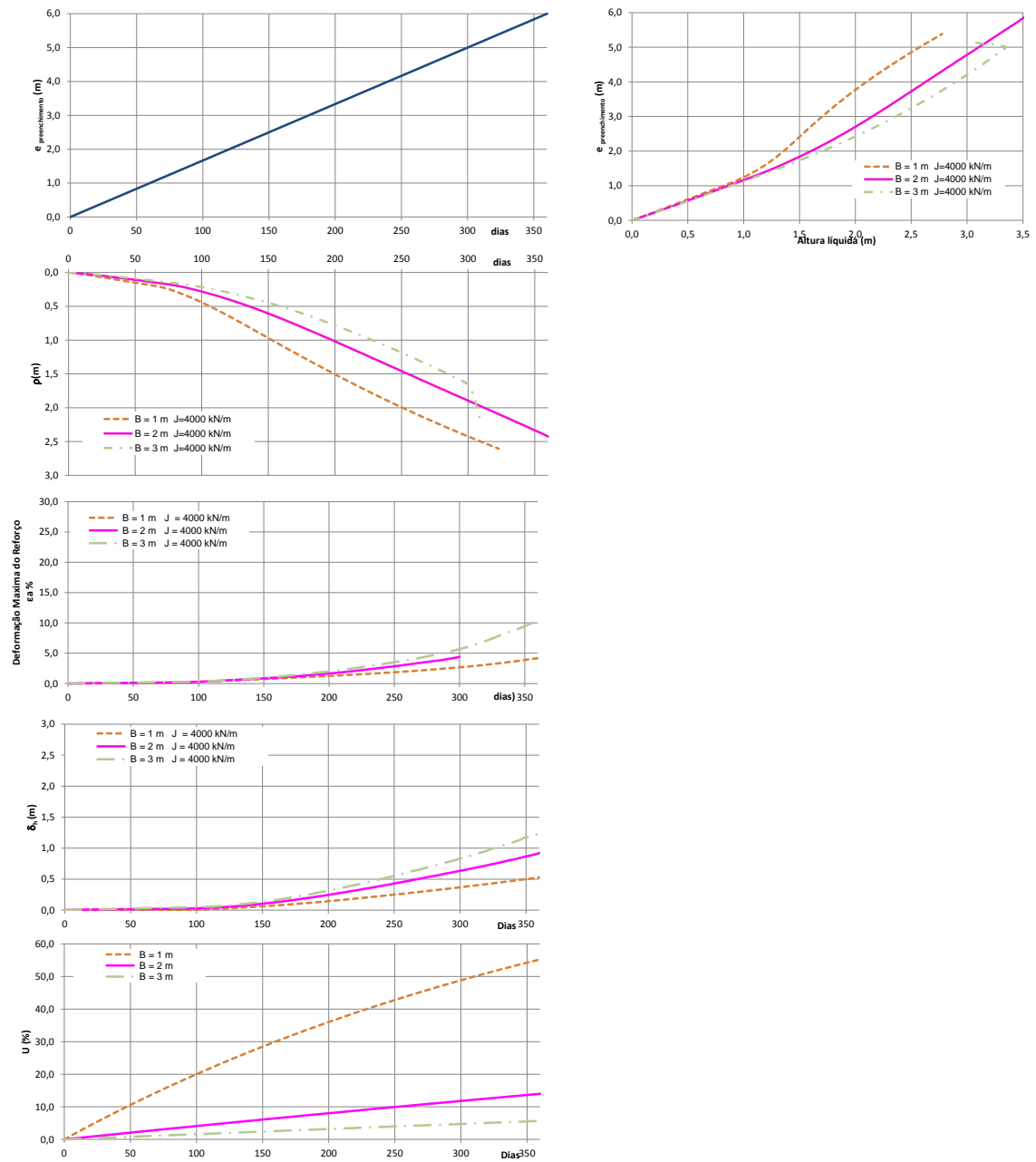


Figura II.4. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 0,5 m/mês e rigidez do reforço $J = 4000 \text{ kN/m}$.

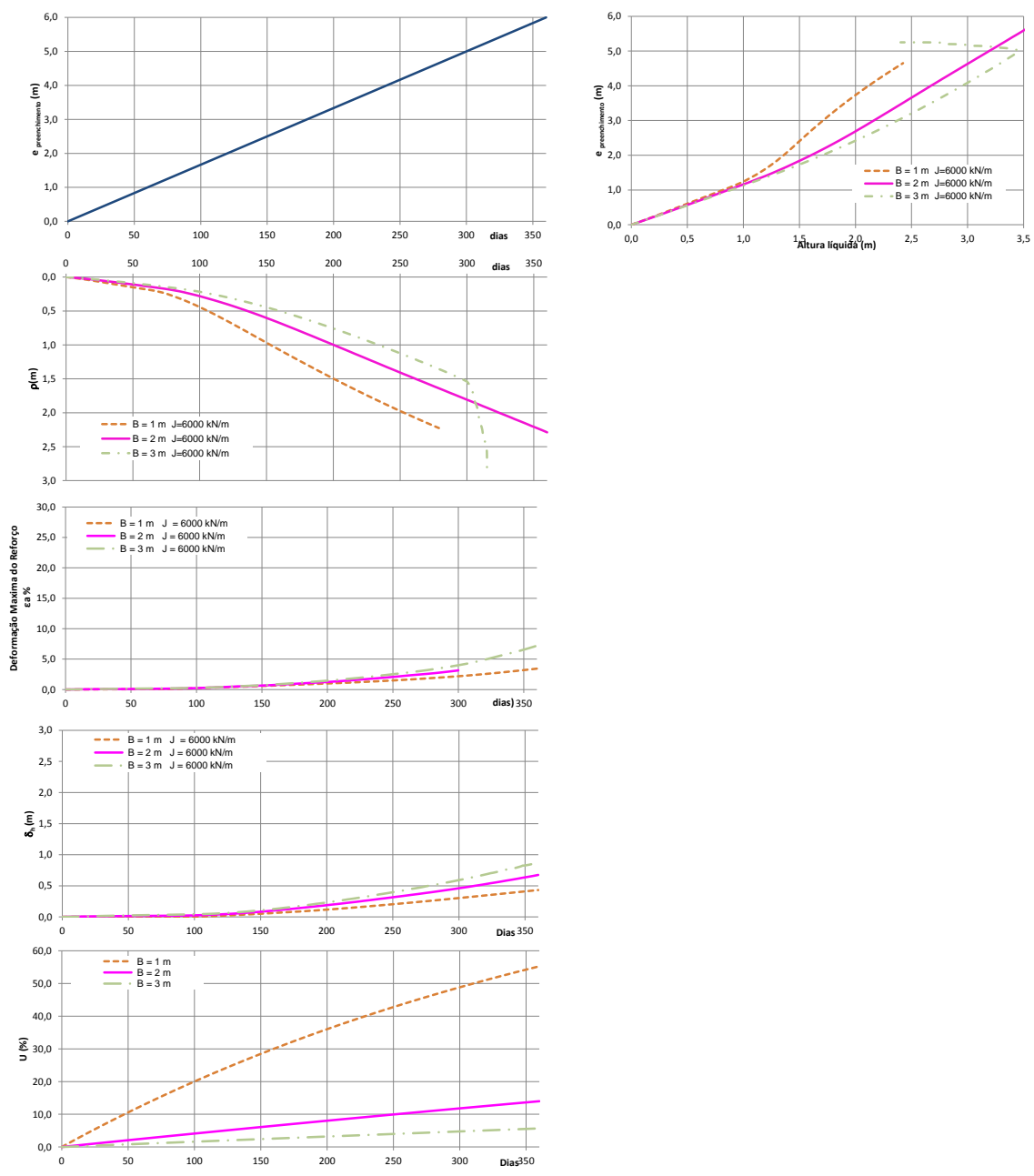


Figura II.5. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 0,5 m/mês e rigidez do reforço $J = 6000 \text{ kN/m}$.

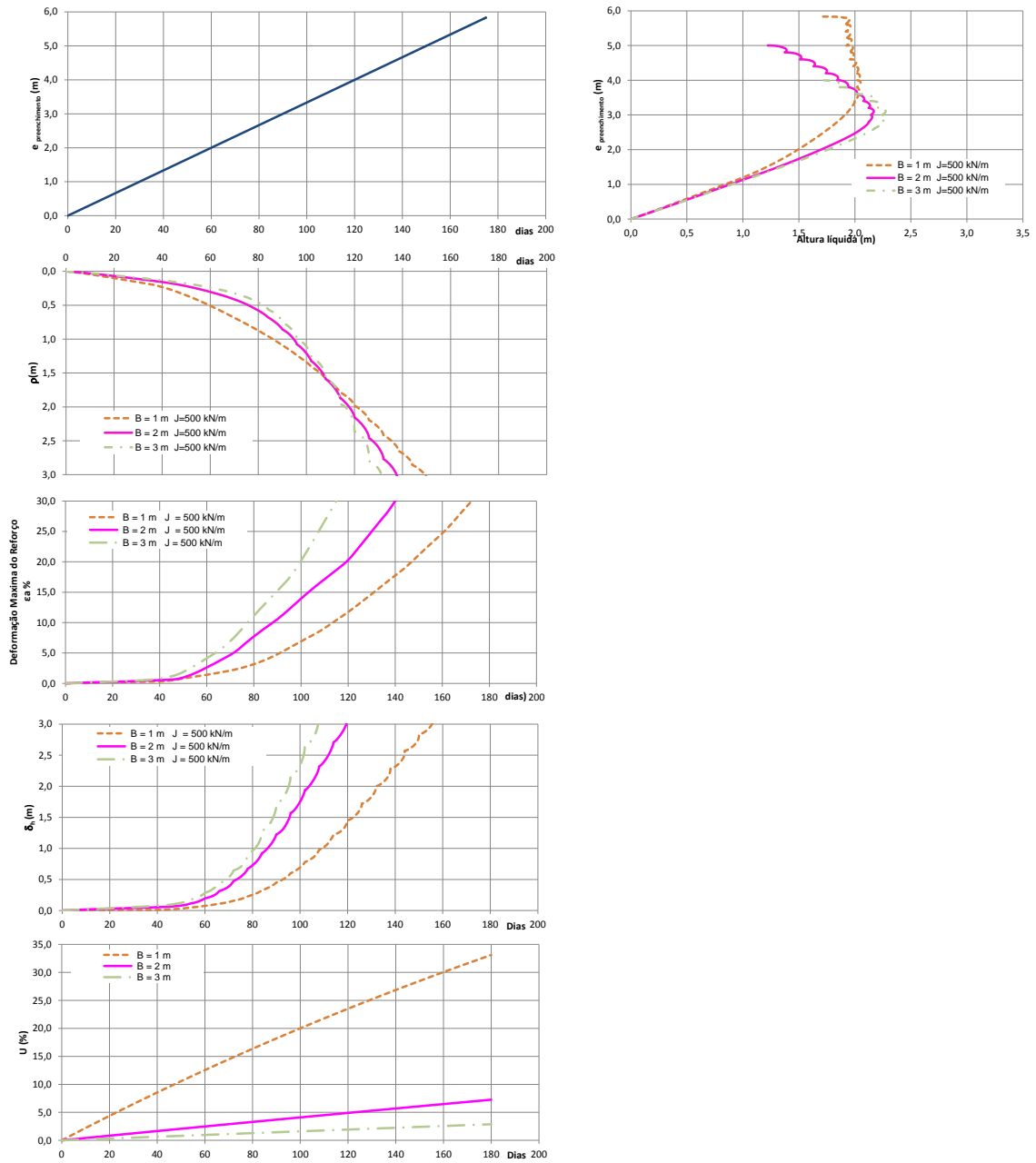


Figura II.6. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 1,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 500\text{ kN/m}$.

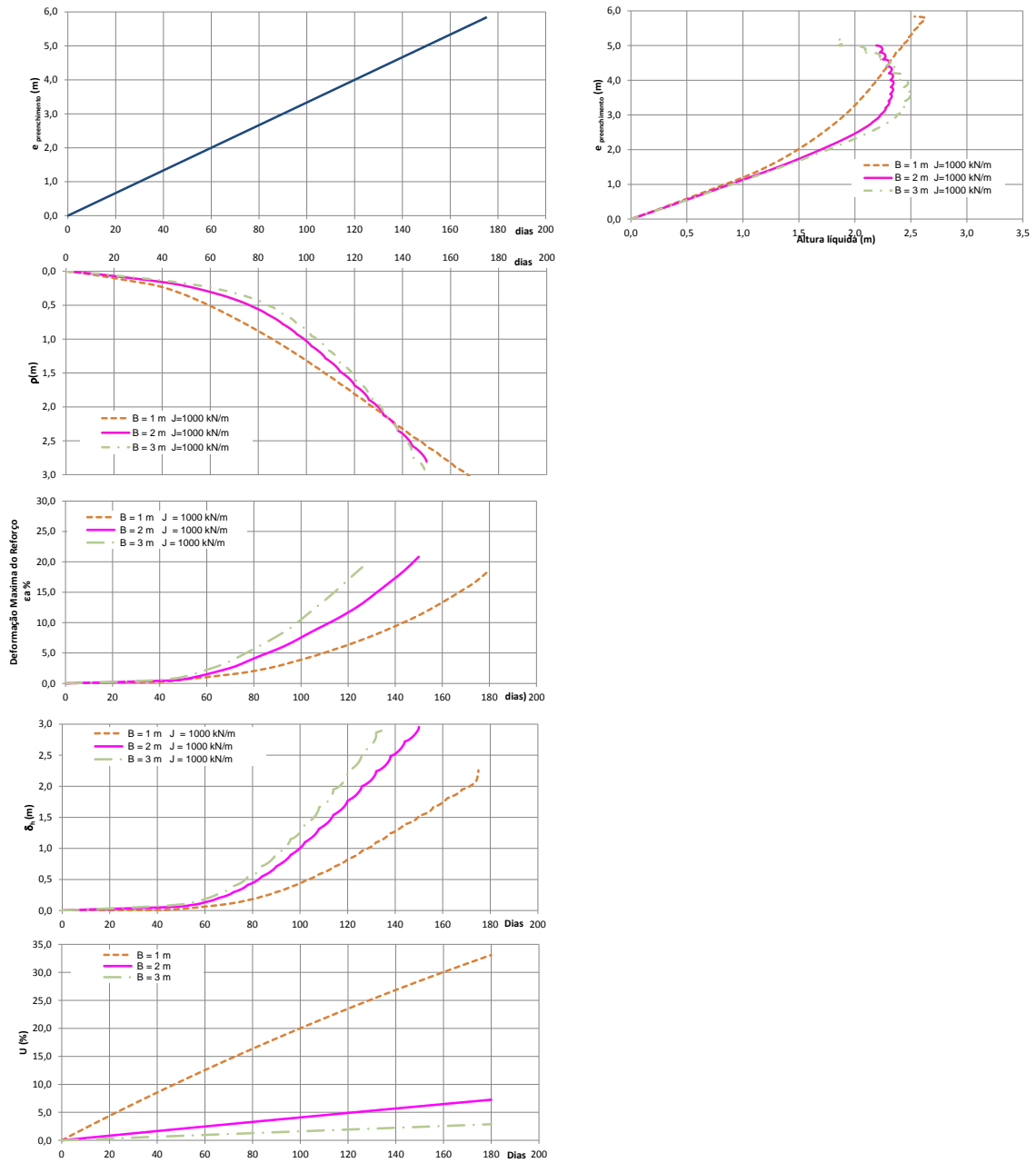


Figura II.7. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 1,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 1000 \text{ kN/m}$.

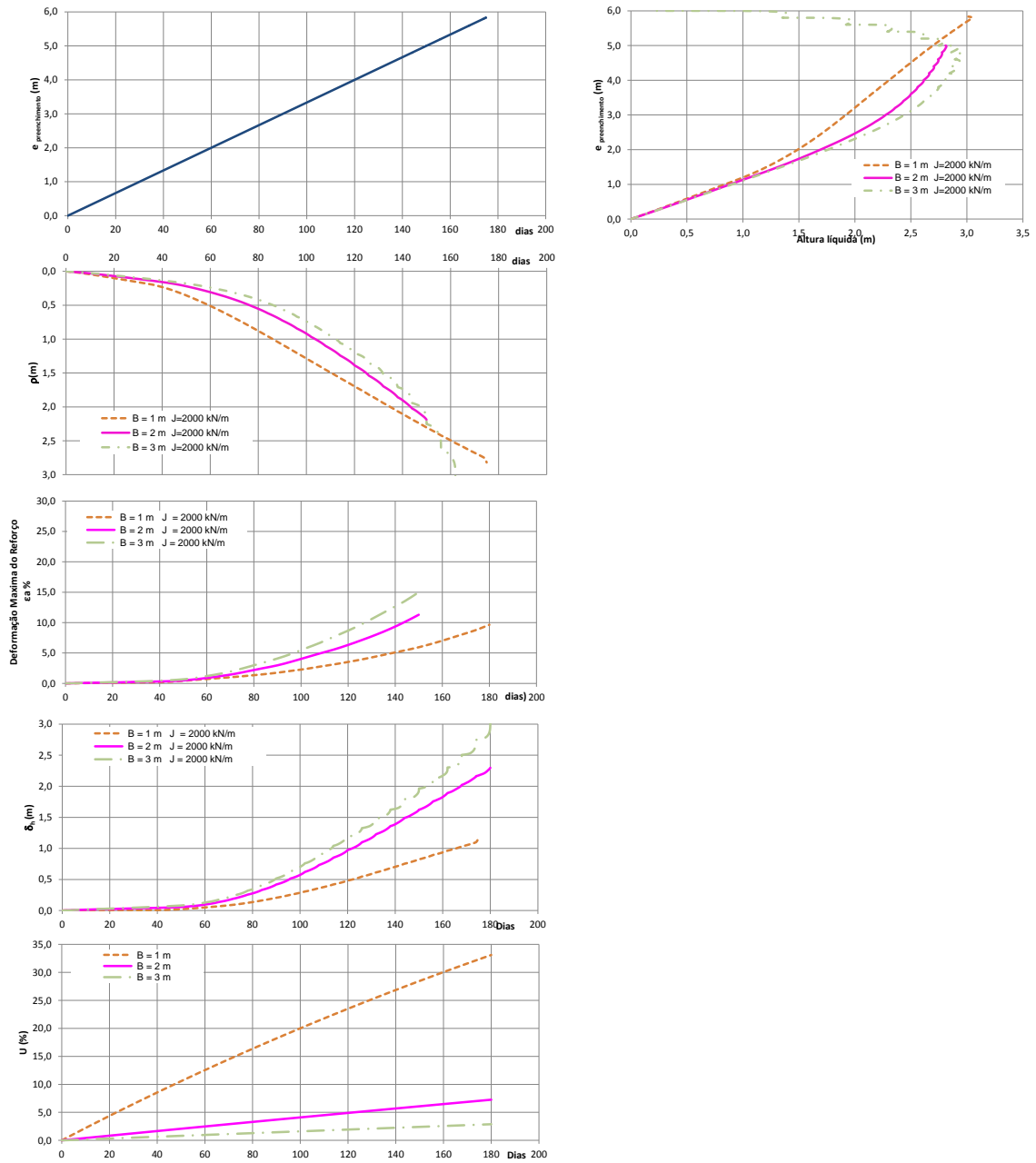


Figura II.8. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 1,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 2000 \text{ kN/m}$.

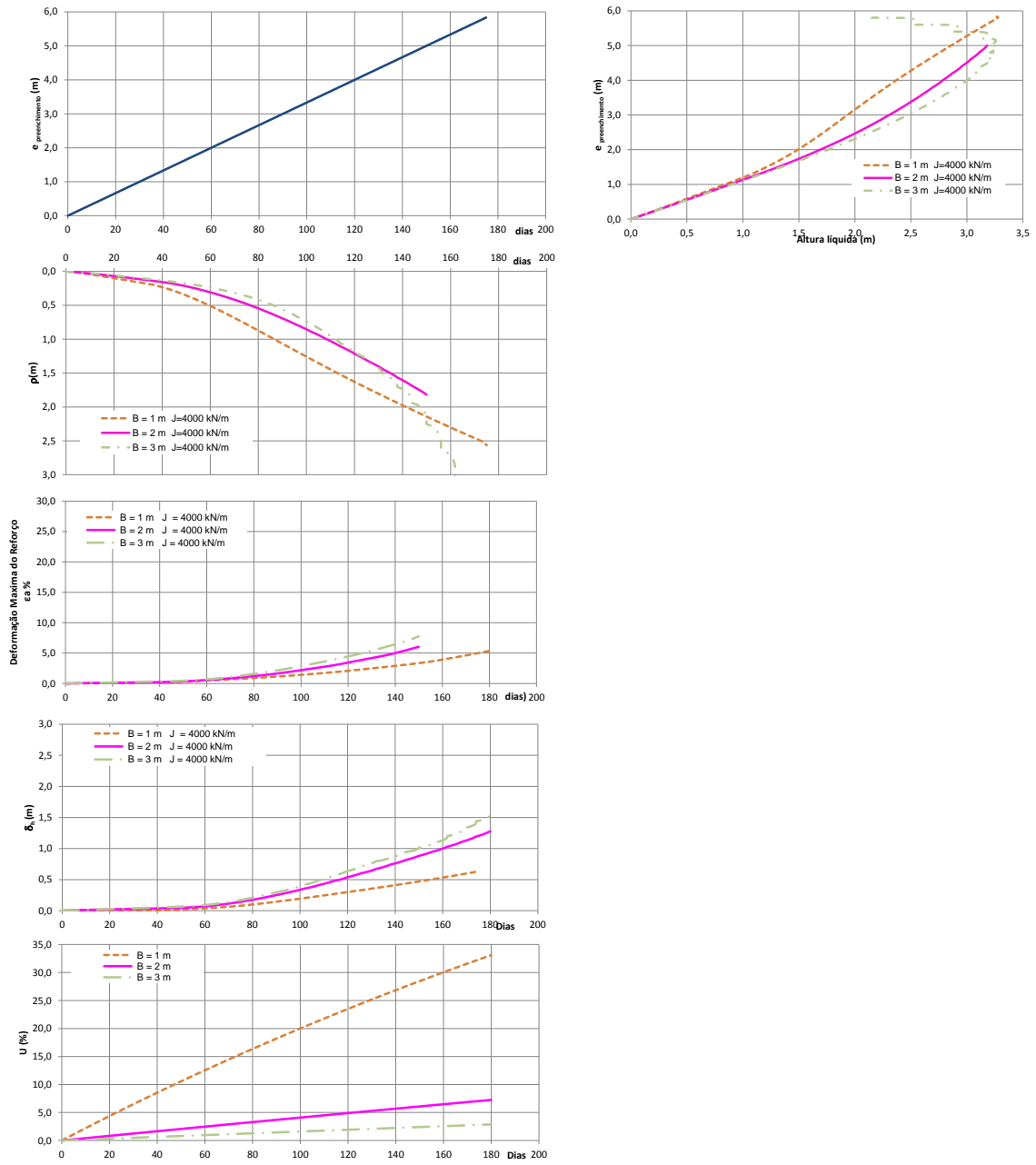


Figura II.9. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 1,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 4000 \text{ kN/m}$.

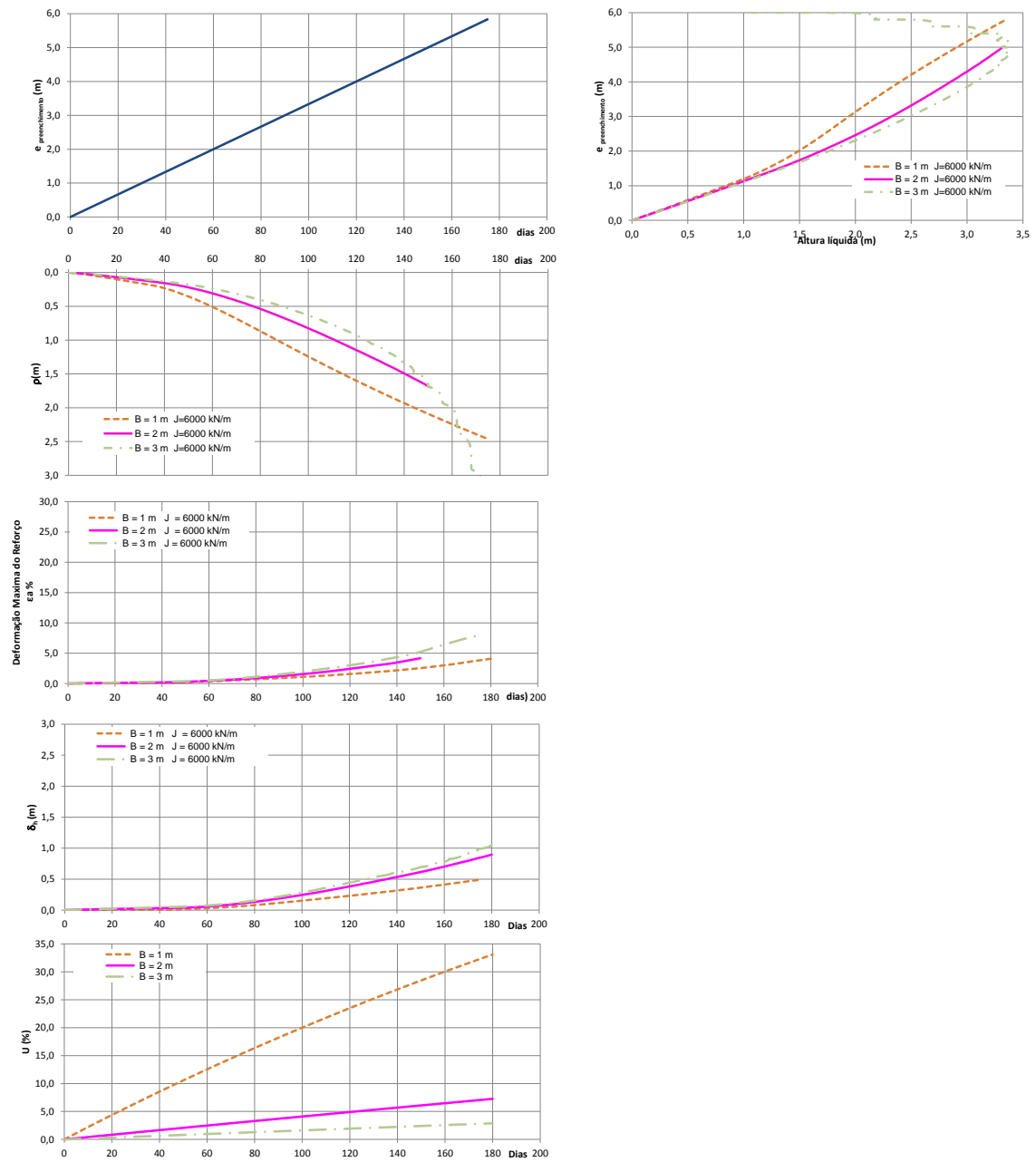


Figura II.10. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 1,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 6000$ kN/m.

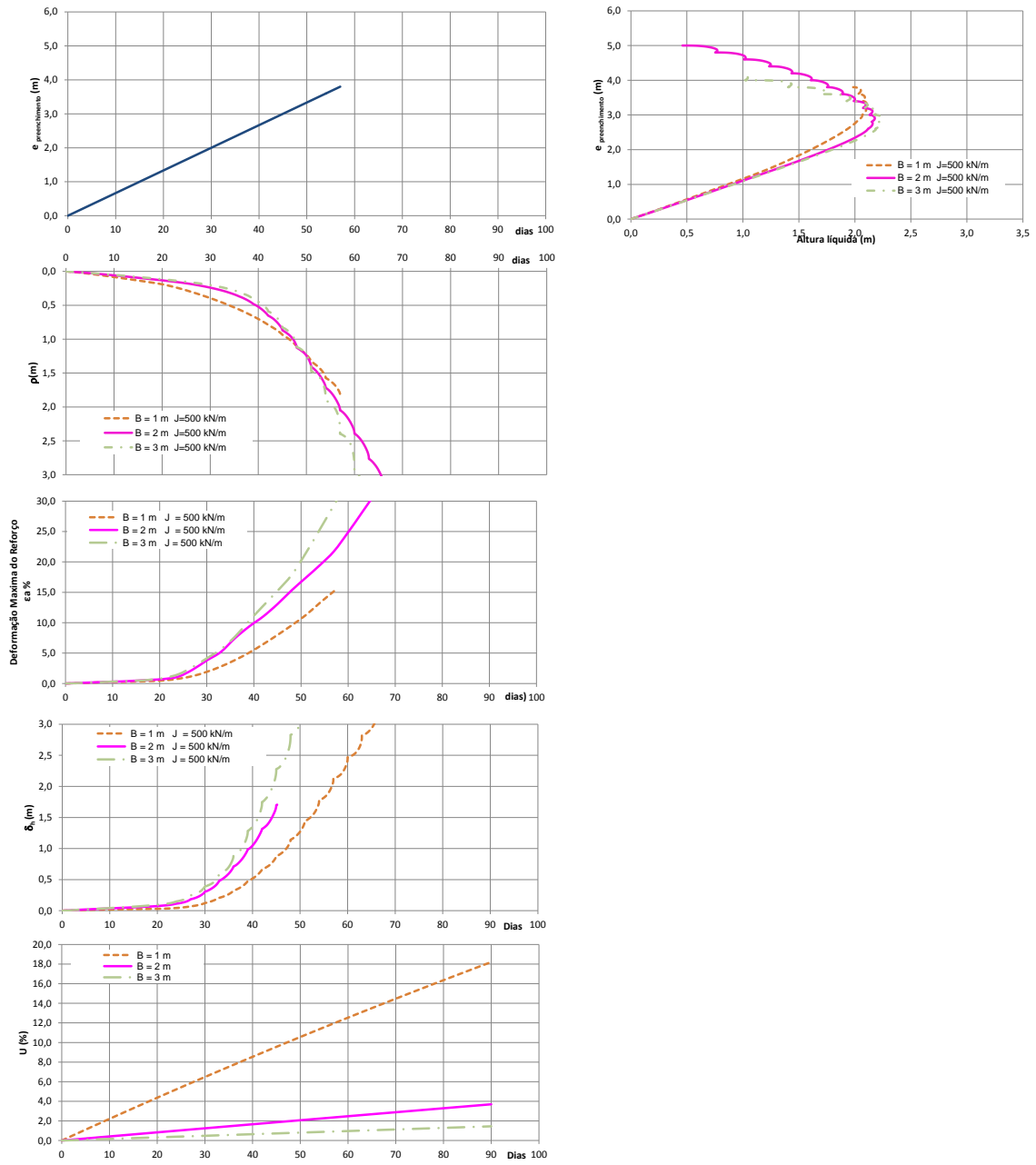


Figura II.11. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 2,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 500 \text{ kN/m}$.

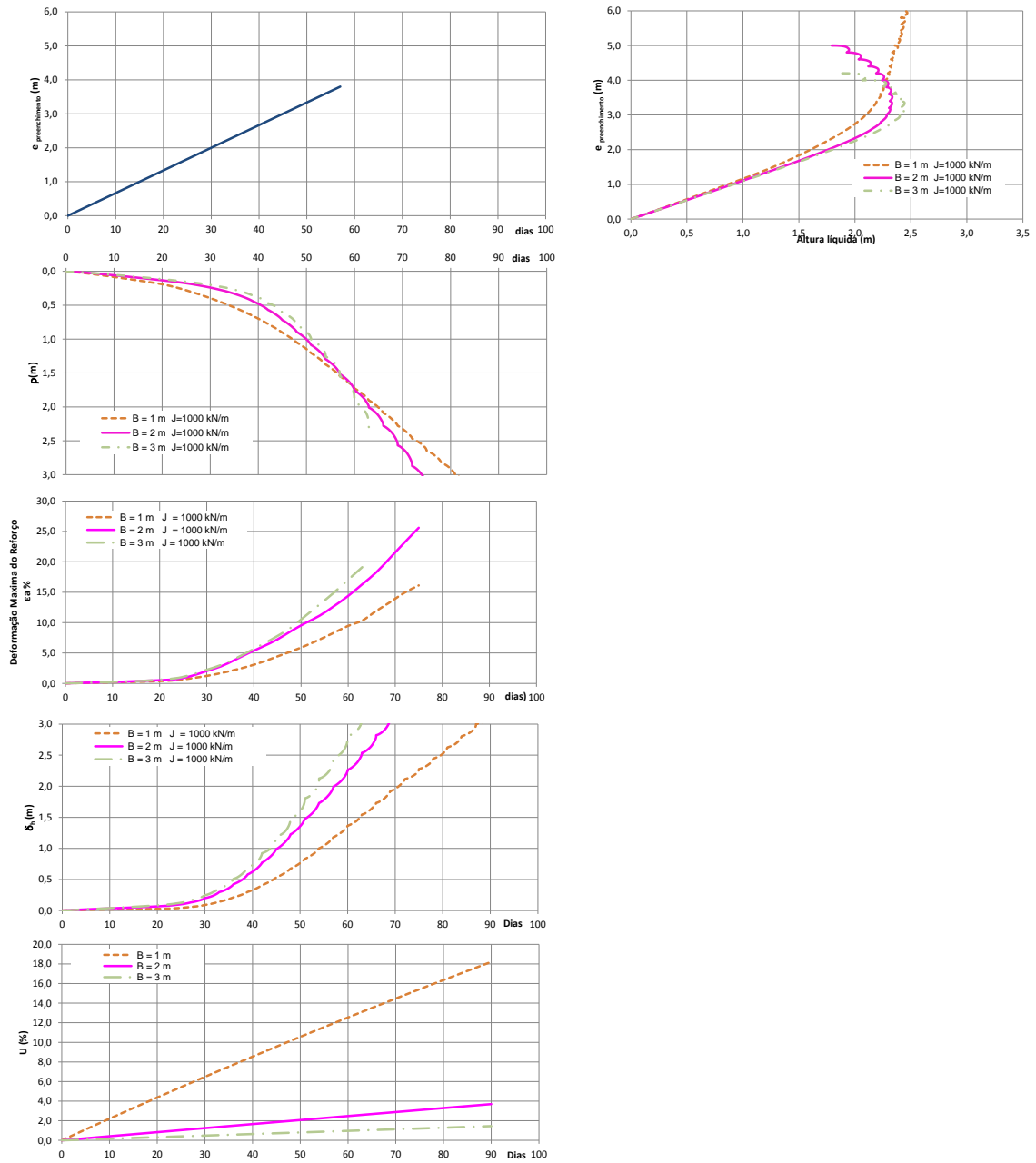


Figura II.12. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 2,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 1000 \text{ kN/m}$.

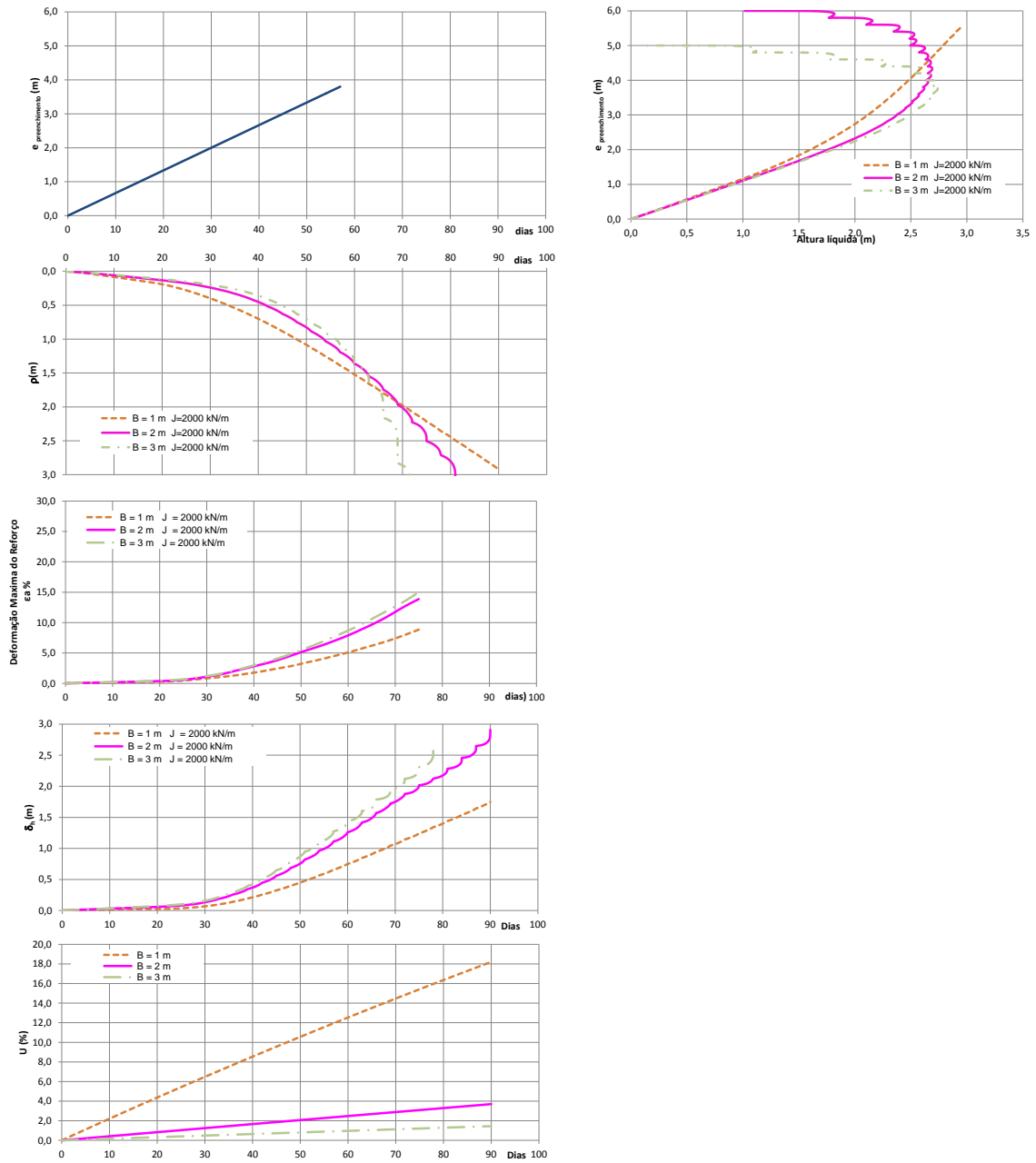


Figura II.13. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 2,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.

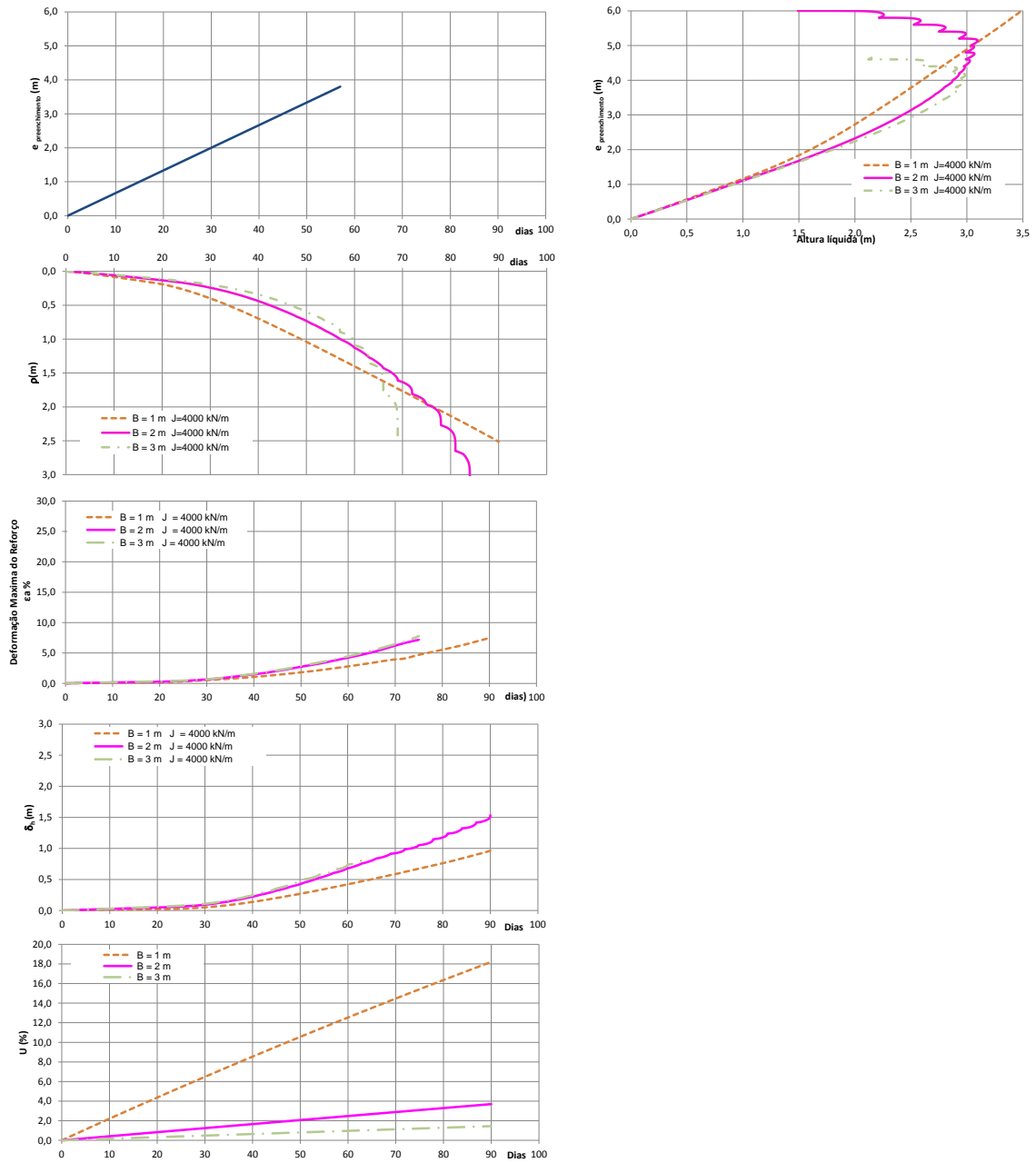


Figura II.14. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 2,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 4000 \text{ kN/m}$.

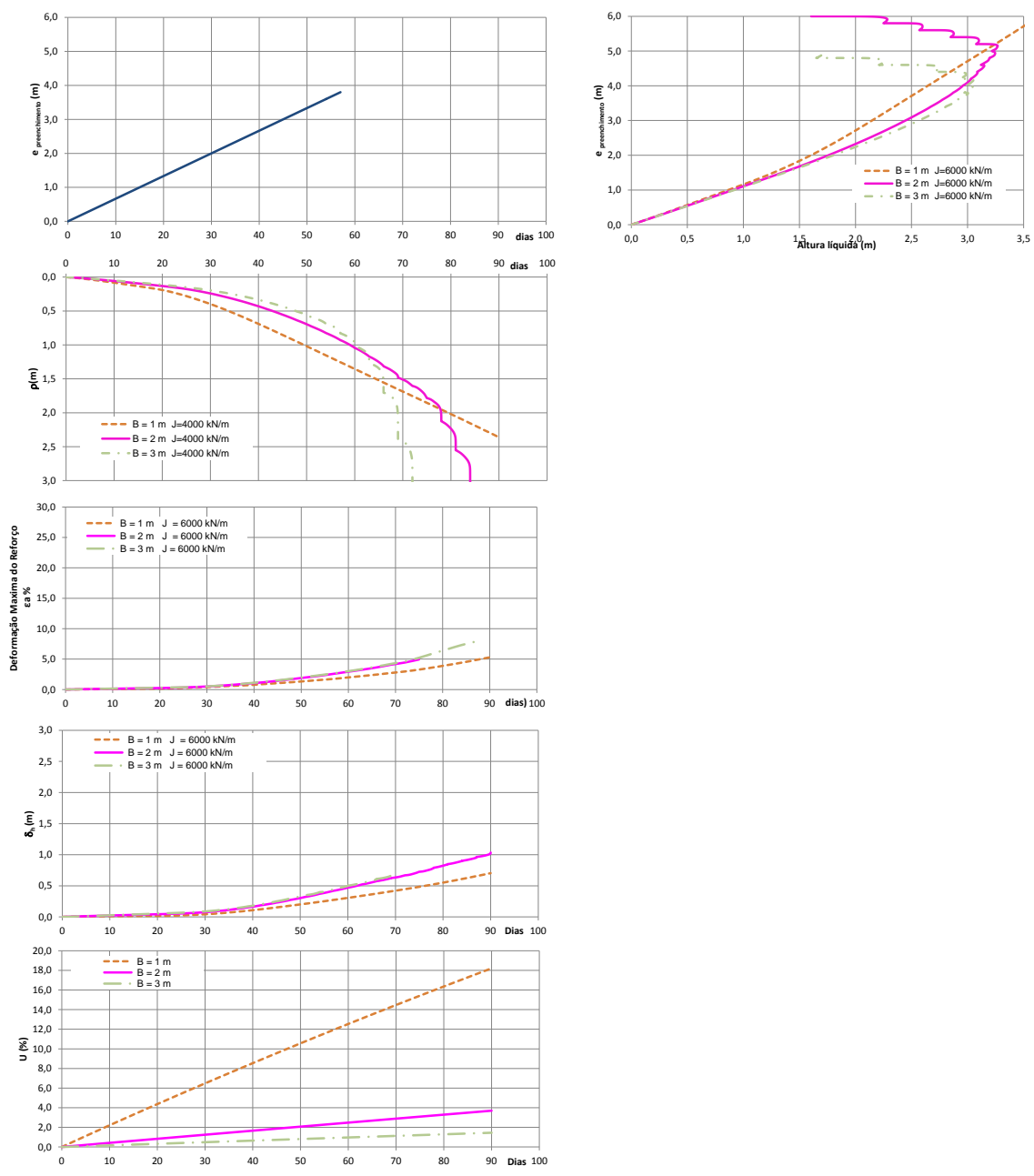


Figura II.15. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 2,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 6000 \text{ kN/m}$.

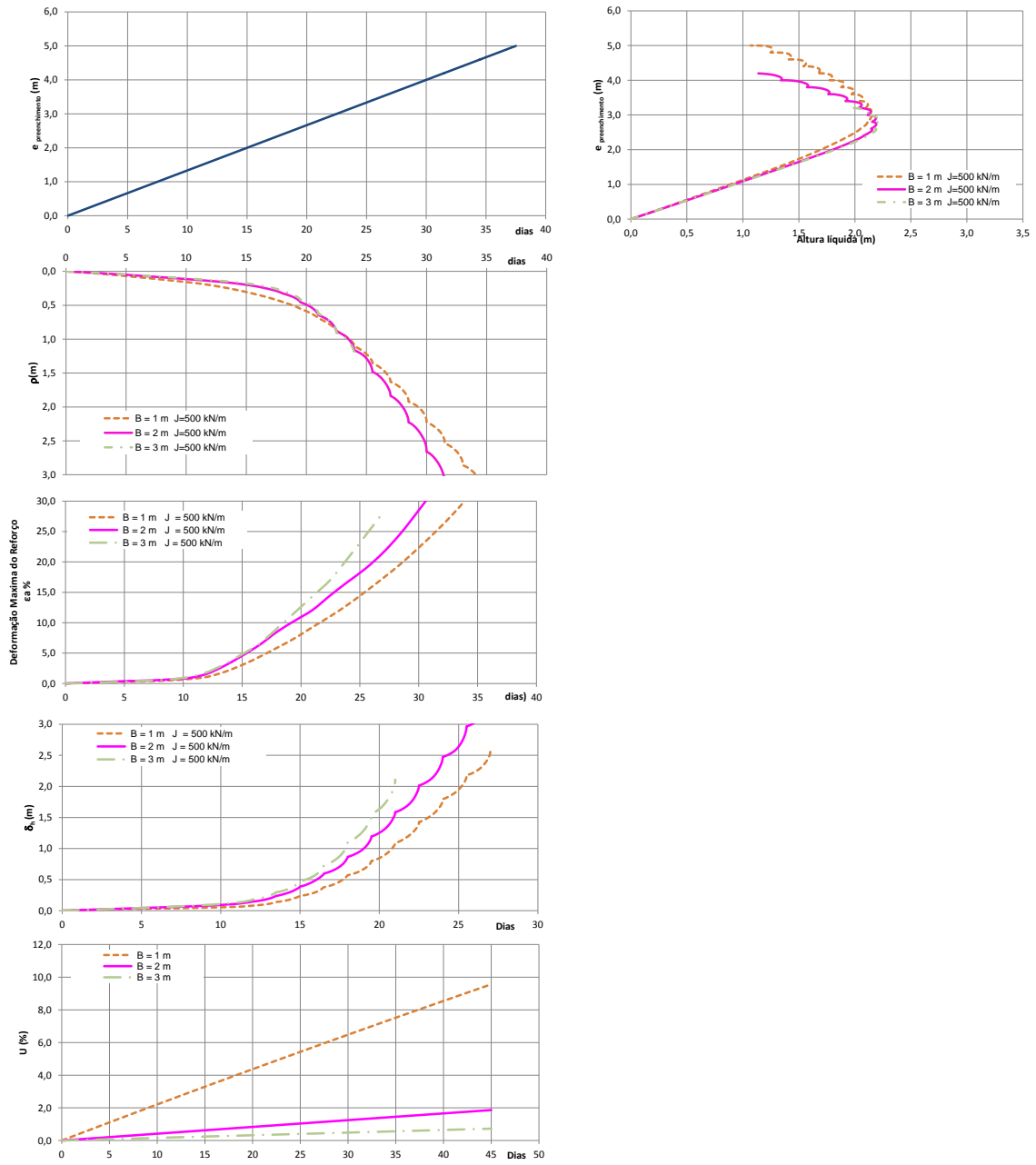


Figura II.16. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 4,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 500 \text{ kN/m}$.

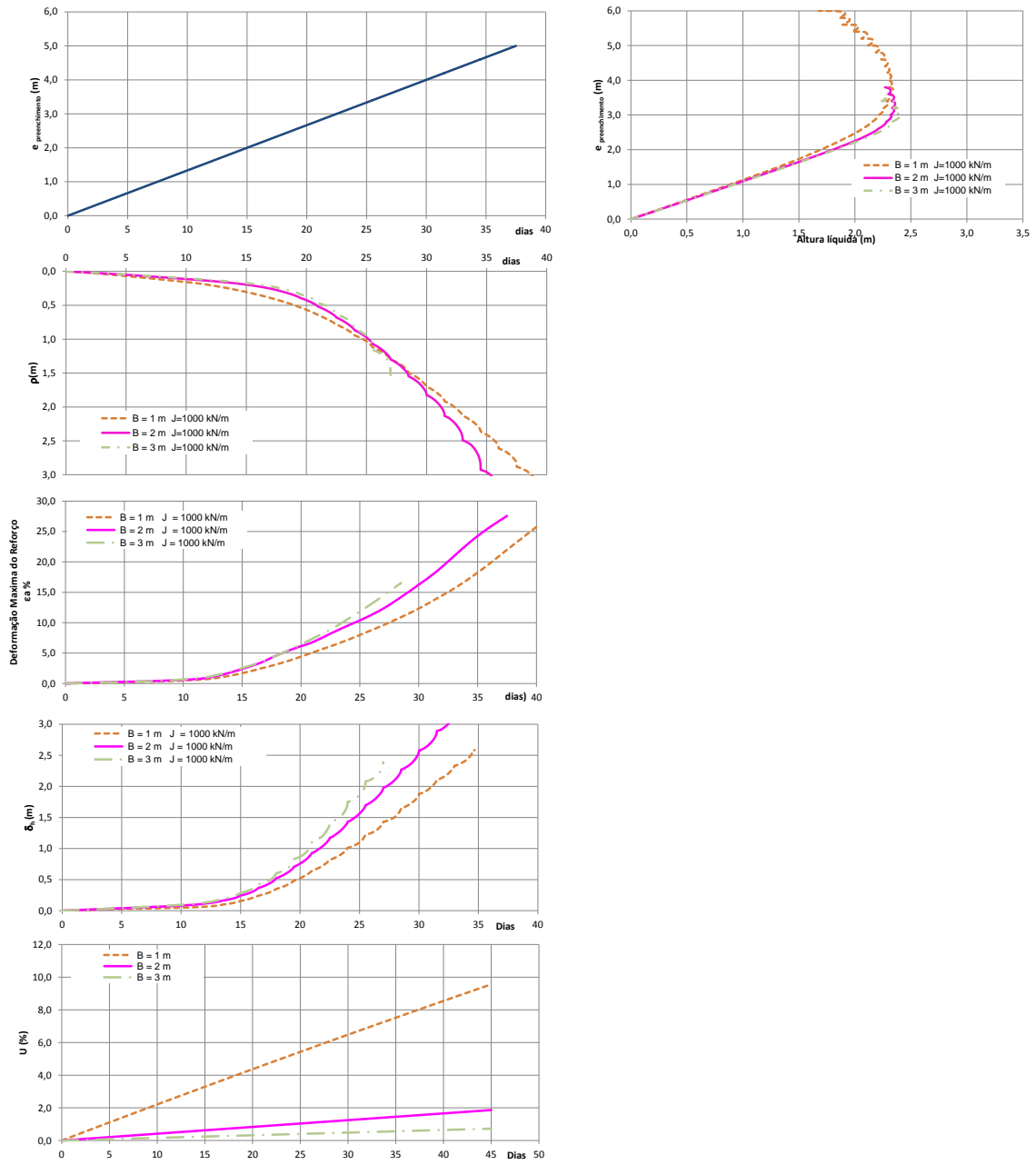


Figura II.17. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 4,0 m/mês e rigidez do reforço J = 1000 kN/m.

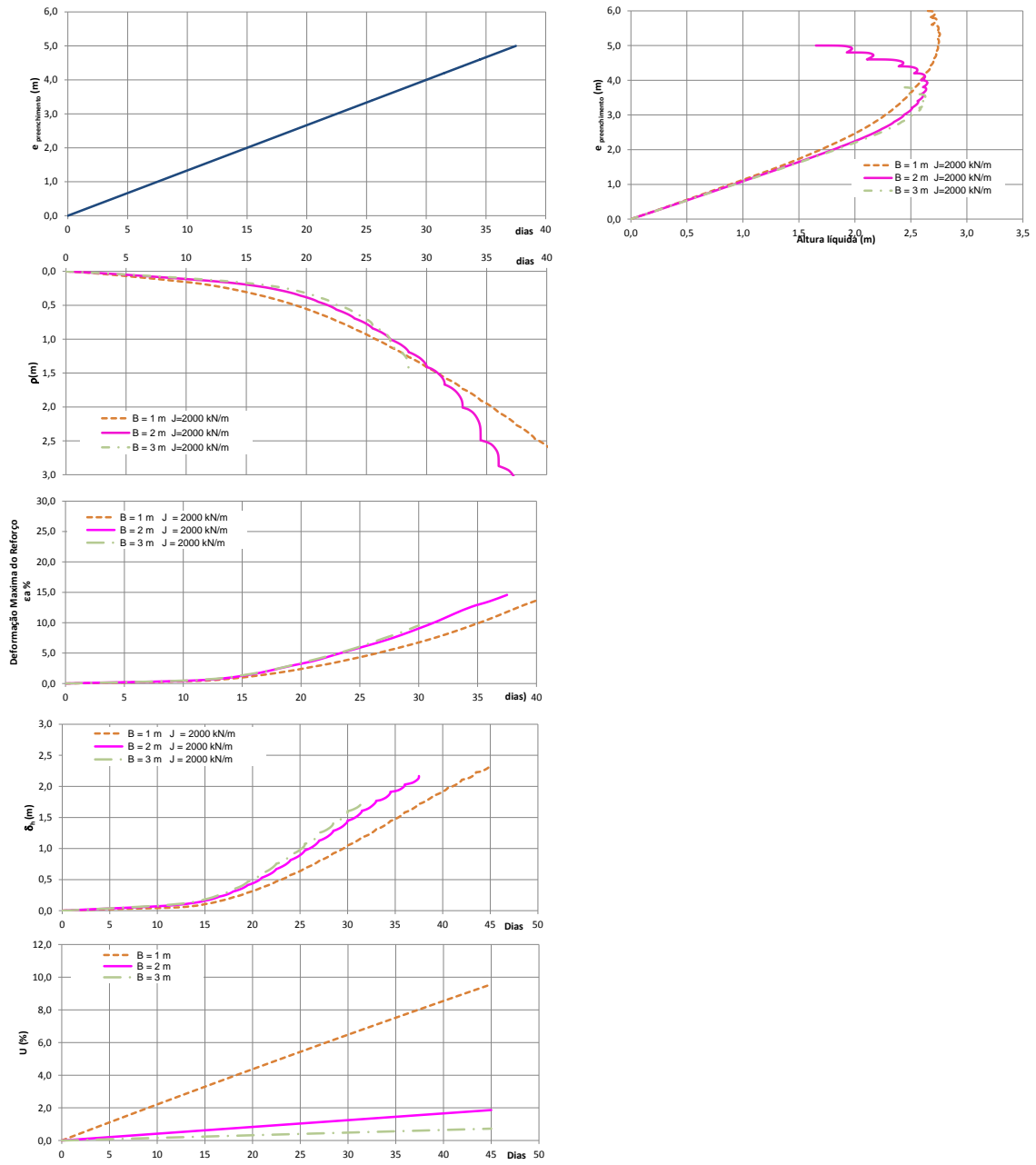


Figura II.18. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 4,0 m/mês e rigidez do reforço J = 2000 kN/m.

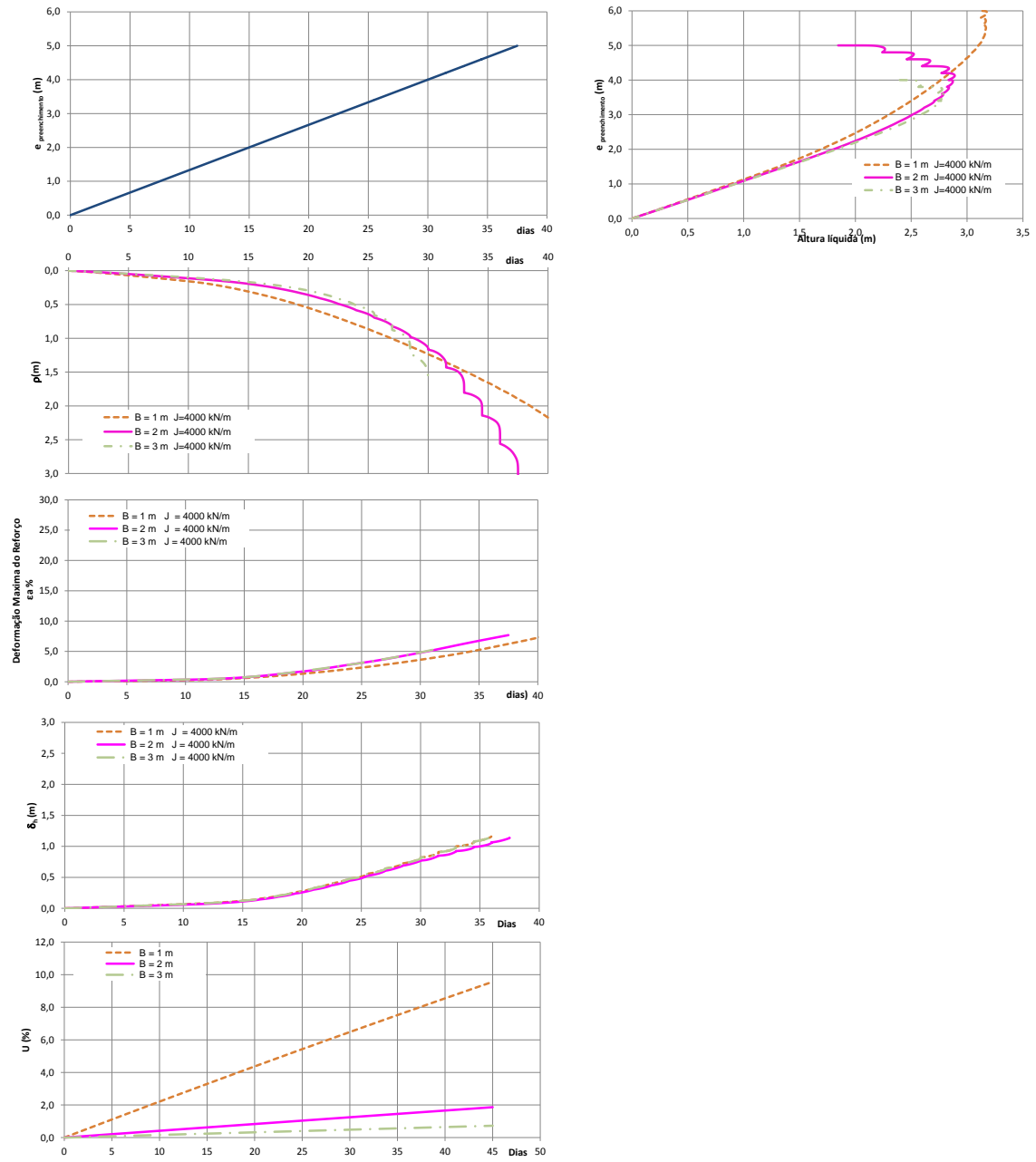


Figura II.19. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 4,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 4000 \text{ kN/m}$.

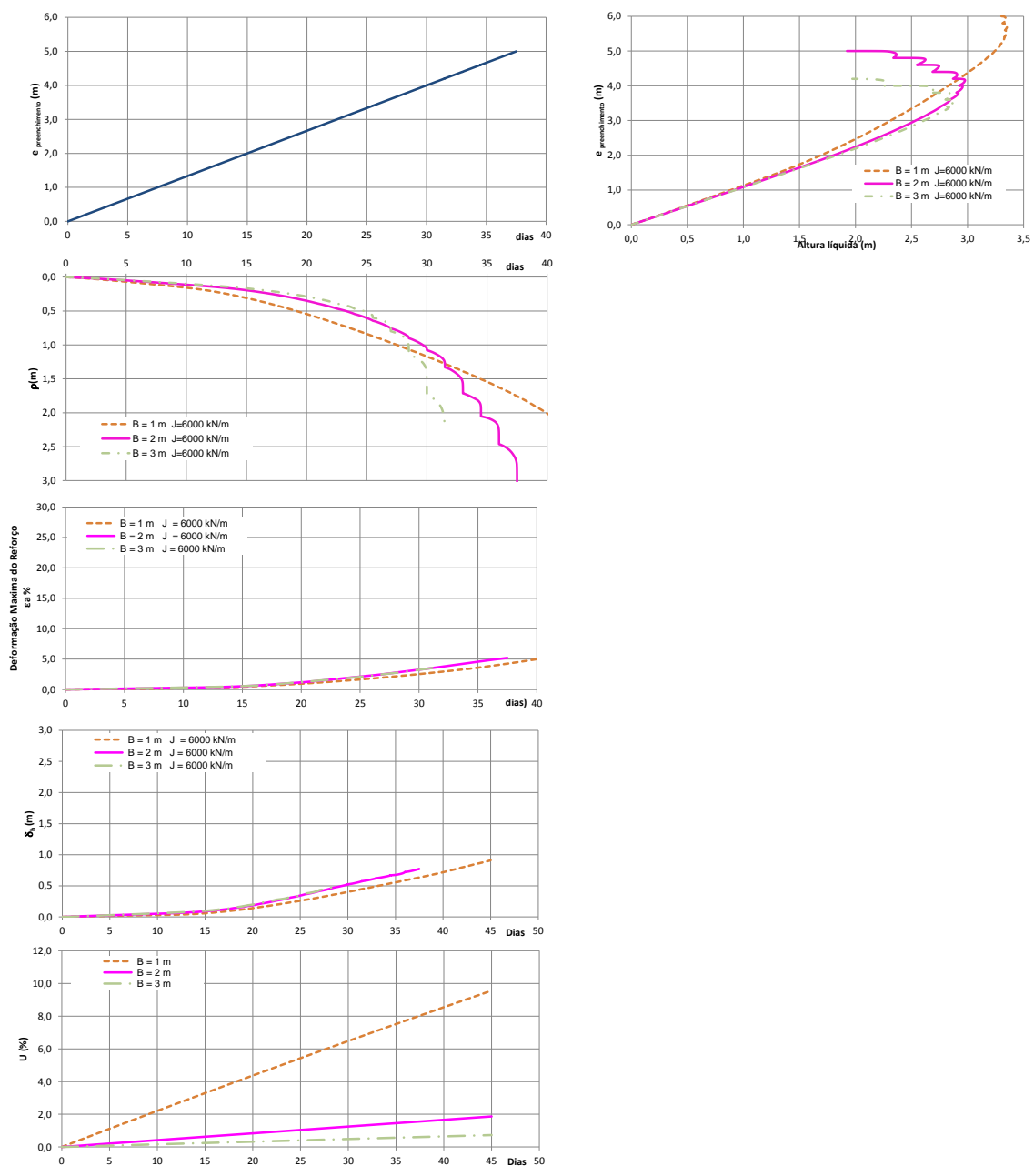


Figura II.20. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 4,0 m/mês e rigidez do reforço J = 6000 kN/m.

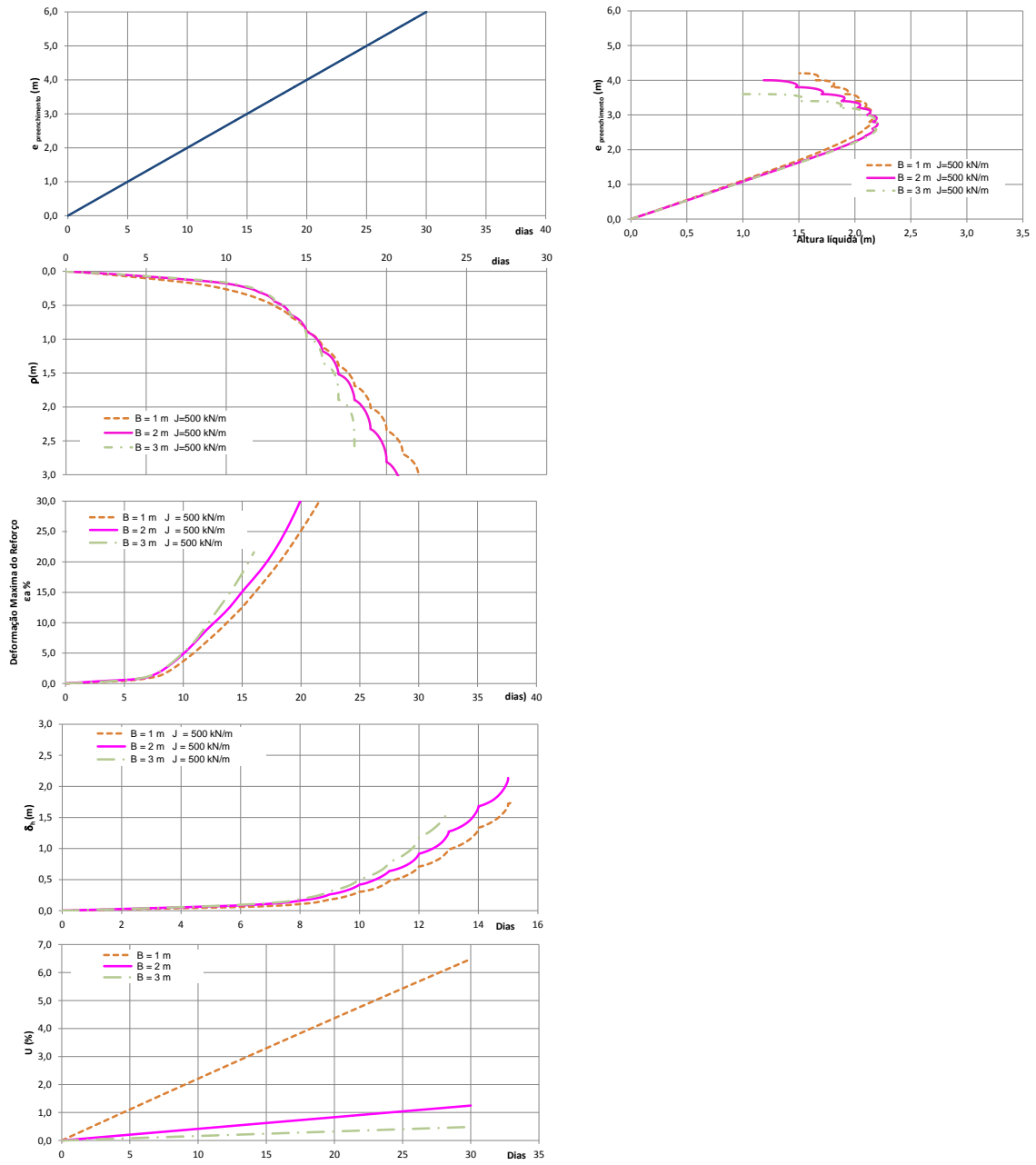


Figura II.21. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 6,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 500 \text{ kN/m}$.

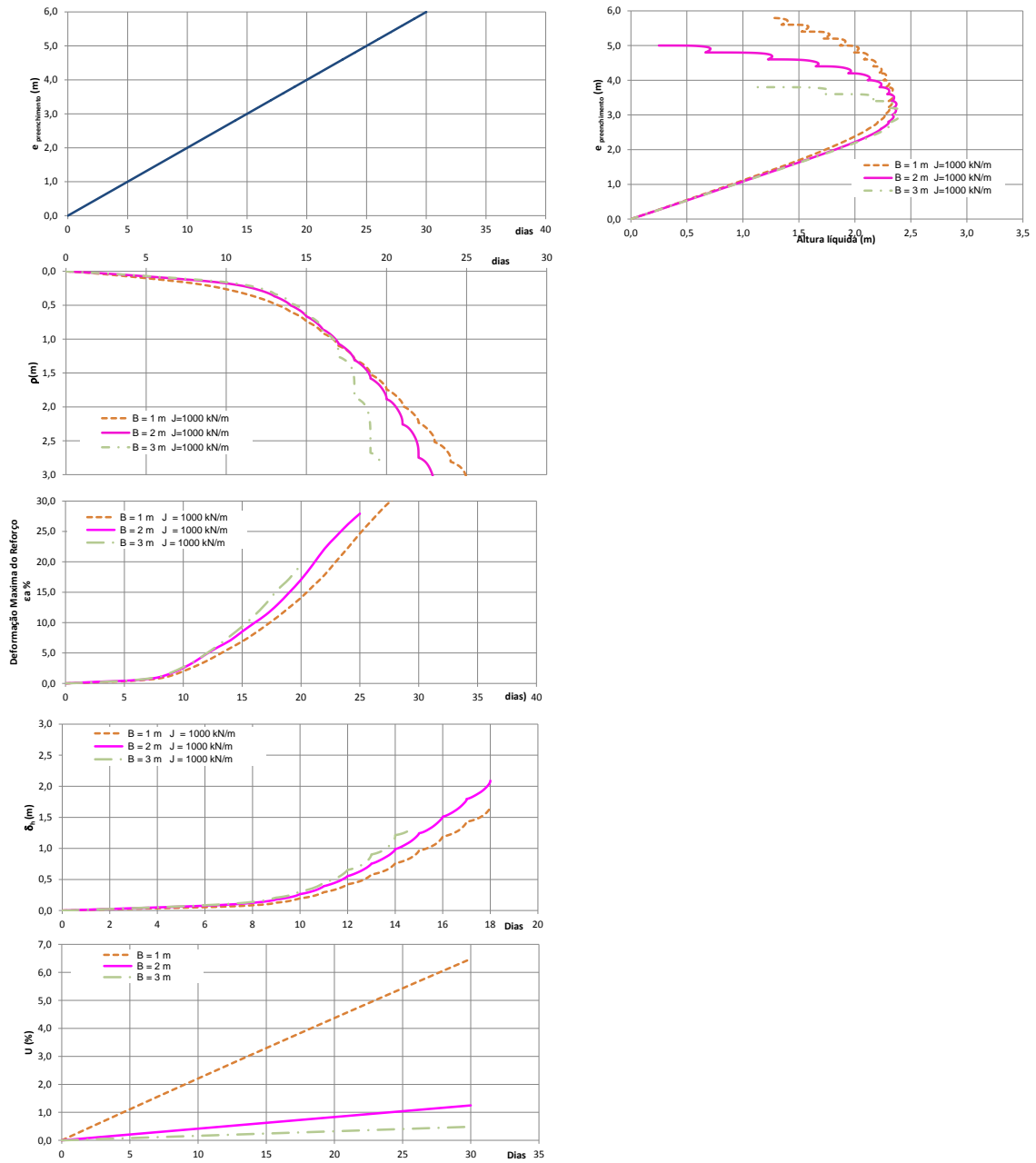


Figura II.22. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 6,0 m/mês e rigidez do reforço J = 1000 kN/m.

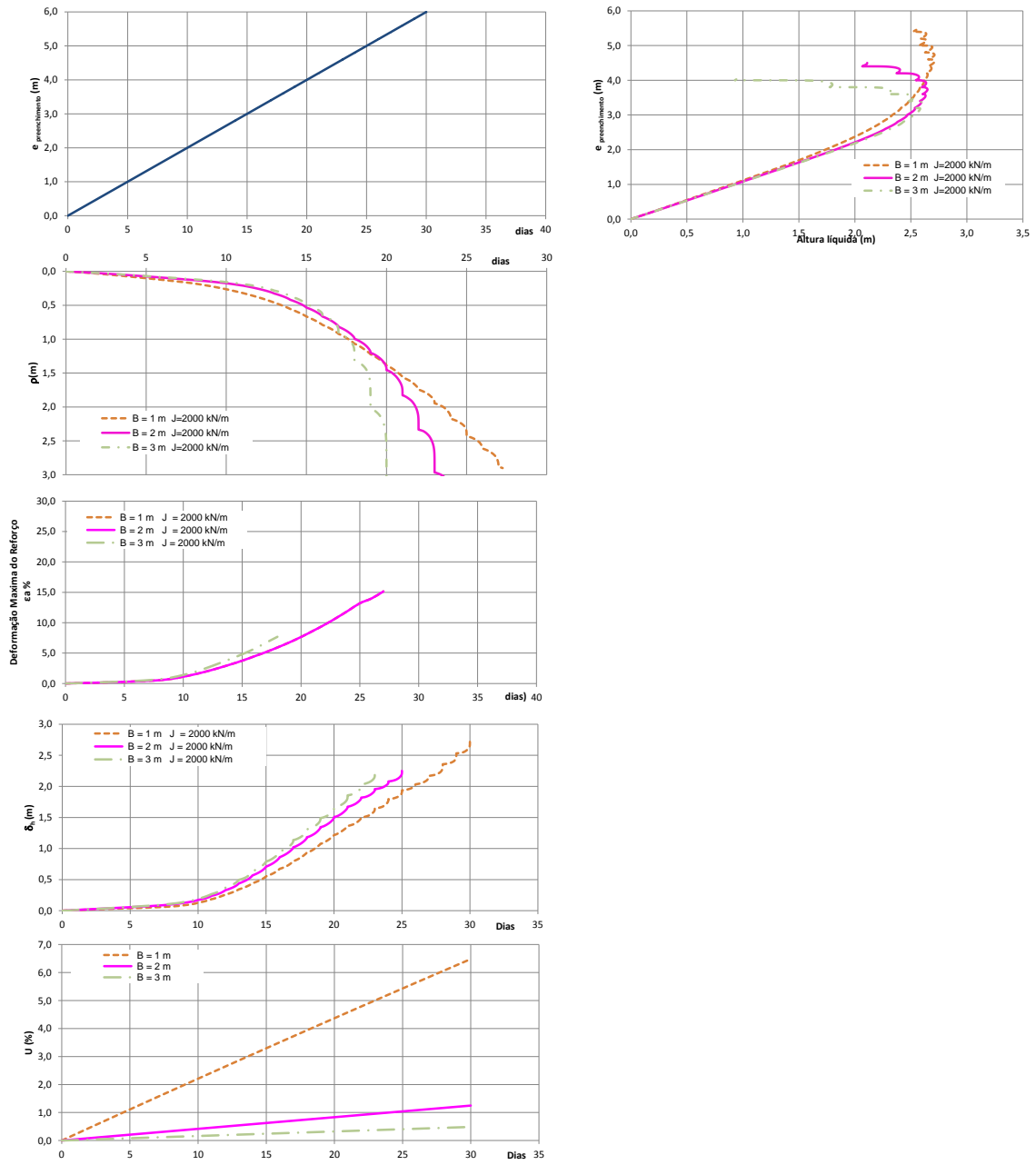


Figura II.23. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 6,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 2000\text{ kN/m}$.

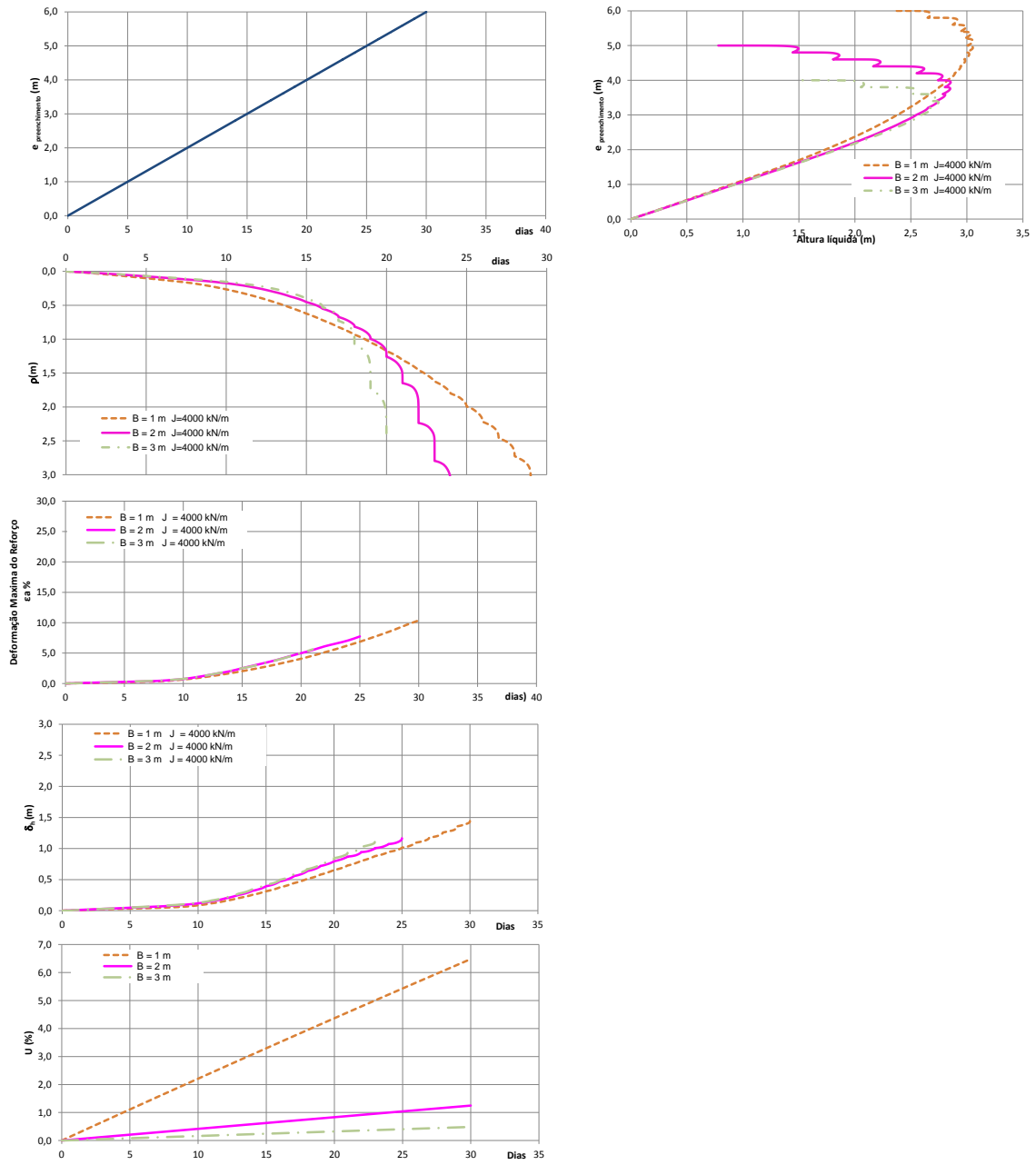


Figura II.24. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 6,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 4000\text{ kN/m}$.

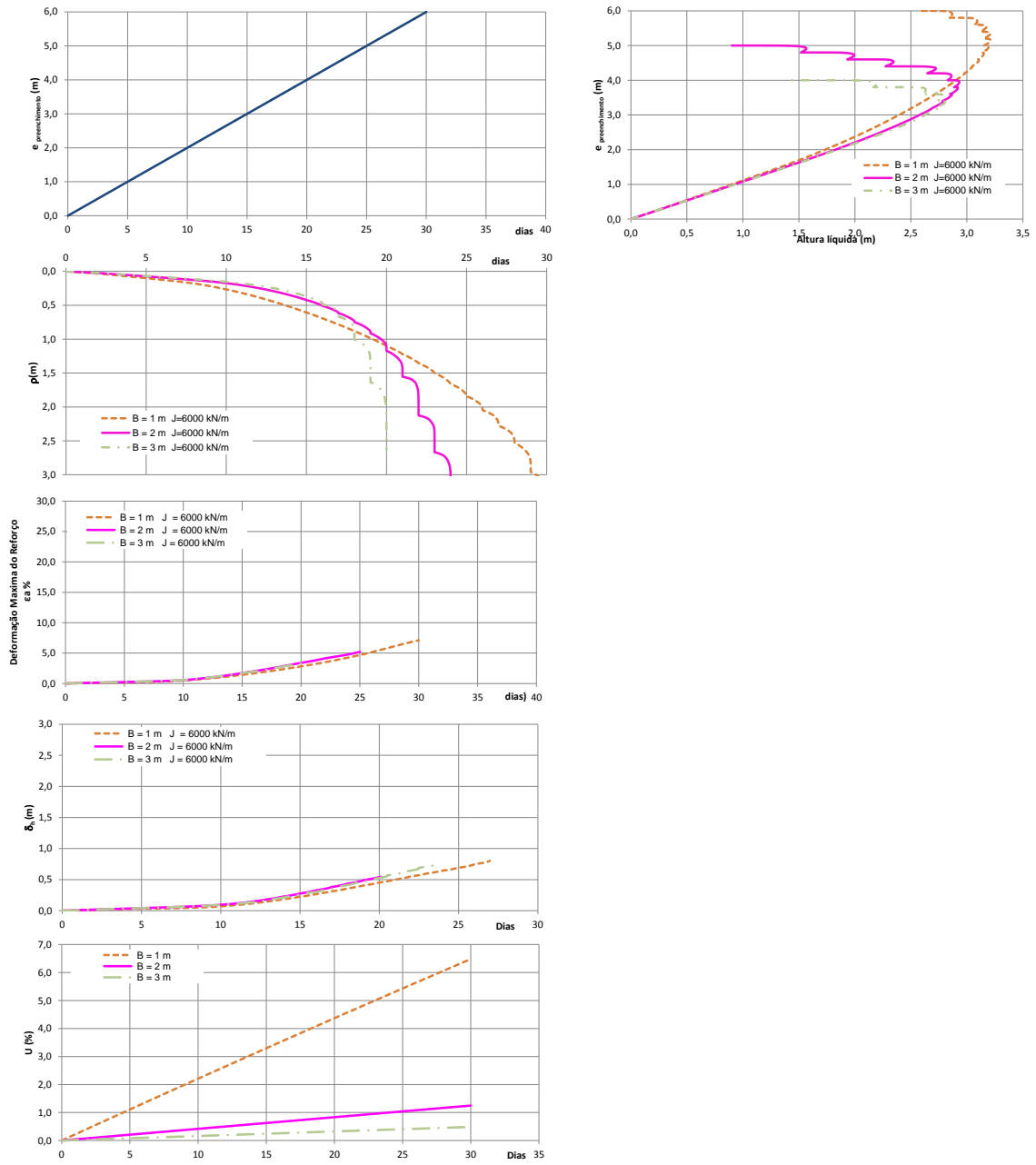


Figura II.25. Verificação da influência dos drenos para velocidade de construção de 6,0 m/mês e rigidez do reforço $J = 6000 \text{ kN/m}$.

APÊNDICE III

Neste apêndice será apresentada a influência da rigidez do reforço para todos os casos analisados.

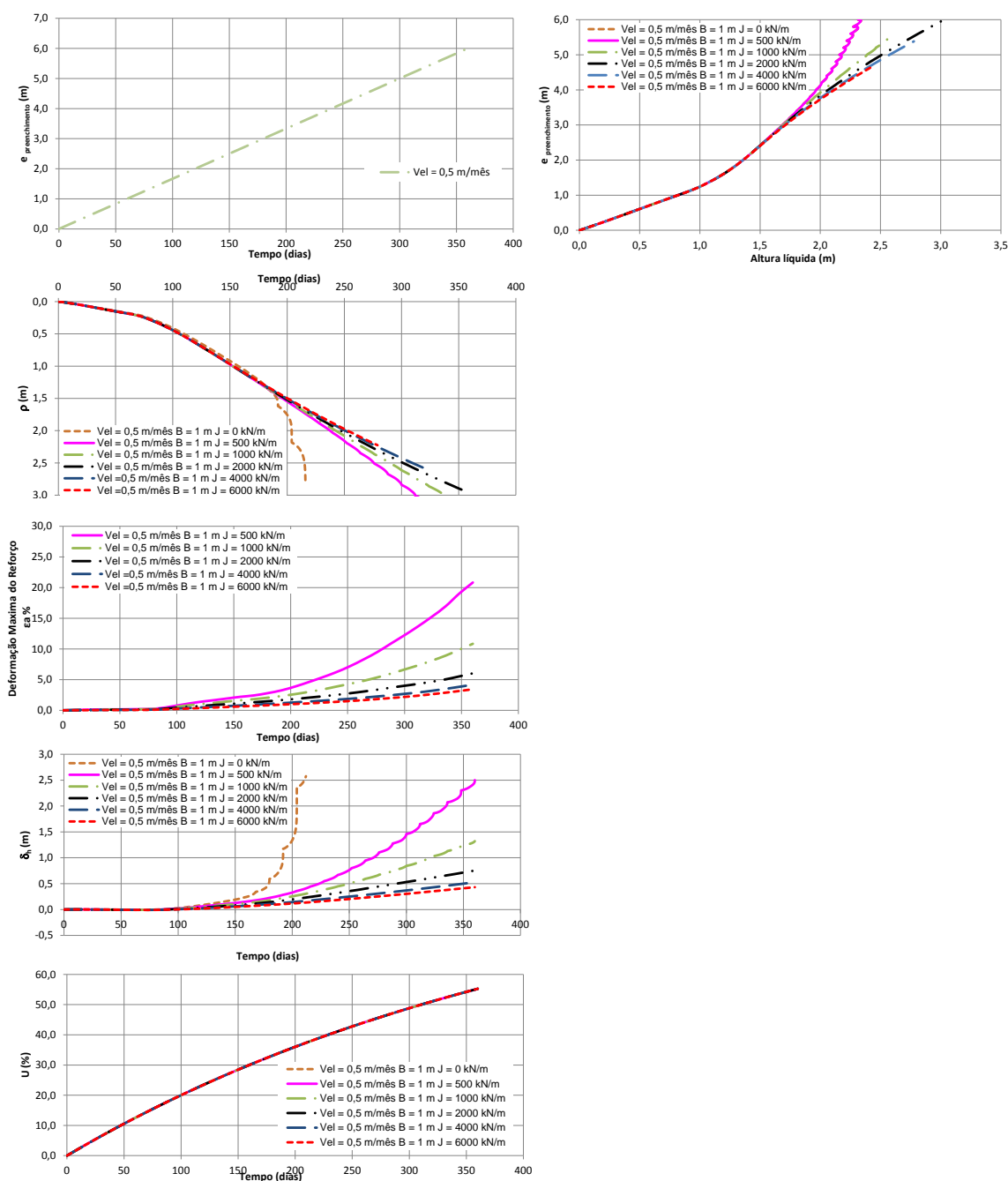


Figura III.1. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 0,5 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m.

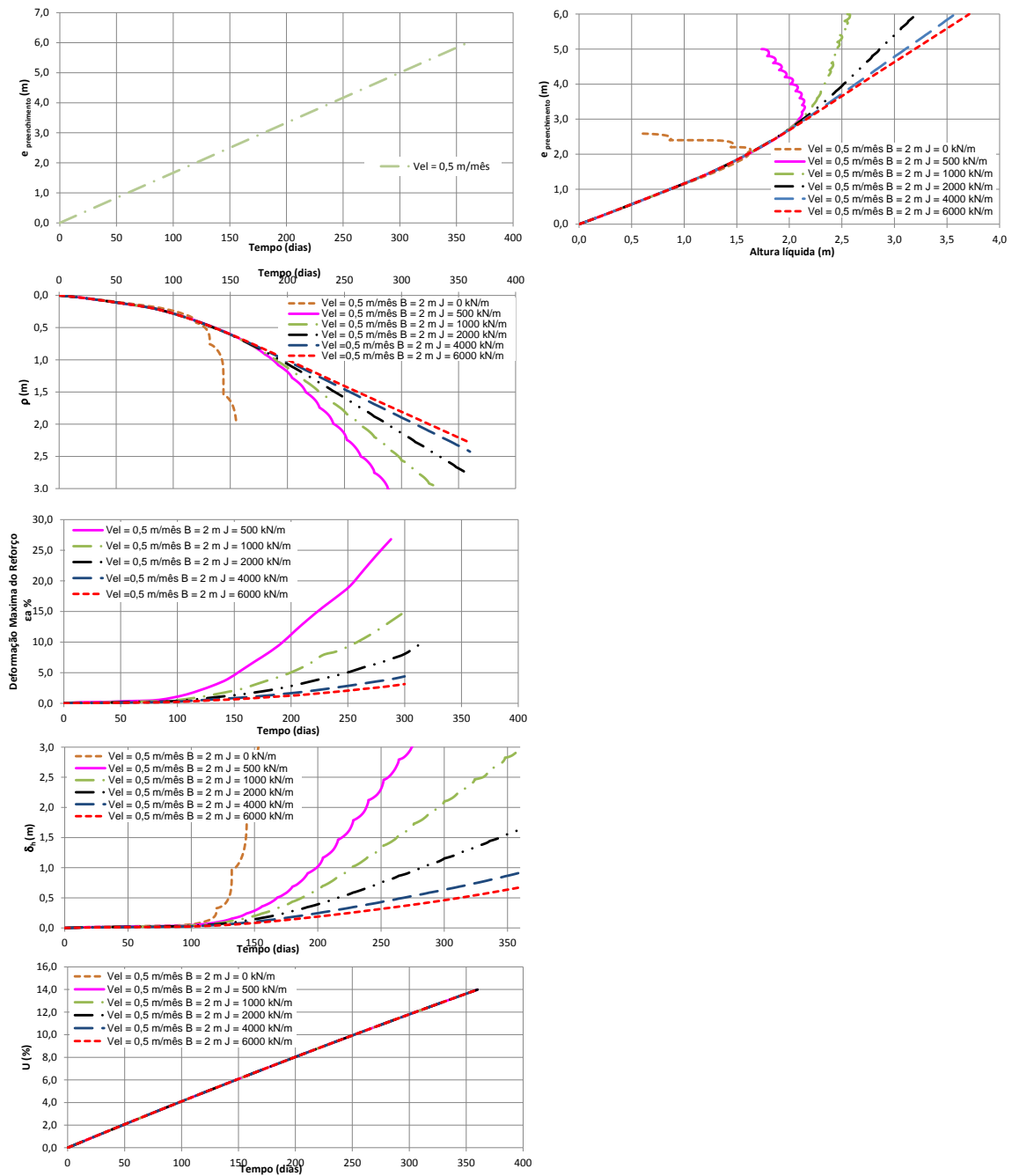


Figura III.2. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 0,5 m/mês e espaçamento entre drenos B = 2,0 m.

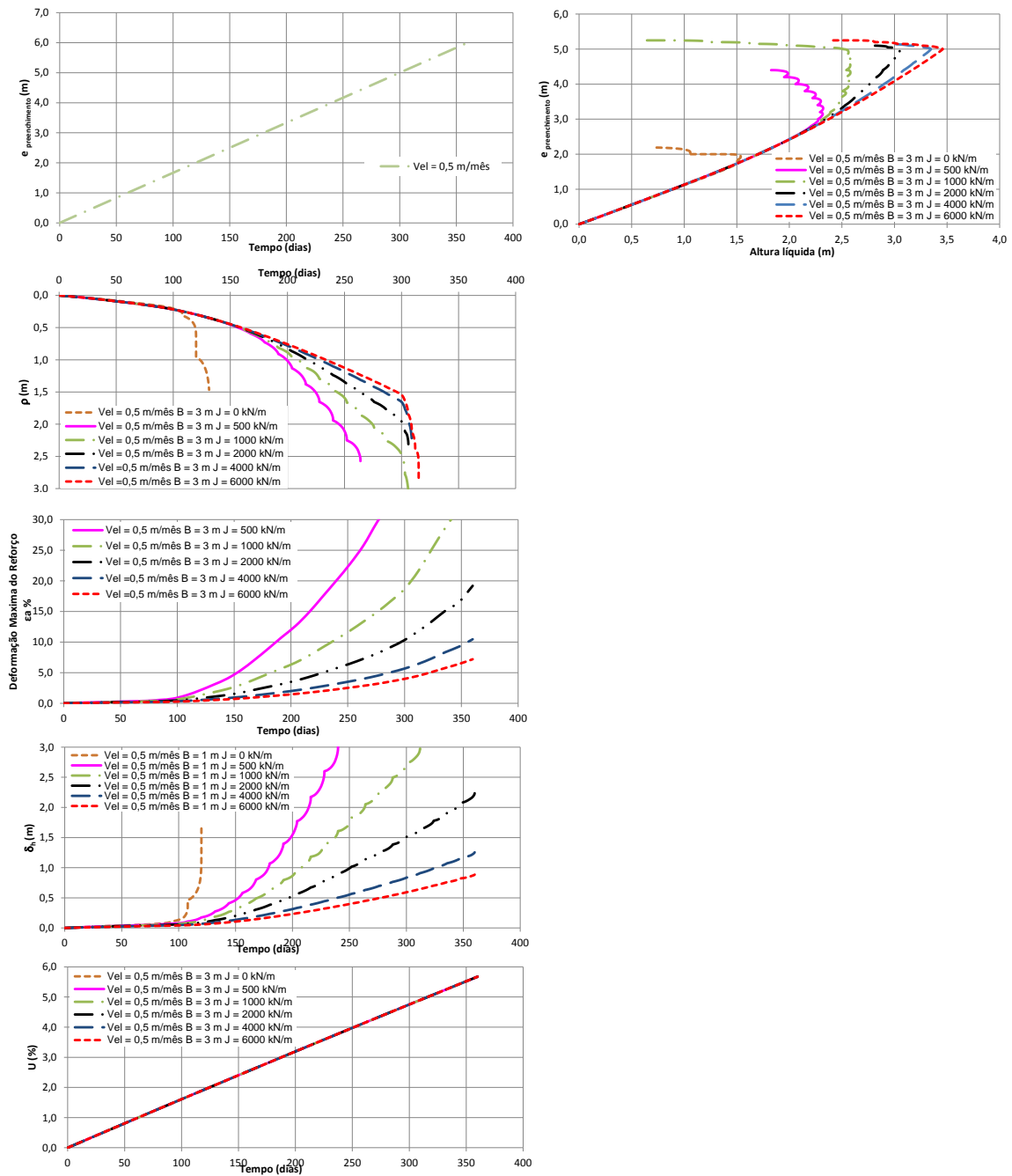


Figura III.3. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 0,5 m/mês e espaçamento entre drenos B = 3,0 m.

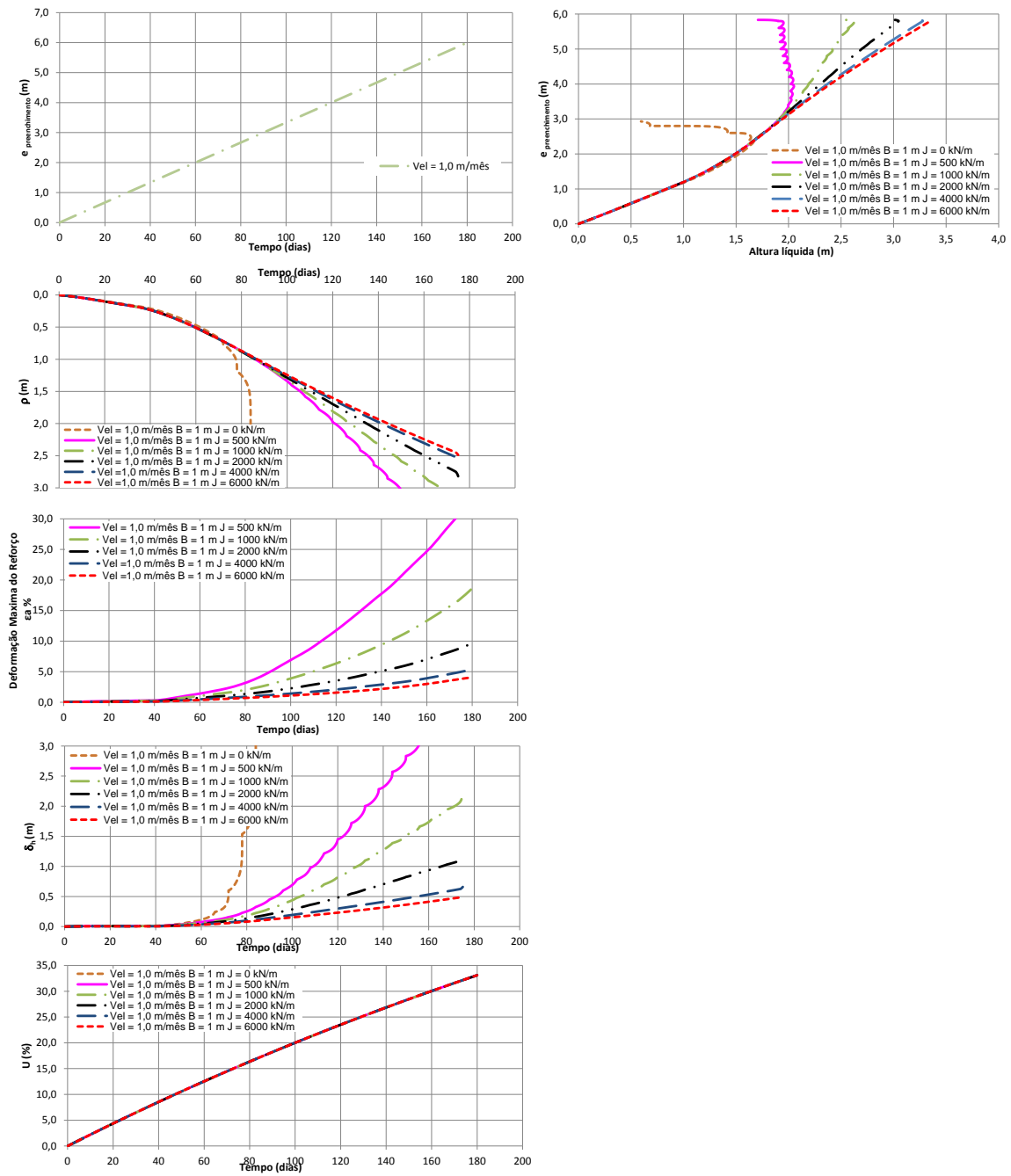


Figura III.4. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 1,0 m/mês e espaçamento entre drenos B = 1,0 m.

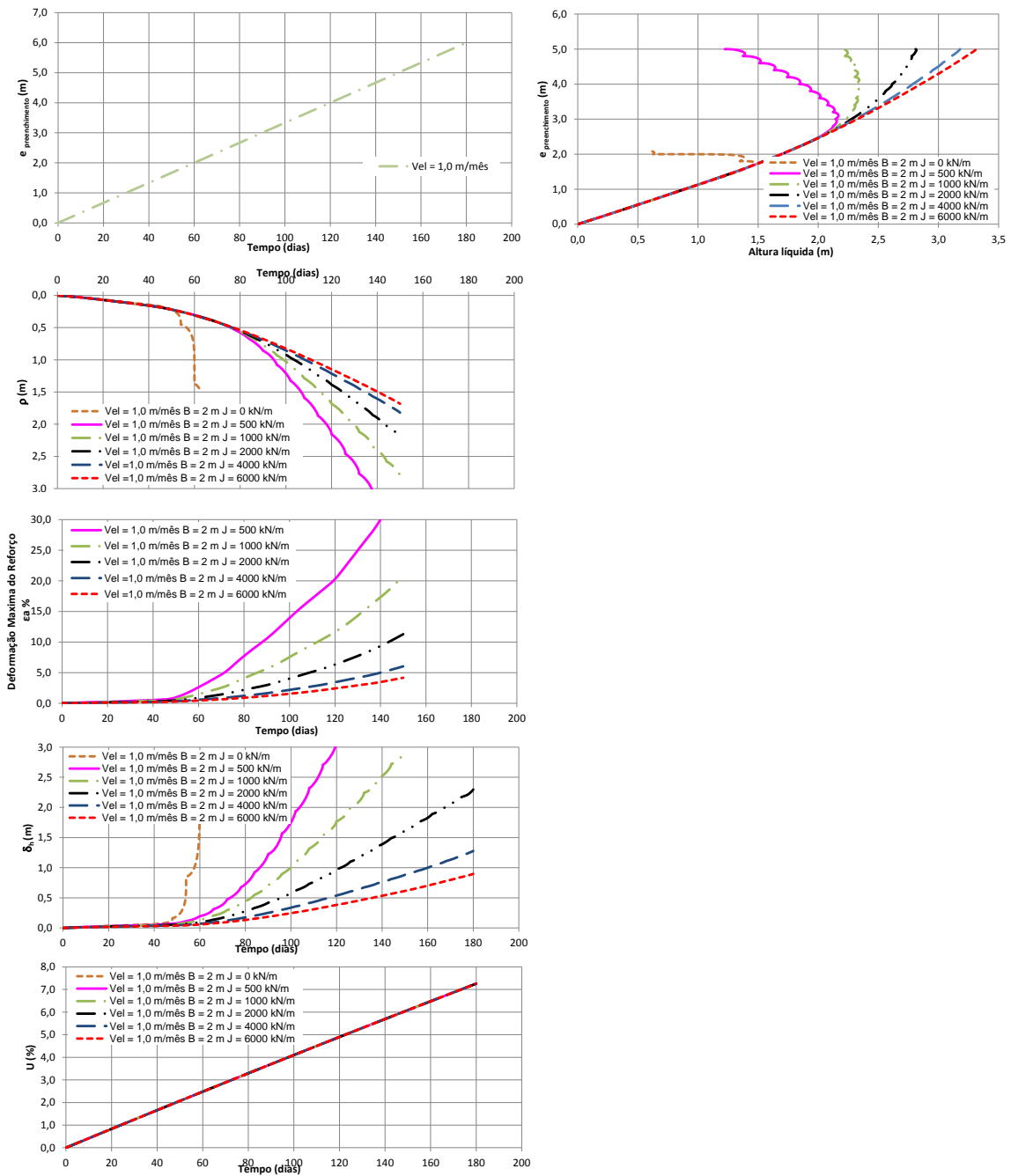


Figura III.5. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 1,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m.

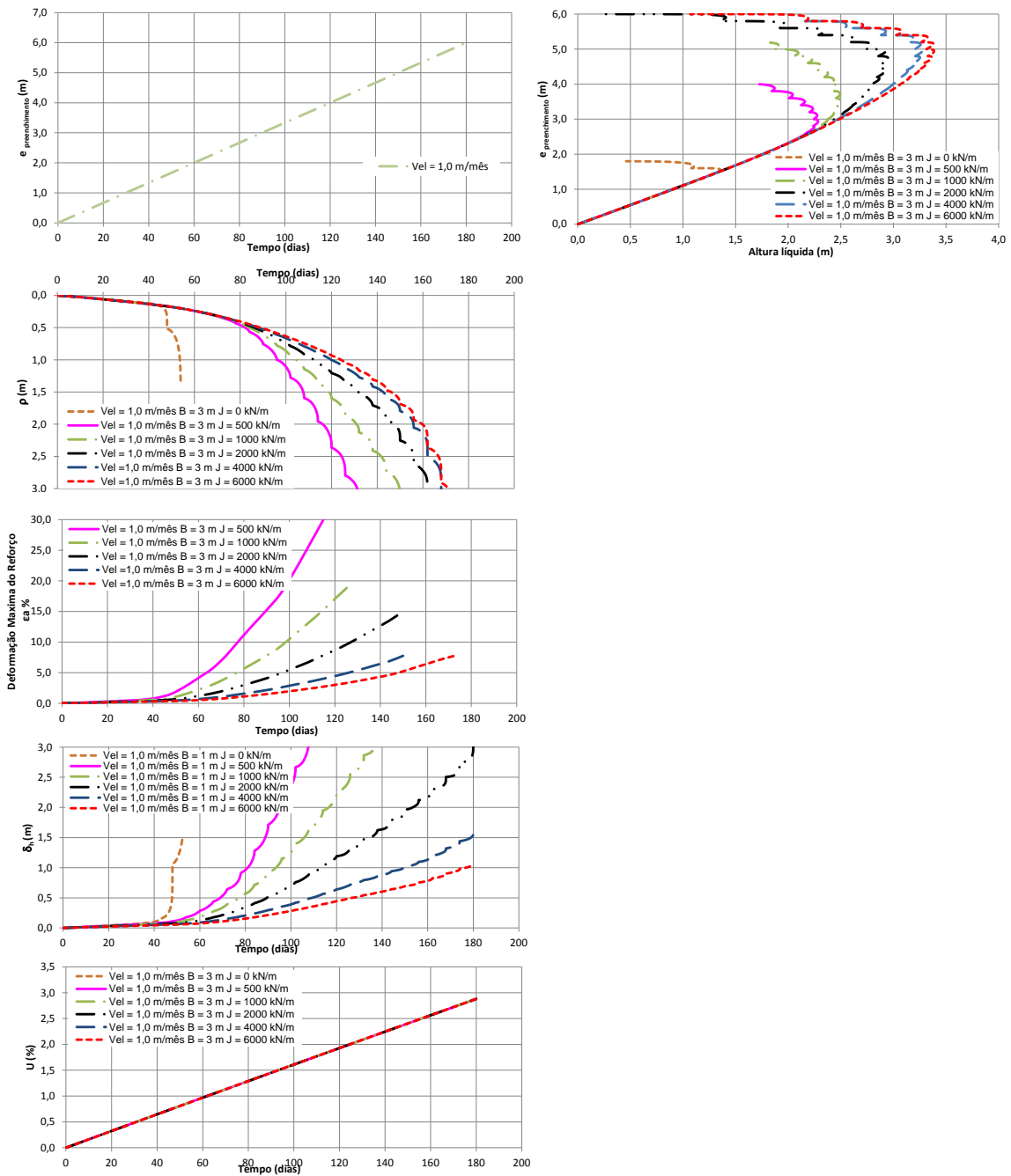


Figura III.6. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 1,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m.

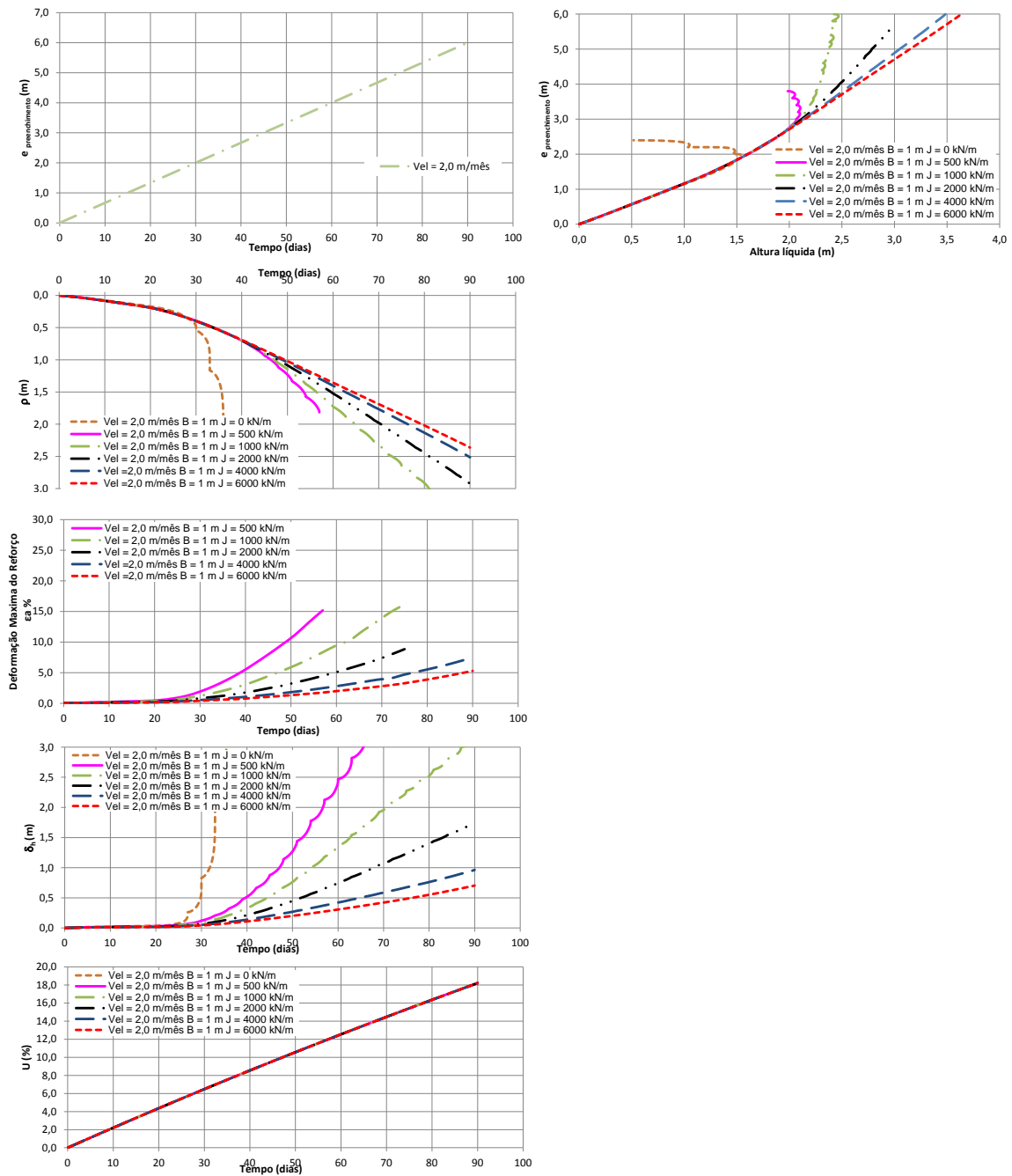


Figura III.7. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 2,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m.

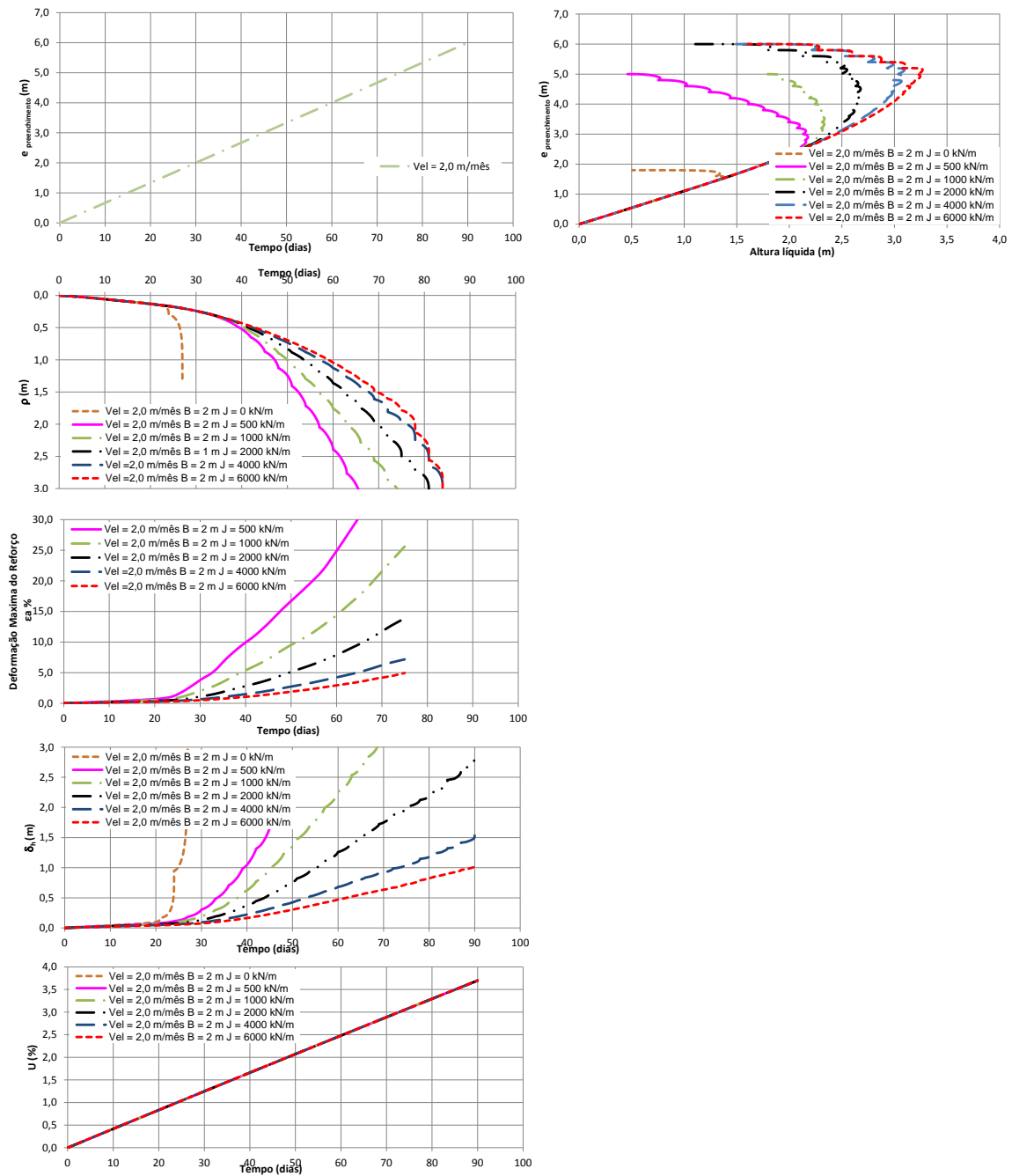


Figura III.8. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 2,0 m/mês e espaçamento entre drenos B = 2,0 m.

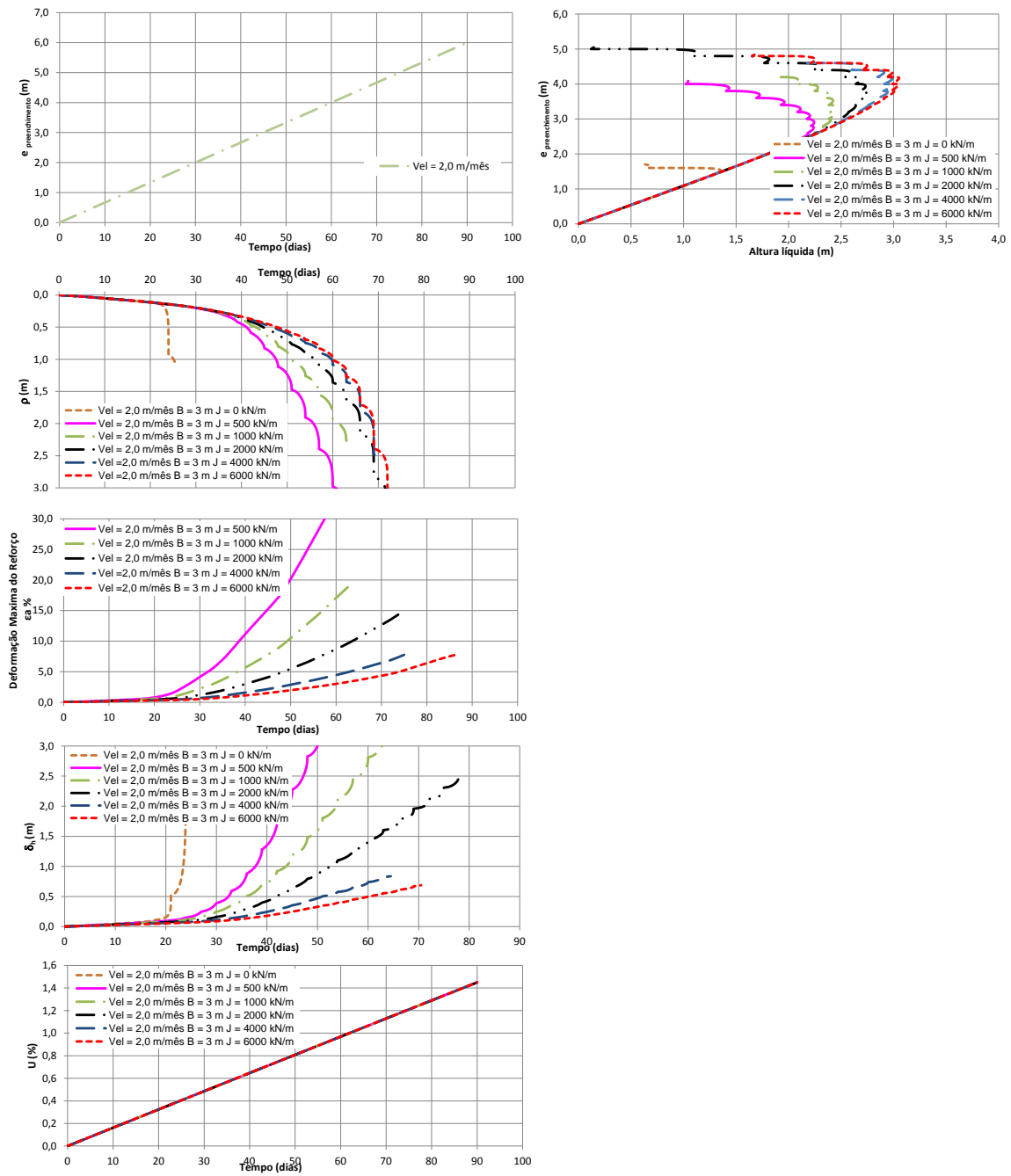


Figura III.9. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 2,0 m/mês e espaçamento entre drenos B = 3,0 m.

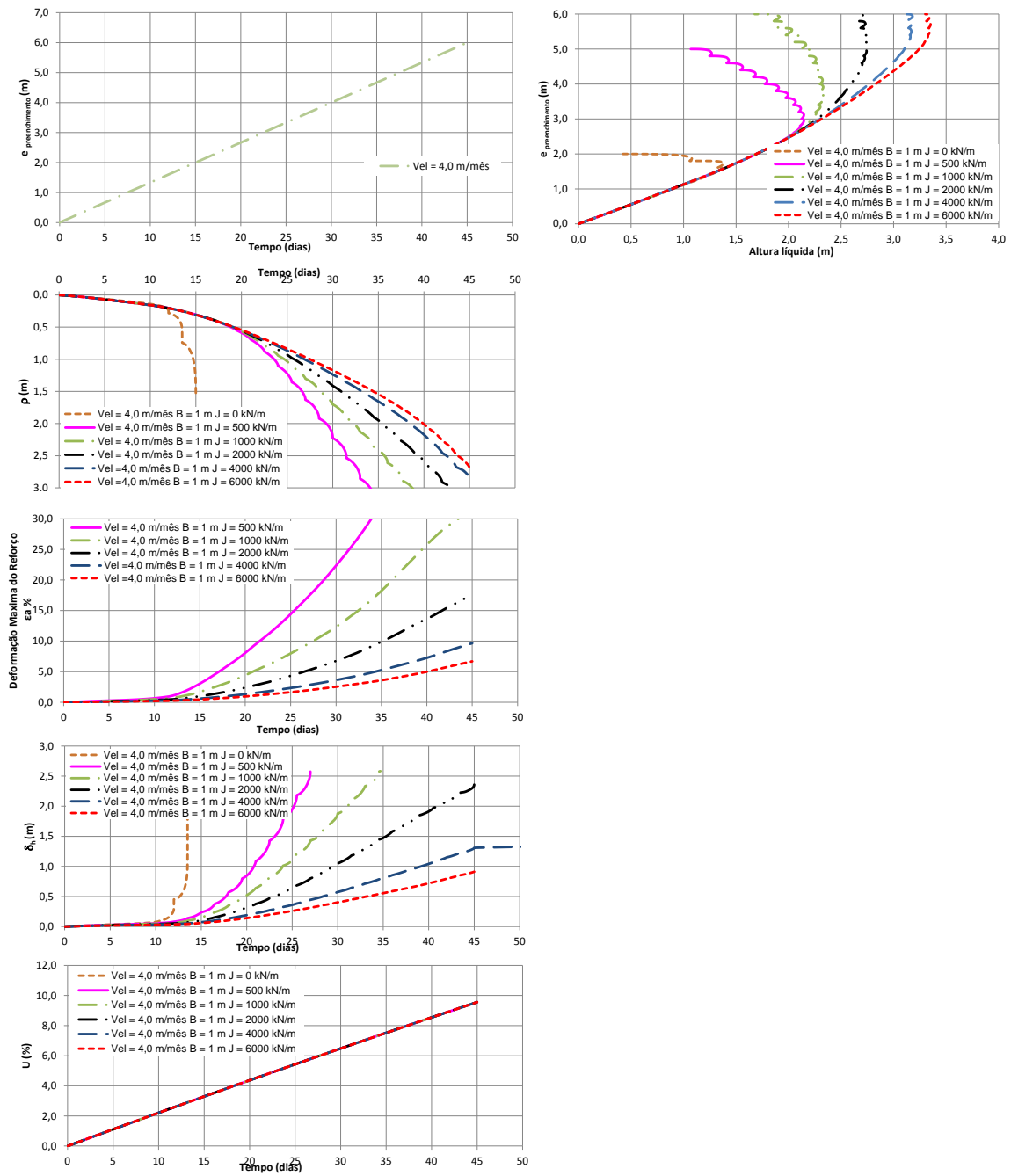


Figura III.10. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 4,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m.

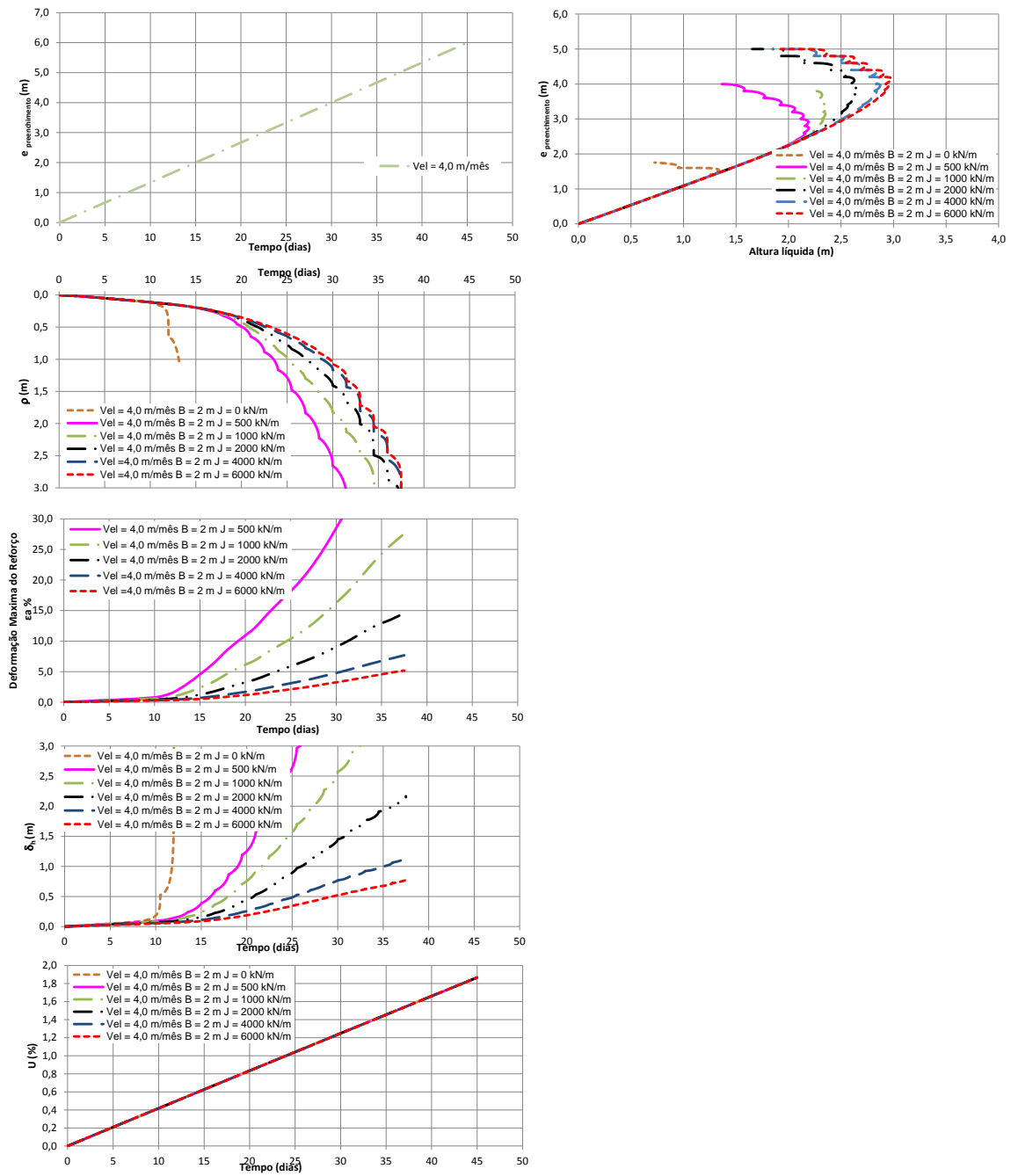


Figura III.11. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 4,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m.

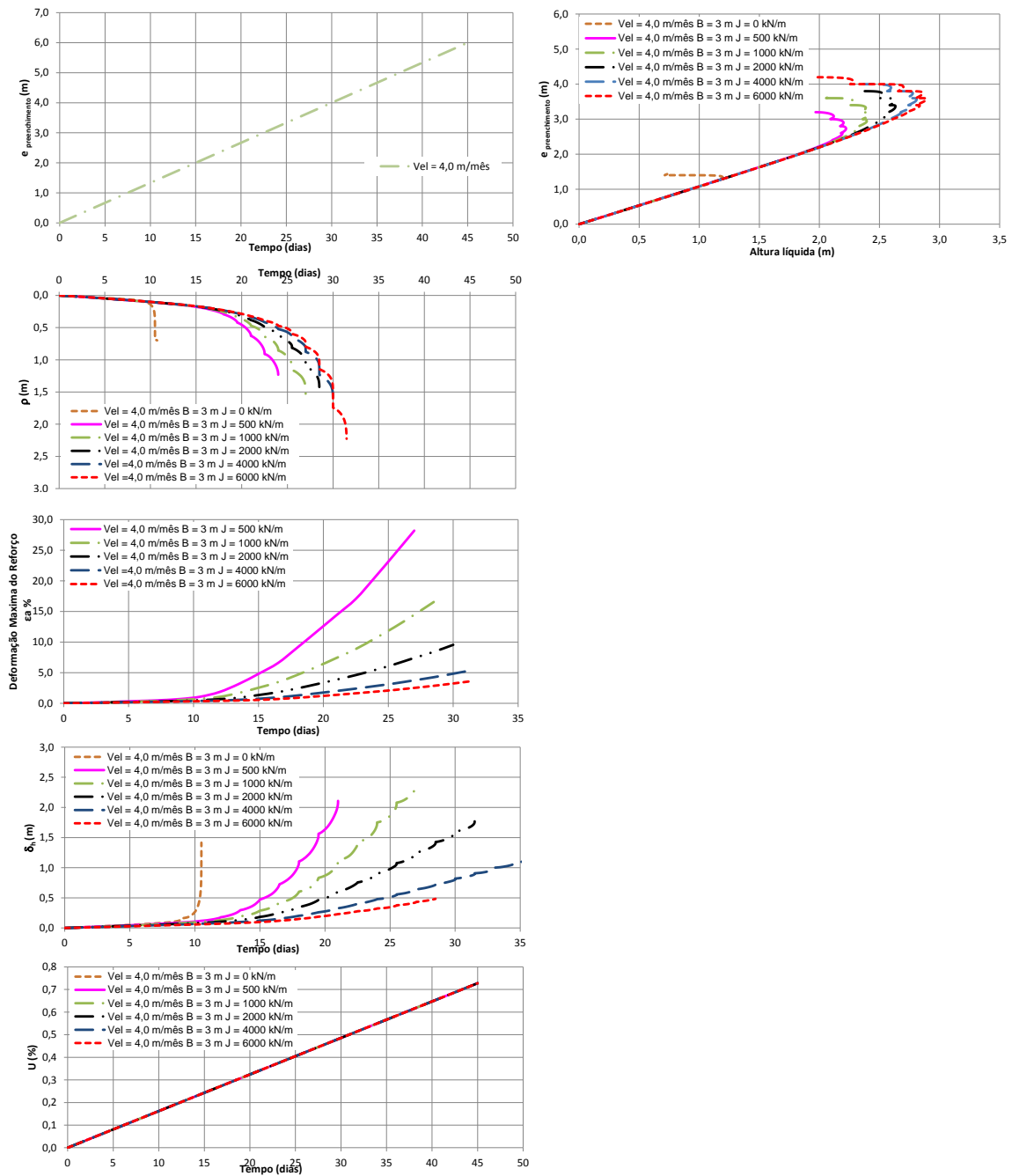


Figura III.12. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 4,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m.

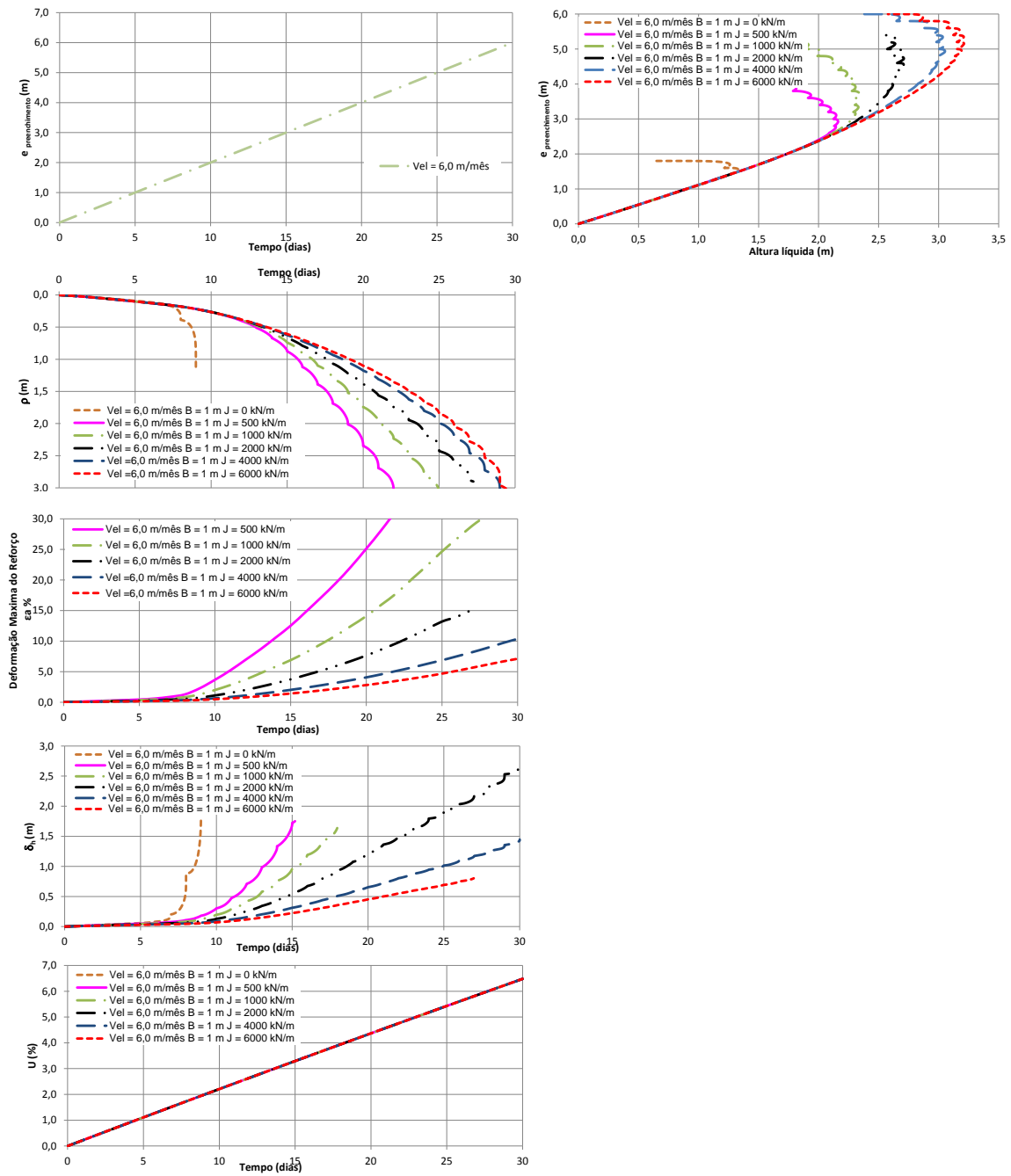


Figura III.13. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos B = 1,0 m.

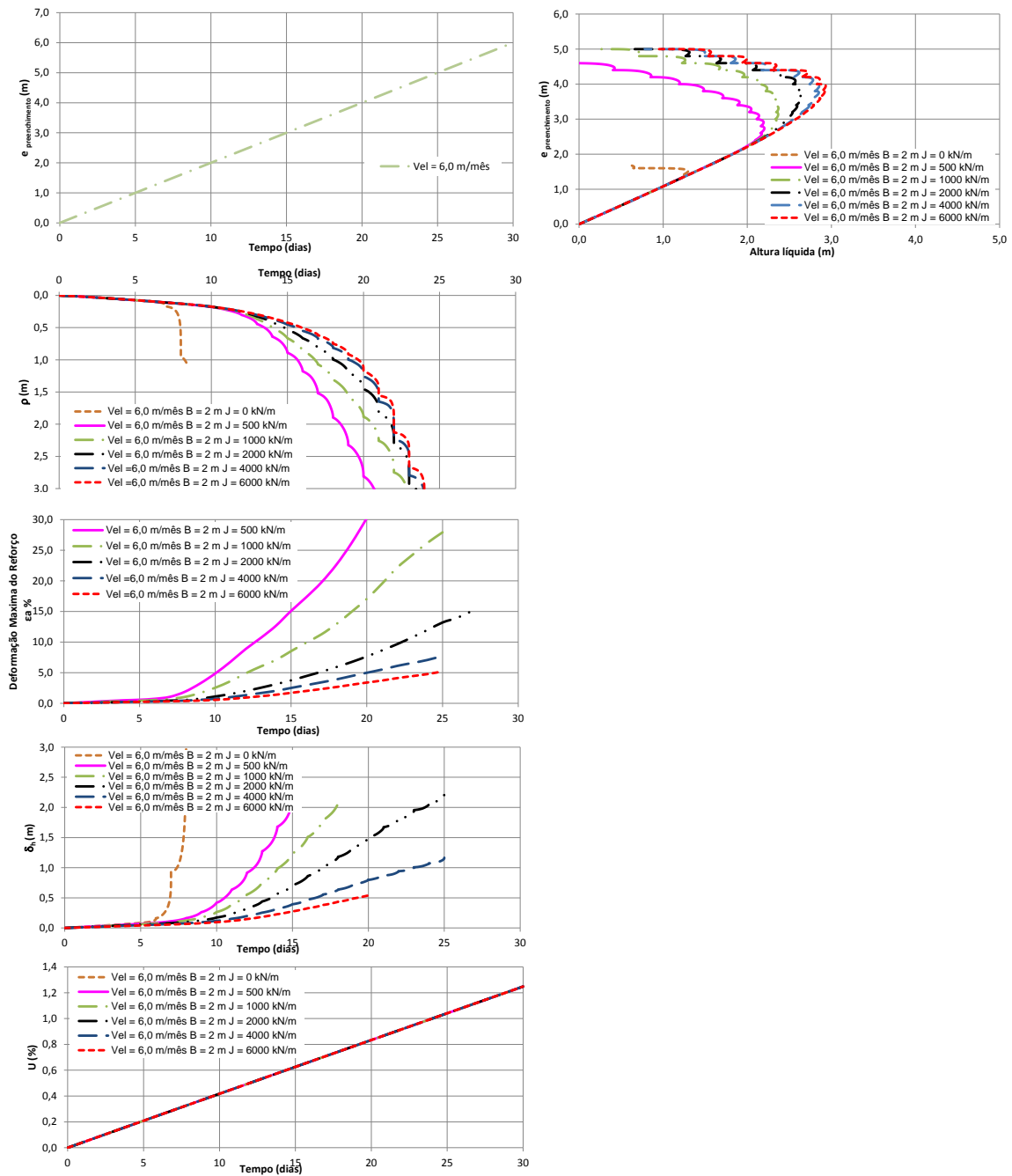


Figura III.14. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m.

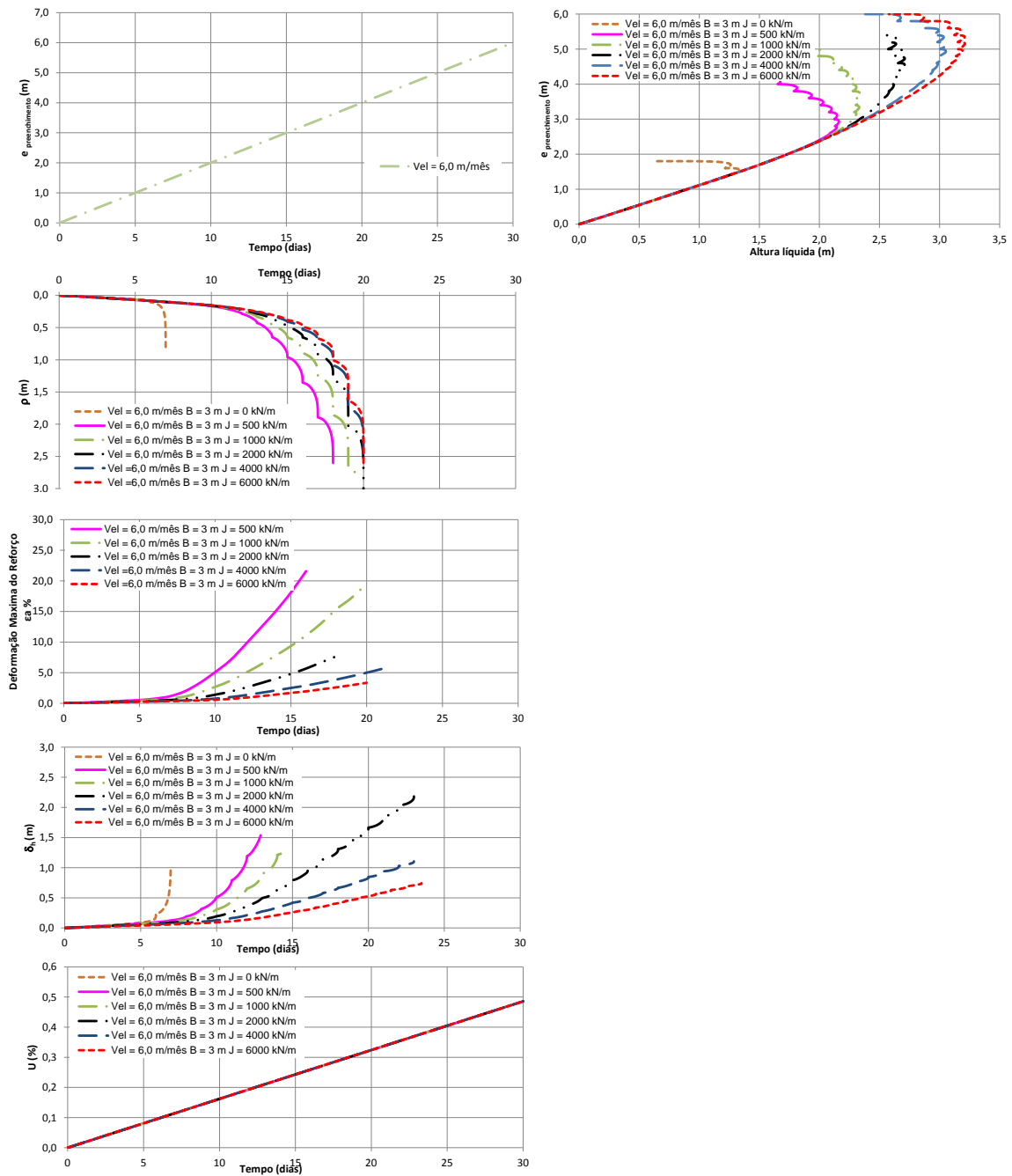


Figura III.15. Verificação da influência da rigidez do reforço para velocidade de construção de 6,0 m/mês e espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m.

APÊNDICE VI

Neste apêndice será apresentada a influência da velocidade de construção para todos os casos analisados.

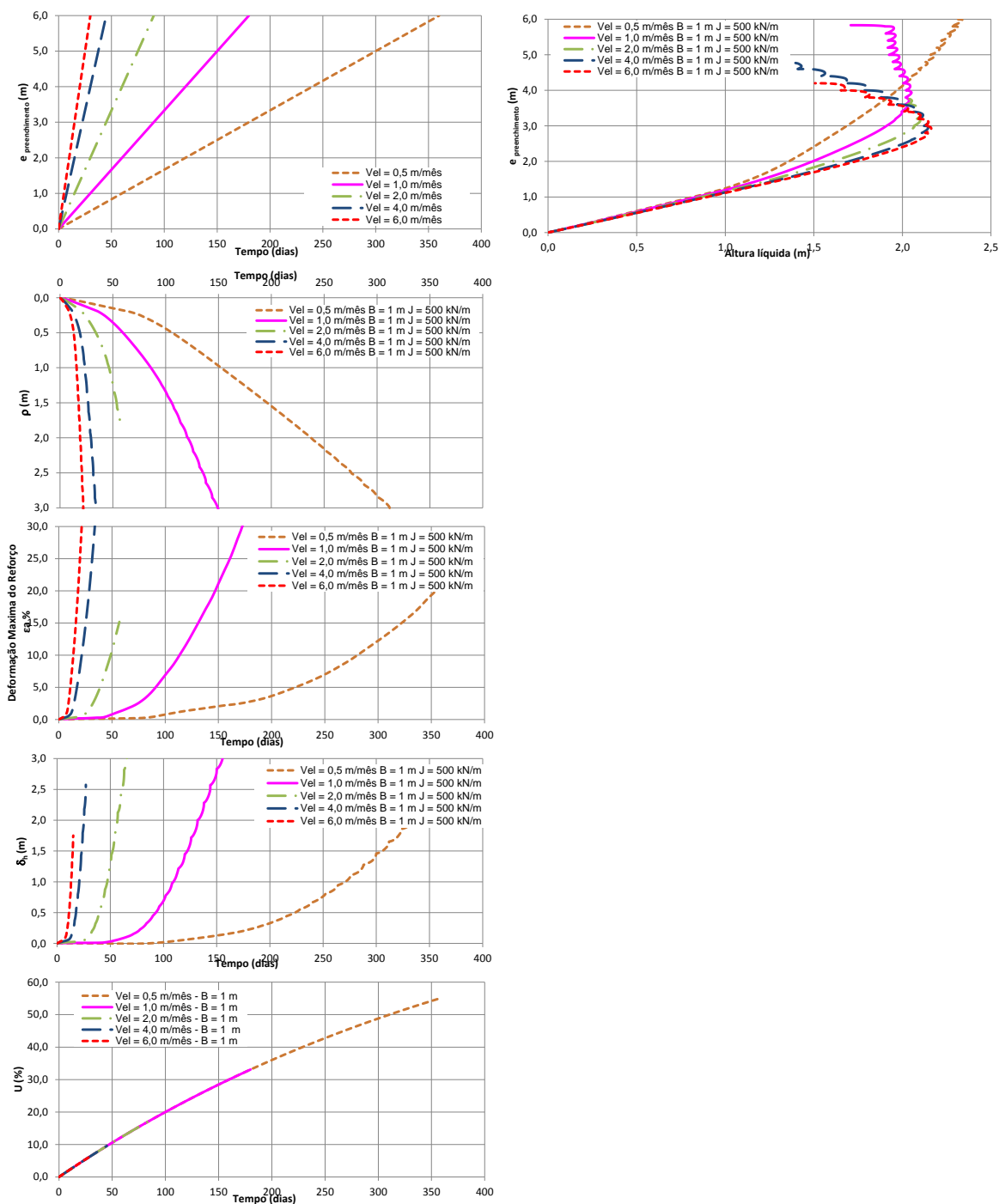


Figura IV.1. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m e rigidez do reforço $J = 500$ kN/m.

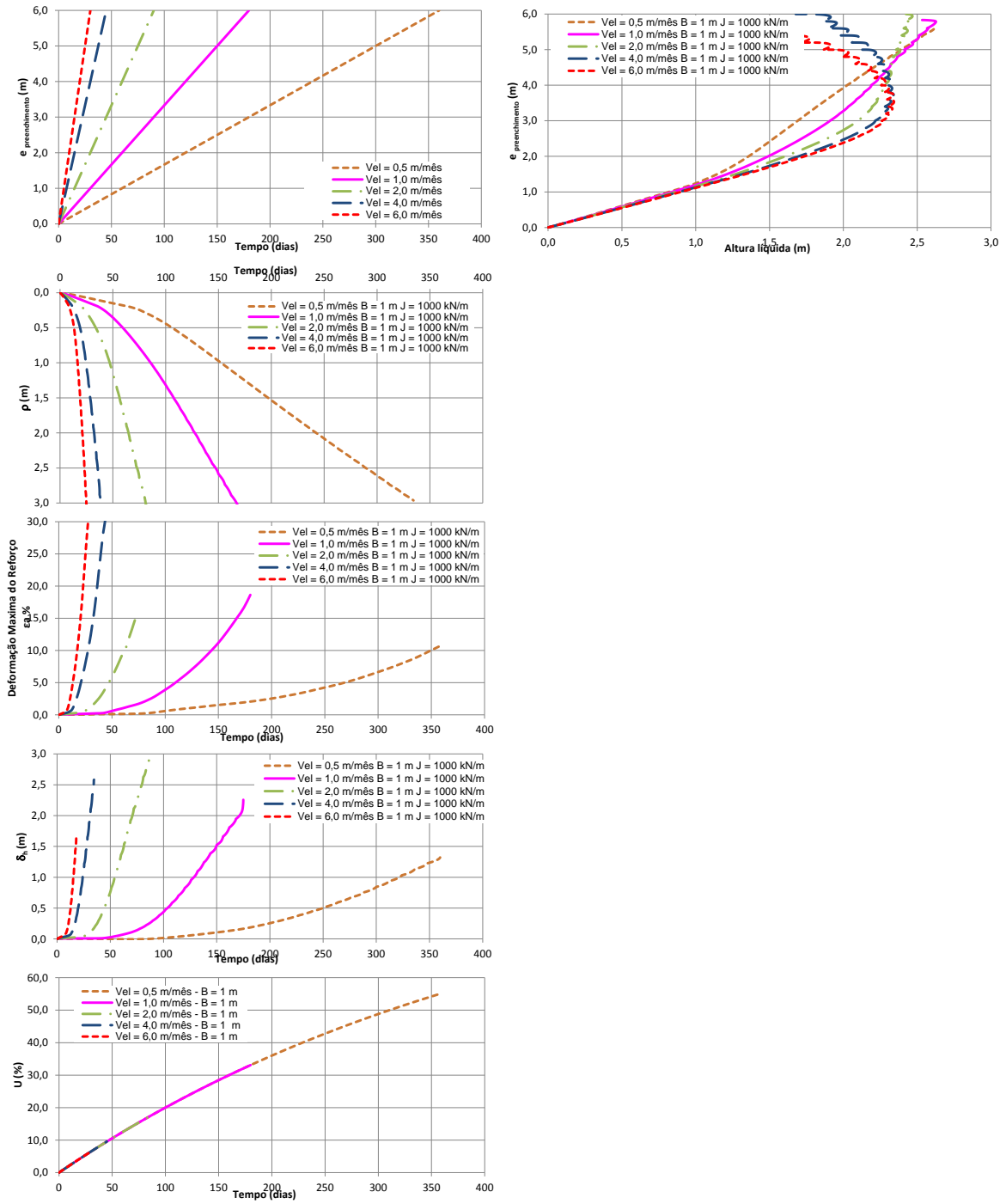


Figura IV.2. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m e rigidez do reforço $J = 1000$ kN/m.

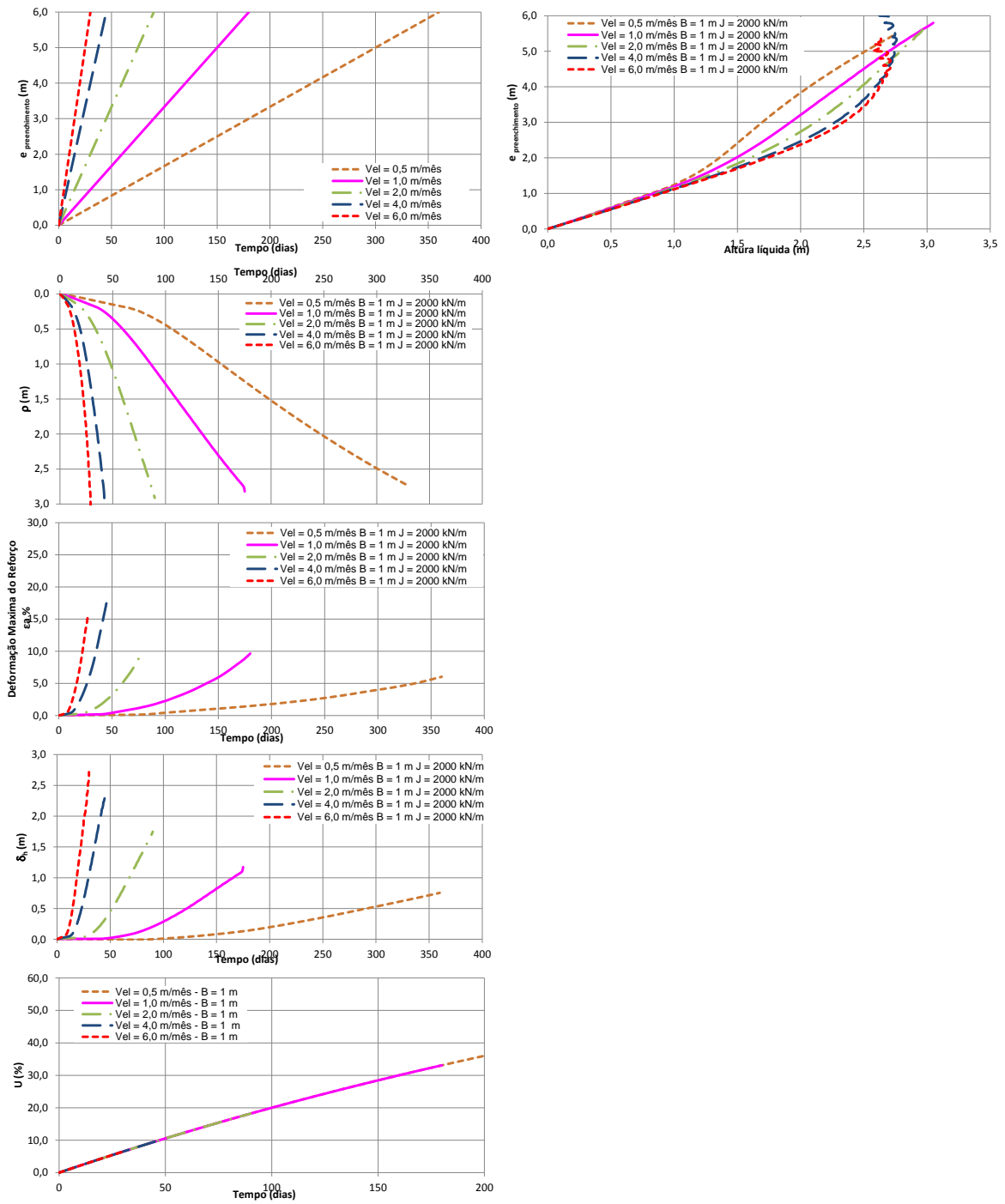


Figura IV.3. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.

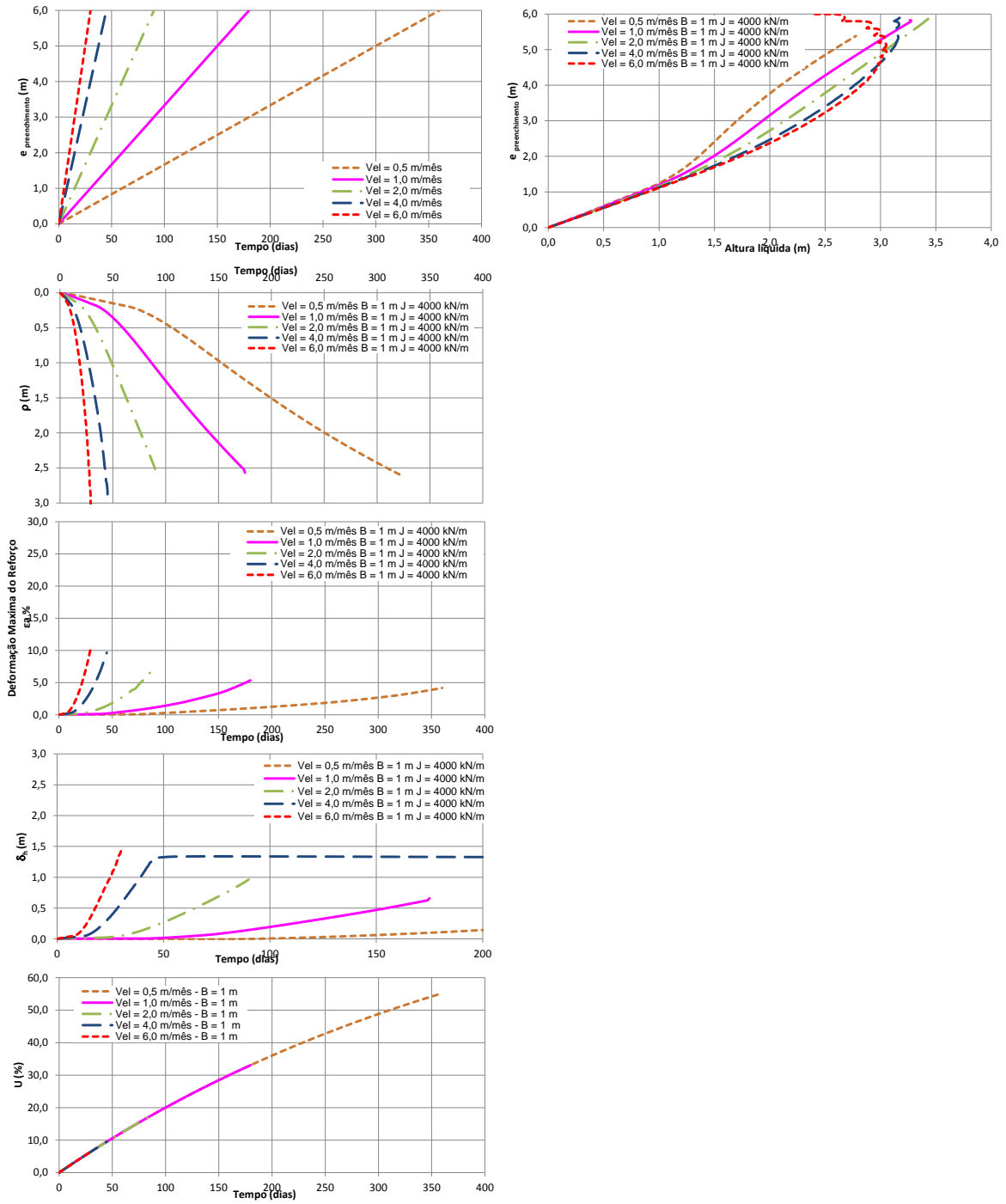


Figura IV.4. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m e rigidez do reforço $J = 4000$ kN/m.

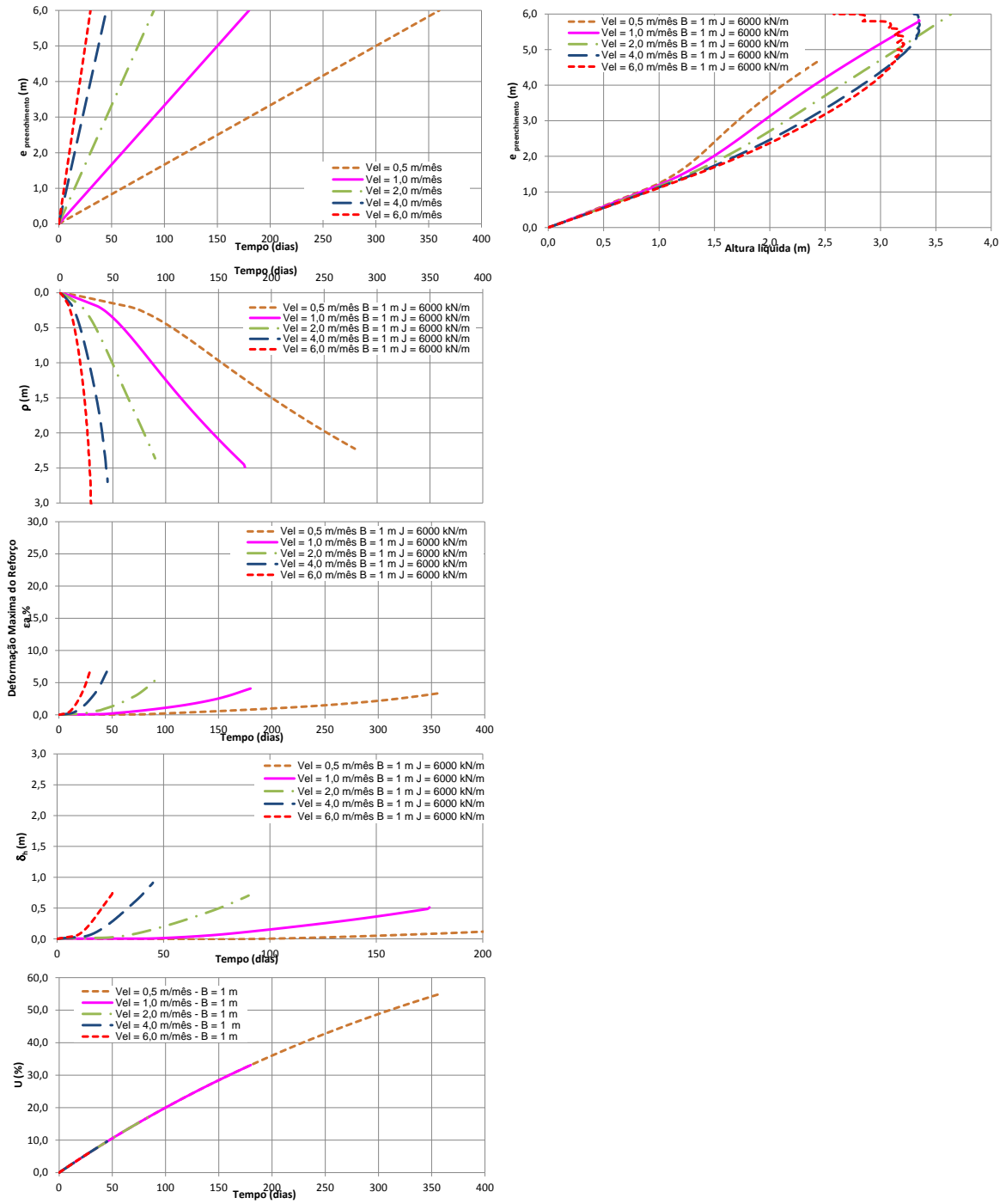


Figura IV.5. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 1,0$ m e rigidez do reforço $J = 6000$ kN/m.

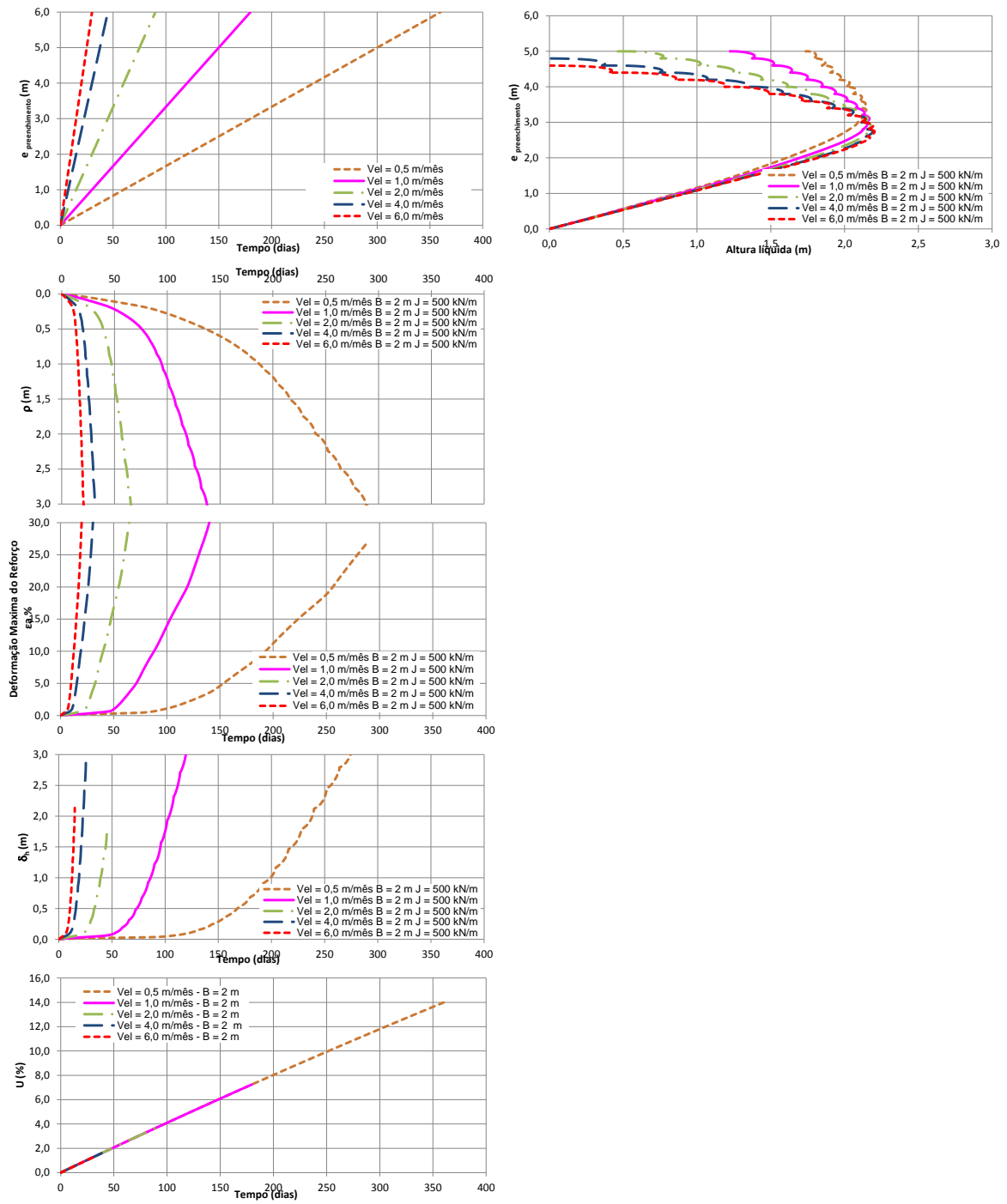


Figura IV.6. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 500$ kN/m.

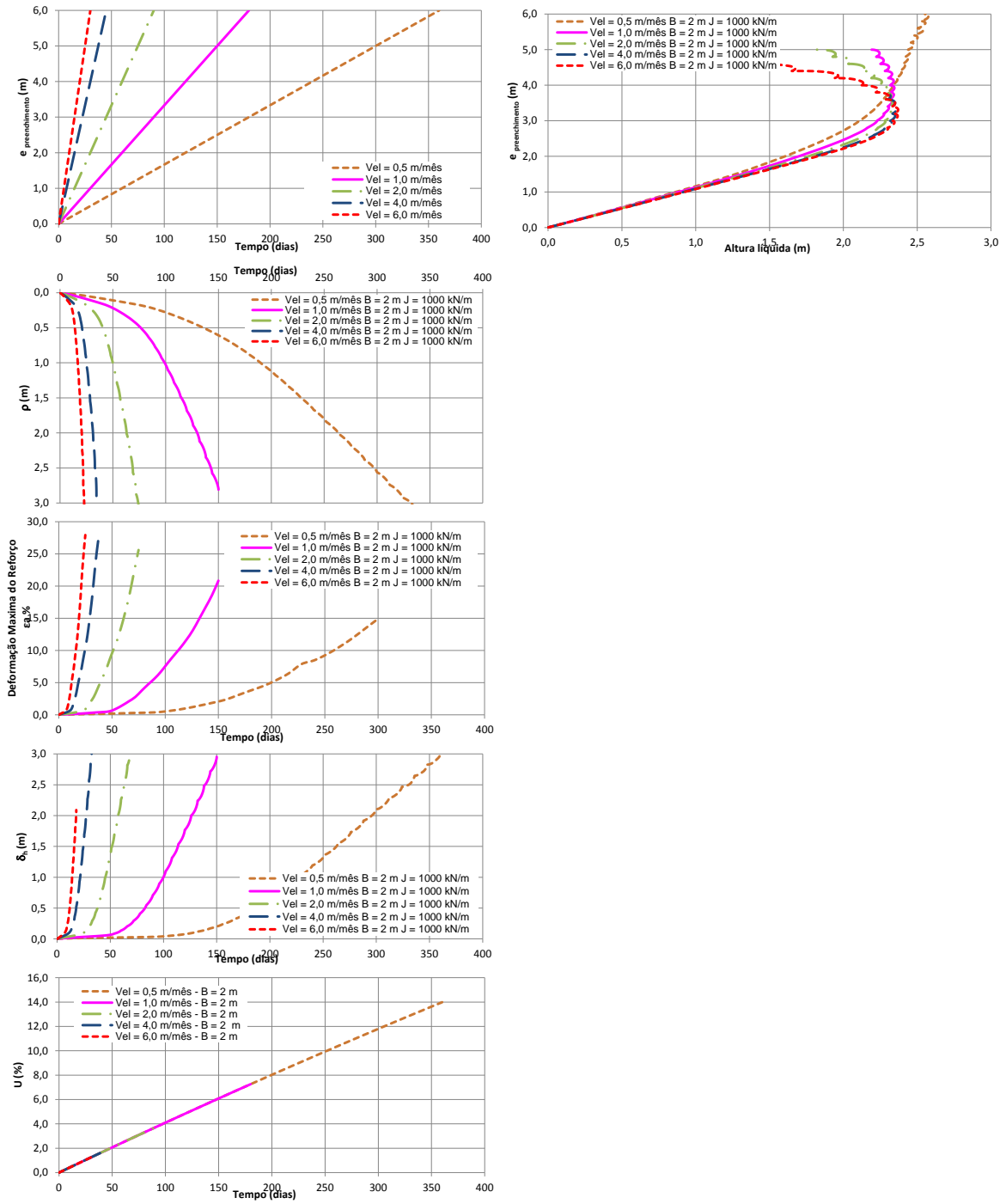


Figura IV.7. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 1000$ kN/m.

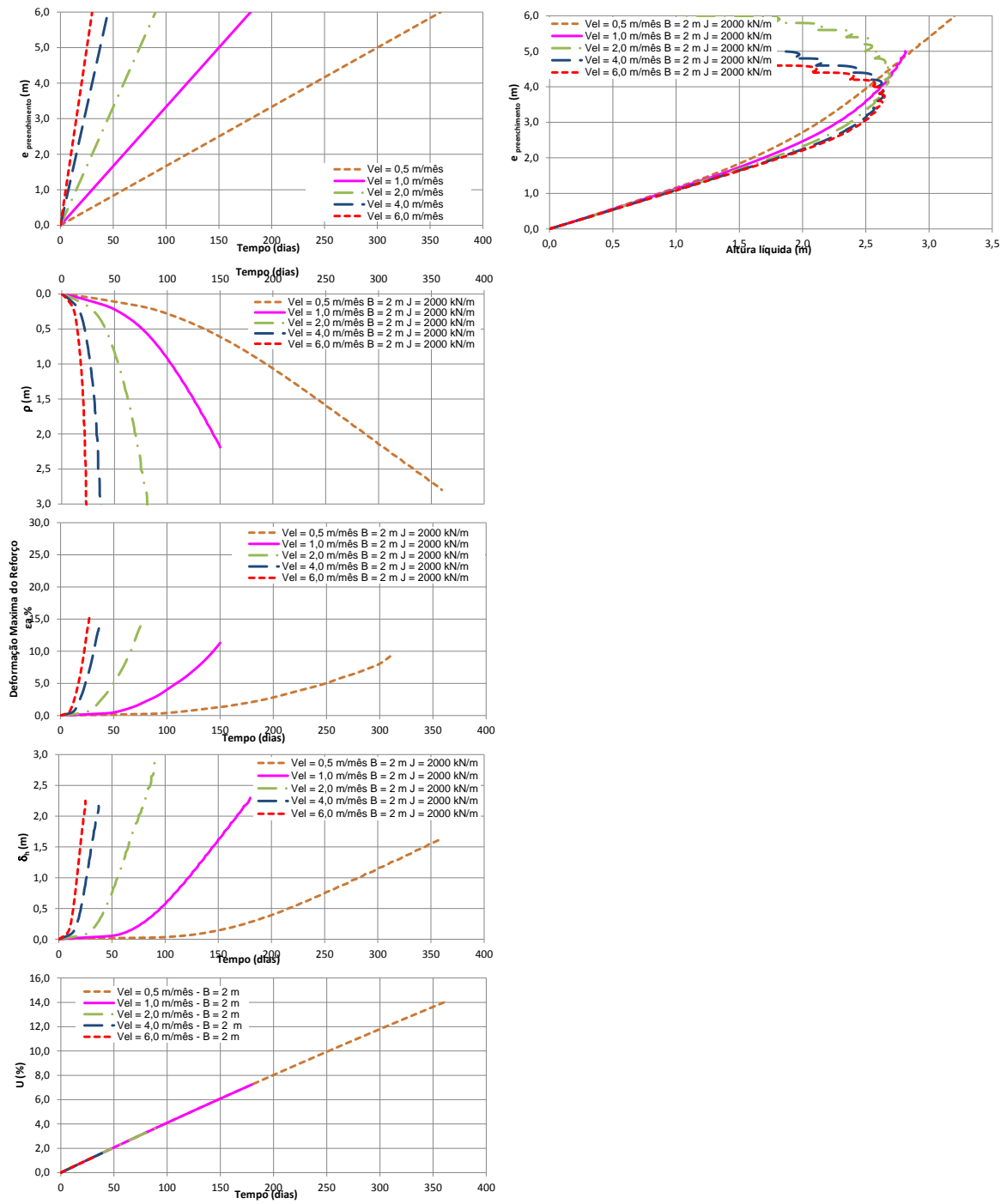


Figura IV.8. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.

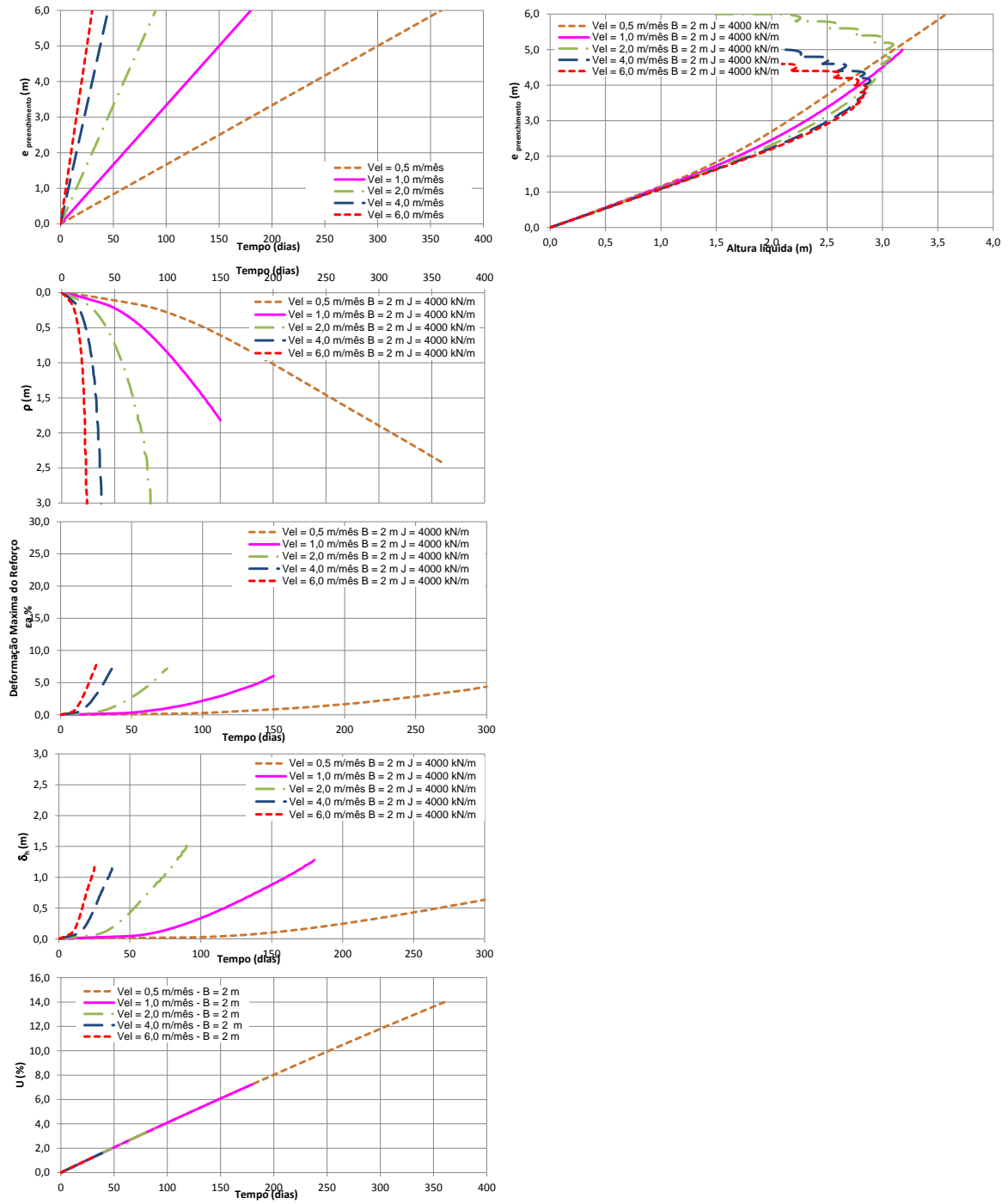


Figura IV.9. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 4000$ kN/m.

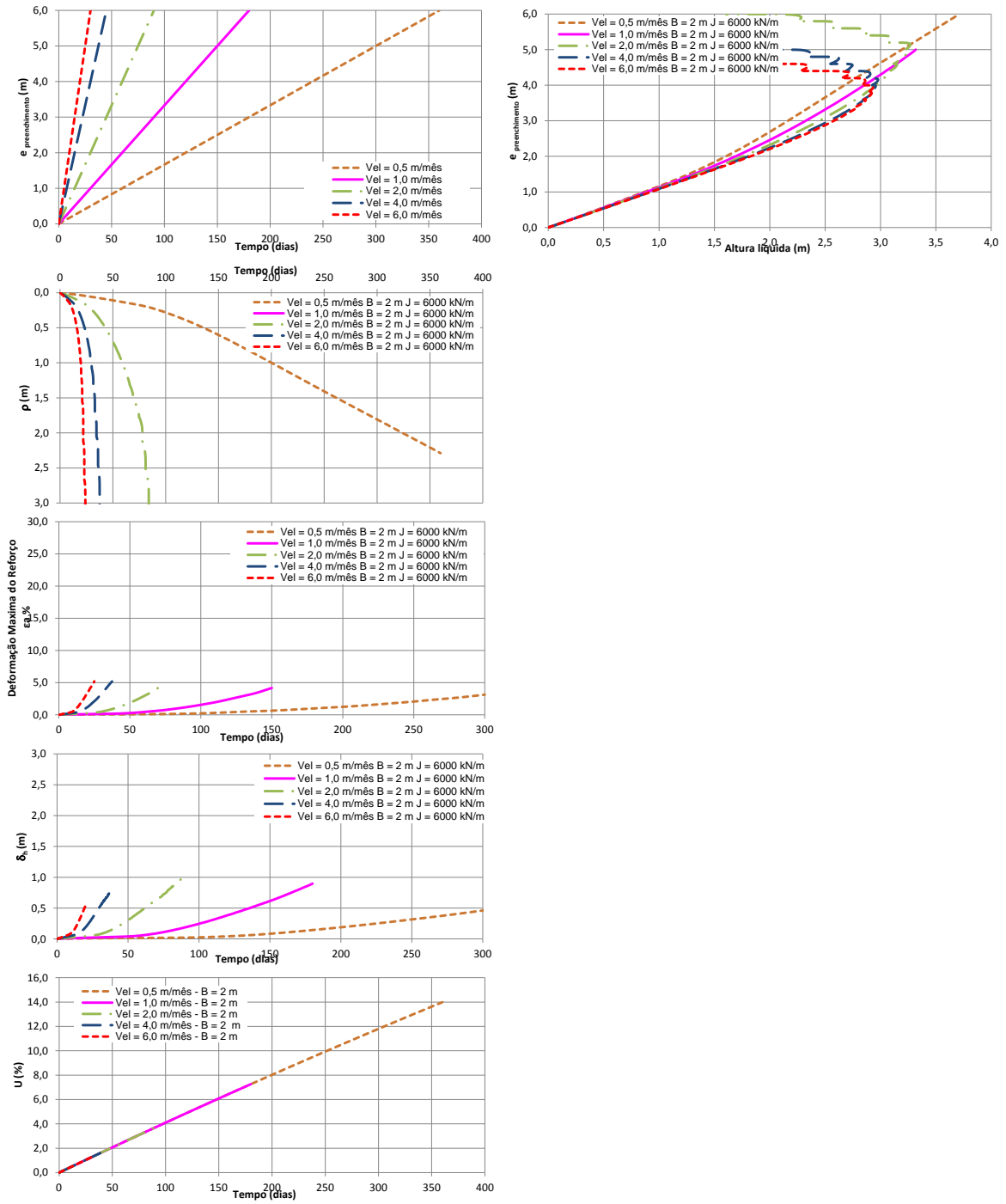


Figura IV.10. - Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 2,0$ m e rigidez do reforço $J = 6000$ kN/m.

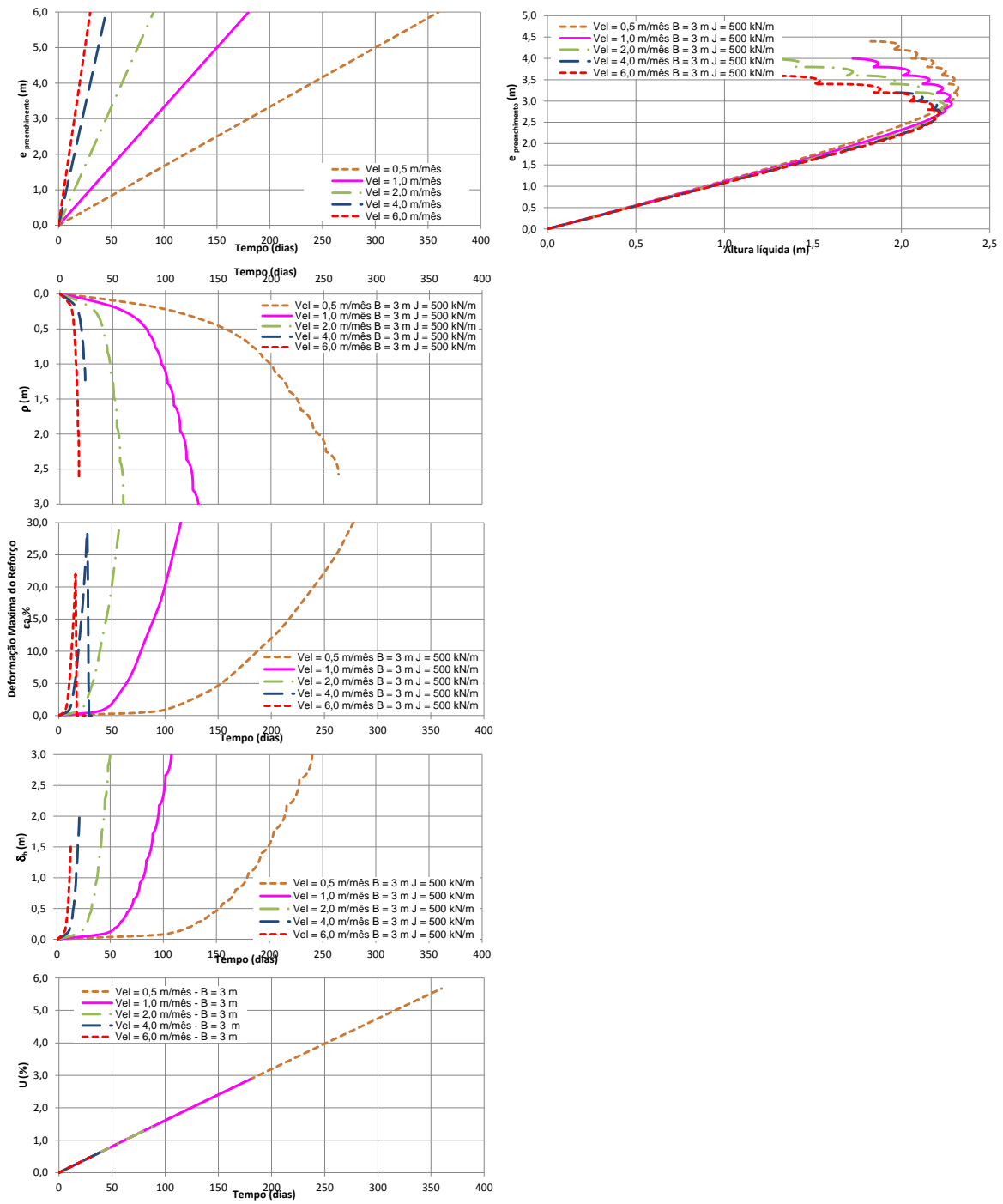


Figura IV.11. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m e rigidez do reforço $J = 500$ kN/m.

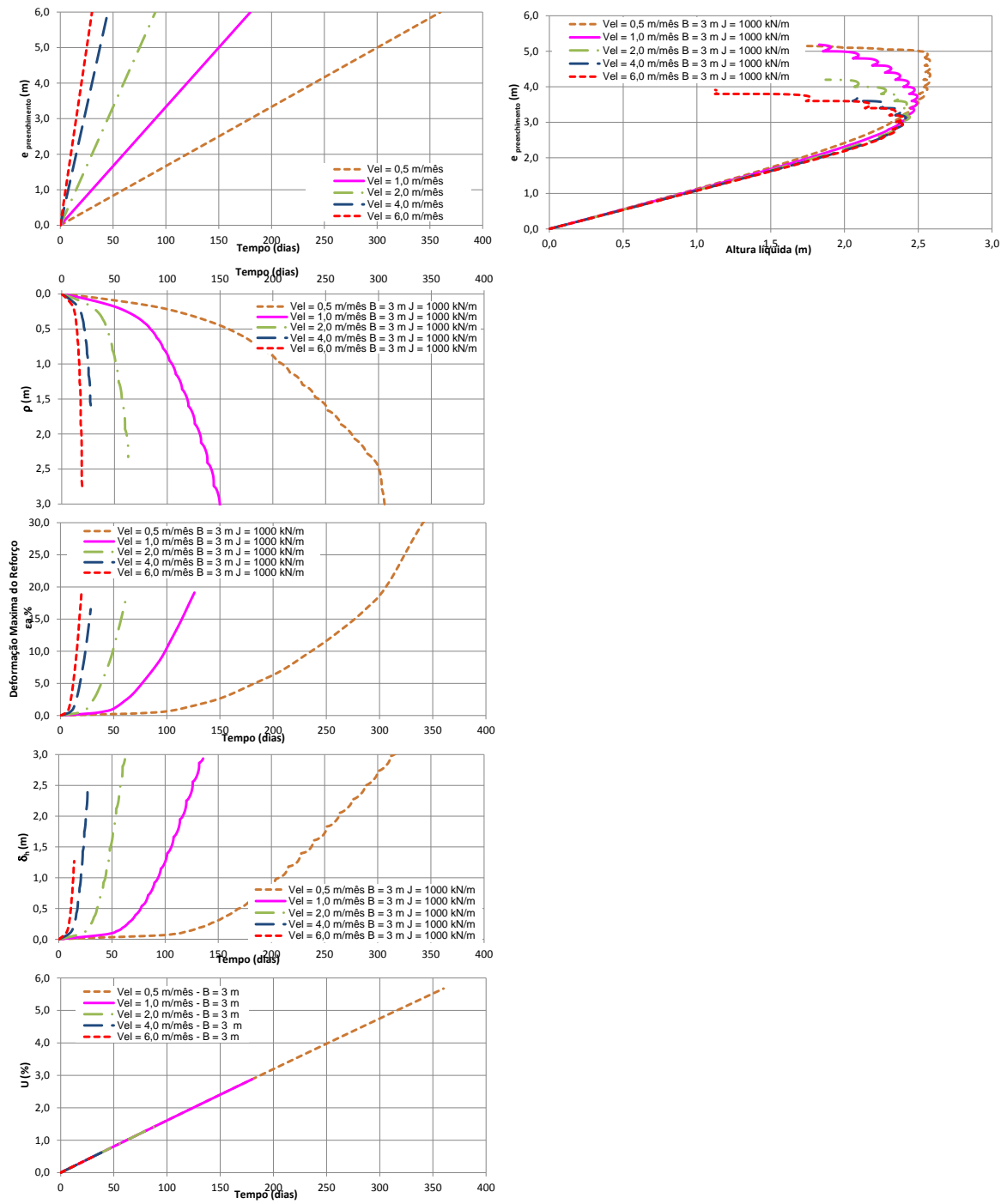


Figura IV.12. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m e rigidez do reforço $J = 1000$ kN/m.

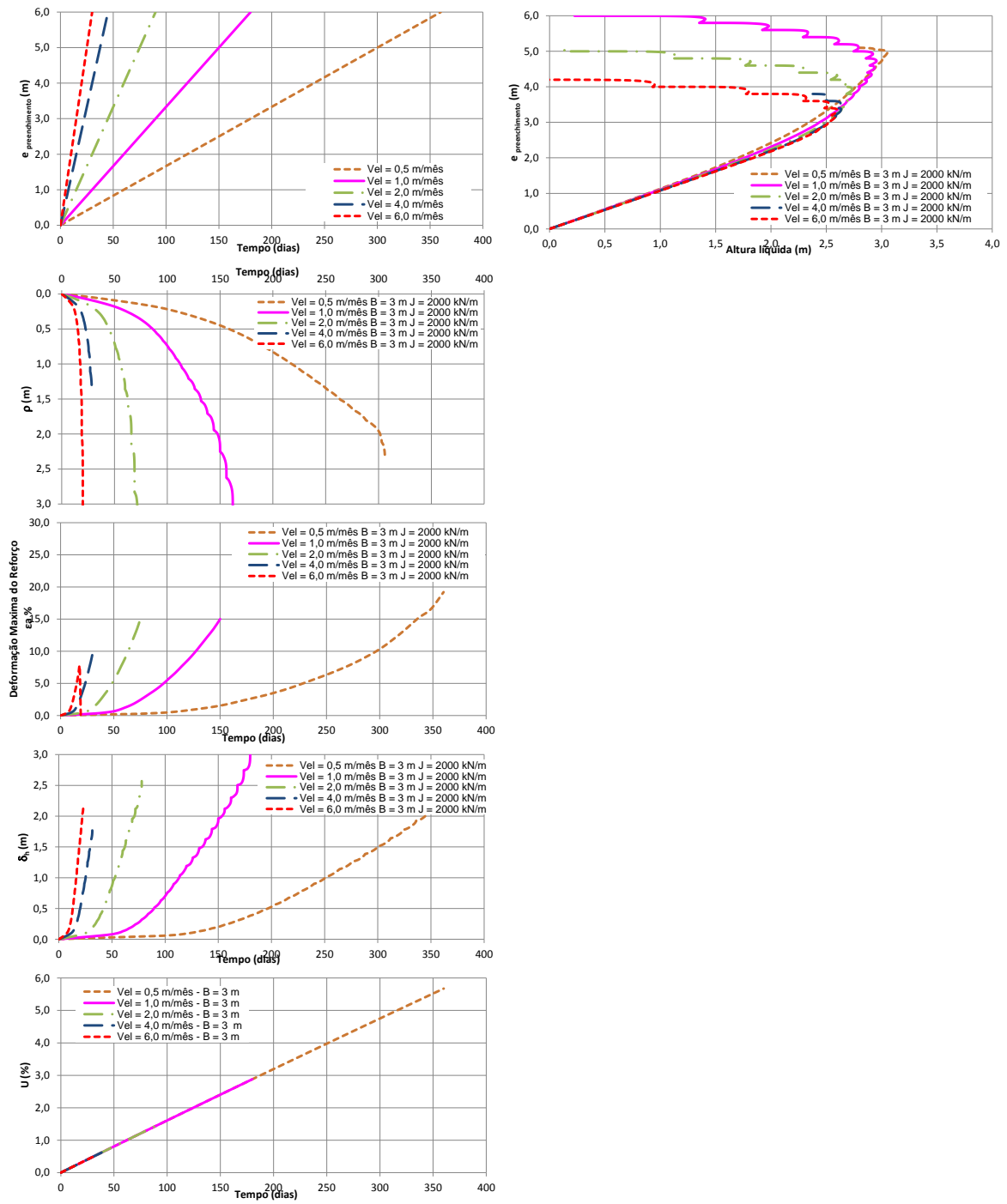


Figura IV.13. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m e rigidez do reforço $J = 2000$ kN/m.

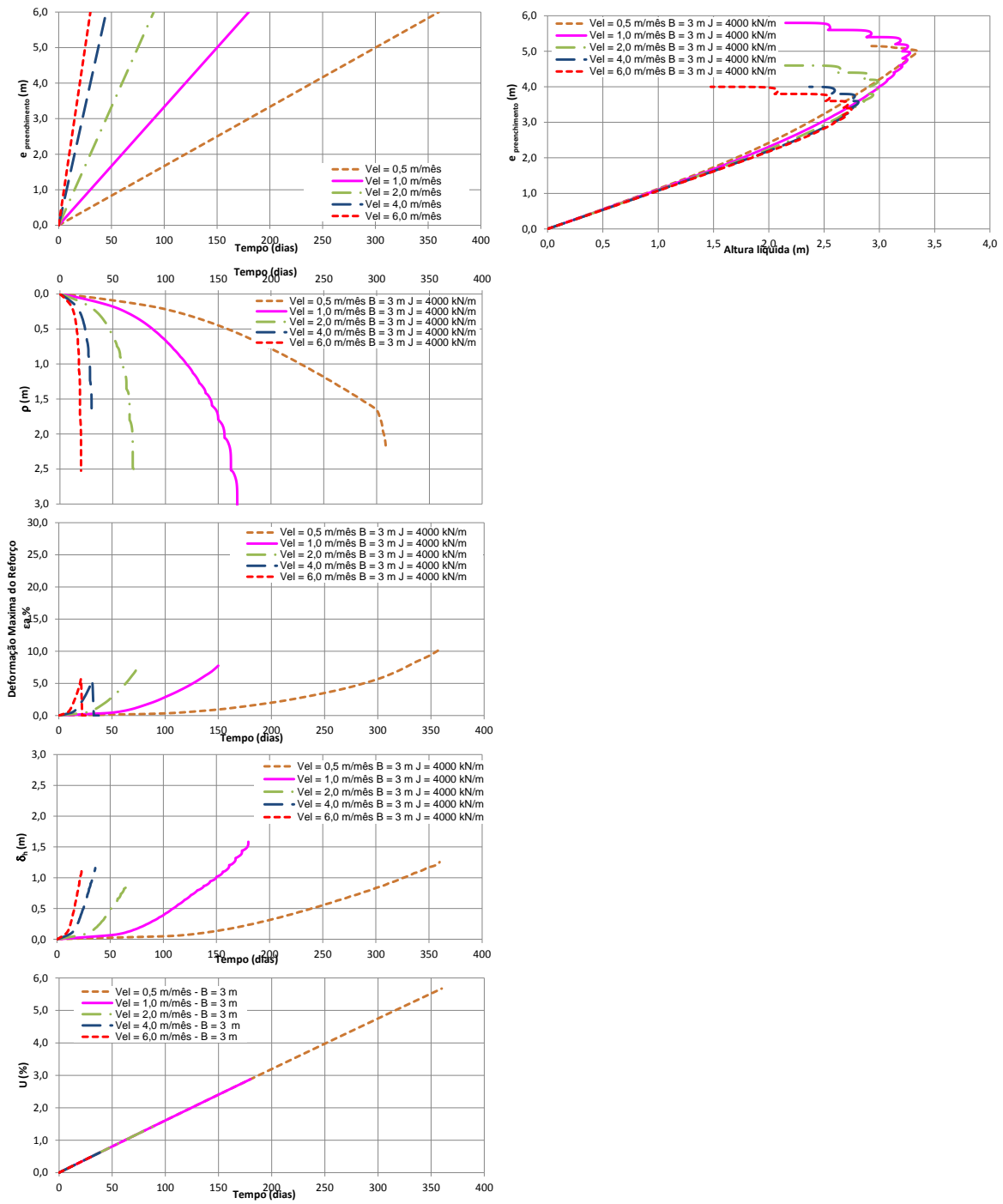


Figura IV.14. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m e rigidez do reforço $J = 4000$ kN/m.

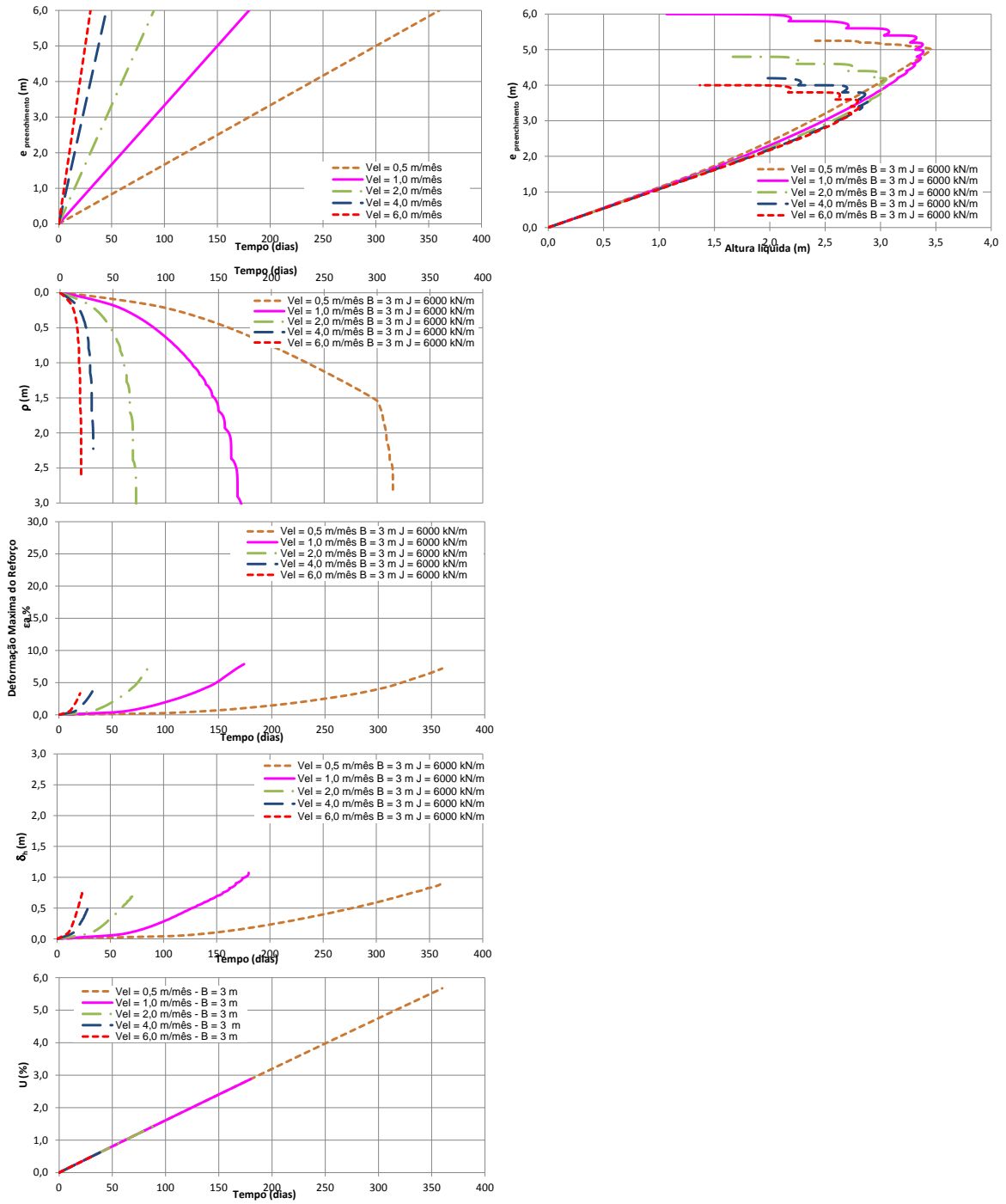


Figura IV.15. Verificação da influência da velocidade de construção para espaçamento entre drenos $B = 3,0$ m e rigidez do reforço $J = 6000$ kN/m.