UNIVERSIDADE DE BRASILIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

COMPORTAMENTO MECÂNICO E DESEMPENHO DE CONTENÇÕES EM ESTACAS ESPAÇADAS EM DUPLA FILEIRA EXECUTADAS EM SOLO COLAPSÍVEL

LUIS DAVID AGUDELO TORRES

ORIENTADOR: RAFAEL CERQUEIRA SILVA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.DM – 438/2026

BRASILIA/DF:JULHO/2026

UNIVERSIDADE DE BRASILIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

COMPORTAMENTO MECÂNICO E DESEMPENHO DE CONTENÇÕES EM ESTACAS ESPAÇADAS EM DUPLA FILEIRA EXECUTADAS EM SOLO COLAPSÍVEL

LUIS DAVID AGUDELO TORRES

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

APROVADA POR:

_____
RAFAEL CERQUEIRA SILVA, DSc. (UnB)
(ORIENTADOR)

_____
JUAN FÉLIX RODRIGEZ REBOLLEDO, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

_____
MAURICIO EHRLICH, Ph.D. (COPPE-UFRJ)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASILIA/DF, 28 de julho de 2026

FICHA CATALOGRÁFICA

AGUDELO TORRES, LUIS DAVID	
Comportamento mecânico e desempenho de contenções em estacas espaçadas em dupla fileira executadas em solo colapsível [Distrito Federal] 2026	
xxvi, 209p., 297x210mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2026).	
Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil	
1. Estacas espaçadas em dupla fileira	3.Solo colapsível
2.Modelagem numérica tridimensional	4. Arqueamento de Tensões
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

AGUDELO, L.D. (2026). Comportamento mecânico e desempenho de contenções em estacas espaçadas em dupla fileira executadas em solo colapsível. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-438/2026, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 209 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Luis David Agudelo Torres
TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Comportamento mecânico e desempenho de contenções em estacas espaçadas em dupla fileira executadas em solo colapsível.
GRAU / ANO: Mestre / 2026

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

_____

Luis David Agudelo Torres
CRS 512 SUL BLOCO A, ENTRADA 65, APTO 202
70361515 - Brasília / DF – Brasil
davidaguto98@gmail.com

DEDICATÓRIA

A la vida que me ha dado tanto.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me traçar o caminho até aqui.

Mais uma vez, aos meus pais, desta vez por me fazerem mestre ainda sem formação acadêmica.

À minha irmã e à minha família, pelo apoio incondicional, pela força e pela presença, ainda que na distância.

Aos amigos em Medellín, que têm acreditado em mim e que carregam com orgulho a insígnia de fazer frente à vida, mesmo nos contextos desafiadores da nossa sociedade e cultura.

A Guilherme Vasconcelos, grande amigo e colega do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB.

Ao meu orientador, Rafael Cerqueira, pela paciência e pelas orientações precisas para o desenvolvimento deste trabalho.

À Mariana, meu suporte, nos momentos difíceis, uma das minhas maiores fontes de inspiração e com quem compartilho este logro com grata felicidade.

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, aos companheiros e professores que contribuíram para a minha formação.

À CAPES, pelo financiamento da minha pesquisa.

E à vida, que me trouxe das montanhas antioqueñas até o Planalto Central.

COMPORTAMENTO MECÂNICO E DESEMPENHO DE CONTENÇÕES EM ESTACAS ESPAÇADAS EM DUPLA FILEIRA EXECUTADAS EM SOLO COLAPSÍVEL

RESUMO

As contenções em estacas espaçadas em dupla fileira constituem uma alternativa para escavações profundas em áreas urbanas, porém seu comportamento mecânico em solos tropicais colapsíveis ainda é pouco compreendido. Esta pesquisa avaliou o comportamento mecânico e o desempenho estrutural desse sistema em solo colapsível do Distrito Federal por meio de monitoramento de campo e modelagem numérica tridimensional pelo método dos elementos finitos. O modelo geotécnico foi validado pela reprodução dos deslocamentos medidos por inclinômetros em uma obra instrumentada, empregando elementos estruturais equivalentes do tipo placa, que reduziram significativamente o custo computacional sem comprometer a representatividade do sistema. Com o modelo validado, foram realizadas análises paramétricas variando o espaçamento entre estacas e o espaçamento entre fileiras, expressos, respectivamente, pelas relações S/D e B/D, mantendo-se constante o diâmetro das estacas, além do arranjo (alinhado e em quincôncio), da rigidez da conexão e da condição de saturação do solo. O desempenho da contenção foi avaliado por meio de deslocamentos horizontais, fatores de segurança, momentos fletores, empuxos mobilizados, flexibilidade estrutural e de um índice de arqueamento desenvolvido nesta pesquisa. Os resultados demonstraram que os parâmetros geométricos e estruturais atuam predominantemente sobre mecanismos distintos da resposta da contenção. O espaçamento entre estacas controla principalmente a estabilidade global e o desenvolvimento do arqueamento de tensões, enquanto o espaçamento entre fileiras governa o desempenho deformacional. Verificou-se ainda que estabilidade global e desempenho em serviço constituem critérios complementares de projeto, uma vez que elevados fatores de segurança não implicam, necessariamente, menores deslocamentos. Nesse contexto, a rigidez da conexão mostrou-se o fator de maior influência na redução dos deslocamentos horizontais, ao passo que a saturação do solo e o arranjo em quincôncio exerceram influência secundária sobre o comportamento global. As configurações com relações S/D entre 2,5 e 3,0 e B/D entre 3,5 e 4,5 proporcionaram o melhor equilíbrio entre estabilidade global e desempenho deformacional, fornecendo subsídios para o dimensionamento de contenções em estacas de dupla fileira em solos lateríticos colapsíveis.

MECHANICAL BEHAVIOR AND PERFORMANCE OF DOUBLE-ROW SPACED-PILE RETAINING SYSTEMS CONSTRUCTED IN COLLAPSIBLE SOIL

ABSTRACT

Double-row spaced-pile retaining systems constitute an alternative for deep excavations in urban areas; however, their mechanical behavior in tropical collapsible soils remains poorly understood. This research evaluated the mechanical behavior and structural performance of this system in collapsible soil from the Federal District of Brazil through field monitoring and three-dimensional numerical modeling using the finite element method. The geotechnical model was validated by reproducing the displacements measured by inclinometers at an instrumented construction site, using equivalent plate-type structural elements, which significantly reduced the computational cost without compromising the representativeness of the system. Based on the validated model, parametric analyses were performed by varying the spacing between piles and the spacing between rows, expressed by the S/D and B/D ratios, respectively, while keeping the pile diameter constant, as well as the arrangement (aligned and staggered), connection stiffness, and soil saturation condition. The retaining system performance was evaluated based on horizontal displacements, factors of safety, bending moments, mobilized earth pressures, structural flexibility, and an arching index developed in this research. The results demonstrated that the geometric and structural parameters predominantly influence distinct mechanisms of the retaining system response. The spacing between piles primarily controls global stability and the development of stress arching, whereas the spacing between rows governs deformation performance. It was also found that global stability and serviceability performance constitute complementary design criteria, since high factors of safety do not necessarily imply lower displacements. In this context, connection stiffness proved to be the factor with the greatest influence on the reduction of horizontal displacements, whereas soil saturation and the staggered arrangement exerted a secondary influence on the overall behavior. Configurations with S/D ratios between 2.5 and 3.0 and B/D ratios between 3.5 and 4.5 provided the best balance between global stability and deformation performance, providing support for the design of double-row pile retaining systems in collapsible lateritic soils.

COMPORTAMIENTO MECÁNICO Y DESEMPEÑO DE CONTENCIONES EN PILOTES ESPACIADOS EN DOBLE FILA EJECUTADAS EN SUELO COLAPSABLE

RESUMEN

Las contenciones en pilotes en doble fila constituyen una alternativa para excavaciones profundas en áreas urbanas; sin embargo, su comportamiento mecánico en suelos tropicales colapsables aún es poco comprendido. Esta investigación evaluó el comportamiento mecánico y el desempeño estructural de este sistema en suelo colapsable del Distrito Federal de Brasil mediante monitoreo de campo y modelación numérica tridimensional por el método de los elementos finitos. El modelo geotécnico fue validado mediante la reproducción de los desplazamientos medidos por inclinómetros en una obra instrumentada, empleando elementos estructurales equivalentes tipo placa, que redujeron significativamente el costo computacional sin comprometer la representatividad del sistema. Con el modelo validado, se realizaron análisis paramétricos variando el espaciamiento entre pilotes y el espaciamiento entre filas, expresados, respectivamente, mediante las relaciones S/D y B/D, manteniendo constante el diámetro de los pilotes, además del arreglo (alineado y en tresbolillo), la rigidez de la conexión y la condición de saturación del suelo. El desempeño de la contención fue evaluado mediante desplazamientos horizontales, factores de seguridad, momentos flectores, empujes movilizados, flexibilidad estructural y un índice de arqueamiento desarrollado en esta investigación. Los resultados demostraron que los parámetros geométricos y estructurales actúan predominantemente sobre mecanismos distintos de la respuesta de la contención. El espaciamiento entre pilotes controla principalmente la estabilidad global y el desarrollo del arqueamiento de tensiones, mientras que el espaciamiento entre filas gobierna el desempeño deformacional. Asimismo, se verificó que la estabilidad global y el desempeño en servicio constituyen criterios complementarios de diseño, ya que factores de seguridad elevados no implican necesariamente menores desplazamientos. En este contexto, la rigidez de la conexión fue el factor de mayor influencia en la reducción de los desplazamientos horizontales, mientras que la saturación del suelo y el arreglo en tresbolillo tuvieron una influencia secundaria. Las configuraciones con S/D entre 2,5 y 3,0 y B/D entre 3,5 y 4,5 mostraron el mejor equilibrio entre estabilidad y deformaciones, proporcionando criterios para el diseño de contenciones en pilotes de doble fila en suelos lateríticos colapsables.

ÍNDICE

Capítulo **Página**

1. INTRODUÇÃO 1

1.1 OBJETIVO DA PESQUISA 5

1.2 METODOLOGIA 6

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO 7

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 9

2.1 ESCAVAÇÕES E CONTENÇÕES EM MEIO URBANO 9

2.2 SISTEMA DE CONTENÇÃO COM ESTACAS 33

2.2.1 ESTACAS ESPAÇADAS 34

2.2.1.1 COMPORTAMENTO MECÂNICO RELEVANTE 39

2.2.2 ESTACAS EM FILEIRA DUPLA 57

2.3 MONITORAMENTO GEOTÉCNICO: INCLINOMETRIA 70

2.4 CONTEXTO GEOTÉCNICO DO DISTRITO FEDERAL 75

2.4.1 SOLOS TROPICAIS E LATERITICOS: FUNDAMENTOS CONCEITUAIS 79

2.4.2 ESTRUTURA METAESTAVÉL DE SOLOS LATERITICOS 81

2.4.3 SOLOS NÃO SATURADOS E COMPORTAMENTO MECÂNICO: O FENÔMENO DO COLAPSO SOB PONTO DE VISTA DOS ENSAIOS 82

2.4.4 CASOS HISTORICOS DE COLAPSO EM SOLOS TROPICAIS BRASILEIROS 86

2.4.5 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO DO DISTRITO FEDERAL 89

2.5 MODELAGEM NUMERICA EM GEOTECNIA 102

2.5.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS 103

2.5.2 MODELOS CONSTITUTIVOS 107

2.5.2.1 SOLO DE BRASILIA 108

2.5.2.2 ESTRUTURAS 131
3. CASO DE ESTUDO 135
3.1 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL 140
4. SIMULAÇÕES EM ELEMENTOS FINITOS 143
4.1 MODELAGEM DA OBRA COMPLETA 144
4.2 ANÁLISES PARÁMETRICAS 150
4.3 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÊCNICOS E ESTRUTURAIS 153
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO 159
5.1 VALIDAÇÃO DO MODELO DA ESCAVAÇÃO COMPLETA E COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SISTEMA 159
5.2 ANÁLISE PARAMETRICA 167
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES 192
6.1 RECOMENDAÇÕES 196

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela **Página**

Tabela 2-1. Perfil estratigráfico típico do solo tropical laterítico modificado do Cardoso (2002). 78
Tabela 2-2. Resultados dos ensaios de adensamento “convencional” ou saturados feitos por Guimarães (2002), tomados de Pérez. (2017). 91
Tabela 2-3. Resultados dos ensaios de adensamento “simples” ou em condições de teor de umidade natural até 200 kPa feitos por Guimarães (2002), tomados de Pérez. (2017). 91
Tabela 2-4. Caracterização básica do material sob estudo em amostras indeformadas (Mendoza, 2013). 100
Tabela 4-1. Parâmetros geomecánicos do solo para o modelo HS. 158

Tabela 4-2. Tabela de parâmetros estruturais no modelo simplificado de placas. 159
Tabela 4-3. Tabela de parâmetros estruturais no modelo simplificado de placas. 159

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura **Página**

Figura 2-1. Planta da escavação do Taipei National Enterprise Center (Ou et al., 2000). 13
Figura 2-2. Panorâmica do Chicago-State Subway Station Renovation (Finno et al., 2002)...13
Figura 2-3. Planta da escavação do Lurie Medical Research Building (Finno e Roboski, 2005). 14
Figura 2-4. Planta da escavação da estação East Nanjing Road (Tan e Li, 2011).....14
Figura 2-5. Sistemas de contenção usados na base de dados de Long (2001).....16
Figura 2-6. Subdivisão dos dados (Long, 2001). 17
Figura 2-7. Muros com h < 0.6H - Deslocamento horizontal normalizado versus a profundidade de escavação (Long, 2001). 17
Figura 2-8. Muros com h < 0.6H - Deslocamento horizontal normalizado versus a rigidez do sistema (Long, 2001). 18
Figura 2-9. Muros com h < 0.6H - Deslocamento horizontal normalizado versus a rigidez do sistema (Long, 2001). 18
Figura 2-10. Muros com h < 0.6H – Deslocamento vertical normalizado versus a profundidade de escavação (Long, 2001). 18
Figura 2-11. Muros com h > 0.6H com solo rígido na ficha – Deslocamento vertical normalizado versus a profundidade de escavação (Long, 2001). 19
Figura 2-12. Muros com h > 0.6H com solo rígido na ficha - Deslocamento horizontal normalizado versus a rigidez do sistema (Long, 2001). 19
Figura 2-13. Muros com h > 0.6H com solo rígido na ficha - Deslocamento horizontal normalizado versus a rigidez do sistema (Long, 2001). 20
Figura 2-14. Muros com h > 0.6H com solo mole na ficha – Deslocamento vertical normalizado versus a profundidade de escavação (Long, 2001). 20

Figura 2-15. Muros com h > 0.6H com solo mole na ficha – Deslocamento horizontal normalizado versus a rigidez do sistema (Long, 2001). 21
Figura 2-16. Muros em balanço – Deslocamento vertical normalizado versus a profundidade de escavação (Long, 2001). 22
Figura 2-17. Muros em balanço – Deslocamento horizontal normalizado versus a rigidez do sistema (Long, 2001). 22
Figura 2-18. Muros em balanço – Deslocamento vertical normalizado versus a rigidez do sistema (Long, 2001). 23
Figura 2-19. Deslocamento horizontal máximo vs profundidade da escavação em função do tipo de solo (Moormann, 2004).....24
Figura 2-20. Deslocamento vertical máximo vs profundidade da escavação em função do tipo de solo (Moormann, 2004) 25
Figura 2-21.Escavações profundas em solo coesivo: Distância horizontal x no ponto do deslocamento vertical máximo em função da altura da escavação (Moormann, 2004) 25
Figura 2-22. Deslocamento horizontal máximo do muro em função do número de flexibilidade (Moormann, 2004). 26
Figura 2-23. Escavações profundas em solo rígido: deslocamento horizontal máximo do muro em função da rigidez (Moormann, 2004). 26
Figura 2-24. Escavações profundas em argila mole: deslocamento horizontal máximo normalizado em função do fator de segurança contra levantamento – comparação com a abordagem de Mana e Clough (1981) Moormann (2004).....27
Figura 2-25. Escavações profundas em solo mole: (a) influência do espaçamento médio do suporte vertical. (b) Influência do comprimento de embutimento em relação à profundidade da escavação. 28
Figura 2-26. Perfis típicos de solo e sistemas de contenção em escavações profundas em Xangai (Tan et al., 2021). 29
Figura 2-27. Distribuição de frequência da relação Rp para todos os muros de contenção (Tan et al., 2021). 30
Figura 2-28. Gráficos de Caixa e bigode para diferentes tipos de muros de contenção por método de escavação (Tan et al., 2021). 31

Figura 2-29. Gráficos de Caixa e bigode para diferentes tipos de métodos de escavação por tipo de muro de contenção (Tan et al., 2021). 32
Figura 2-30. Visão geral da obra na Feria dos importados (Magalhães, 2003). 35
Figura 2-31. Variação dos deslocamentos com o tempo no topo das estacas na obra da Feria dos Importados (Magalhães, 2003). 35
Figura 2-32. Visão geral da fachada Oeste na obra no Setor Bancário Sul (Medeiros, 2005). 37
Figura 2-33. Variação dos deslocamentos com o tempo no topo das estacas na obra do Setor Bancário Sul (Medeiros, 2005). 37
Figura 2-34. Visão geral da fachada Oeste na obra no Setor Autarquias Sul (Medeiros, 2005).38
Figura 2-35. Variação dos deslocamentos com o tempo no topo das estacas na obra do Setor Autarquias Sul (Medeiros, 2005). 38
Figura 2-36. Panorâmica do setor instrumentado na obra do Setor Hoteleiro Norte (Ruge, 2014) 39
Figura 2-37. Resultados da inclinometria na obra do Setor Hoteleiro Norte (Ruge, 2014). 39
Figura 2-38. Mecanismo de mobilização de tensões cisalhantes na seção esquemática do alçapão. (a) Estágio inicial. (b) Estágio final (Terzaghi, 1936). 40
Figura 2-39. Relação entre o deslocamento vertical do alçapão e a tensão vertical total para areia densa (C_2) e fofa (C_1) (Terzaghi, 1936). 41
Figura 2-40. Variação das tensões horizontais e verticais para diferentes alturas de solo acima do alçapão (Terzaghi, 1936). 41
Figura 2-41. Modelo DEM 3D para a simulação do alçapão na areia: (esquerda) seção vertical transversal; (direita) disposição de partículas esférica Liu et al. (2024).....42
Figura 2-42. Ilustração esquemática de bandas de cisalhamento em testes de alçapão em função da dilatância da areia (Liu et al., 2024 citando a Costa et al., 2009). 43
Figura 2-43. Campos de recalque normalizados para diferentes deslocamentos do alçapão: (a) areias fofas, (b) areias de densidade média e (c) areias densas (Liu et al., 2024). 43
Figura 2-44. Campos de deformação por cisalhamento para diferentes deslocamentos da porta de retenção: (a) areias fofas, (b) areias de densidade média e (c) areias densas (Liu et al., 2024).44
Figura 2-45. Magnitude e orientação das tensões principais para (a) areia fofa e (b) areia densa em diferentes níveis de deslocamento da comporta.....44
Figura 2-46. Dispositivo de teste de alçapão (Li et al., 2025). Unidade em cm. 45

Figura 2-47. Variação da proporção de arqueamento. (A) Estágios na GRC. (B) Resultados experimentais (Li et al., 2025). 46
Figura 2-48. Variação da relação de arqueamento vertical no eixo central do alçapão (Li et al., 2025). 46
Figura 2-49. Variação da pressão tangencial no eixo central do alçapão (Li et al., 2025). 46
Figura 2-50. Direções principais atuantes no solo adjacente aos elementos estruturais da cortina de contenção: (a) Na posição de P1, (b) Na posição de P3, (c) Formação dos arcos entre as estacas, modificado de Andrade (2024). 47
Figura 2-51.Tensão principal intermediaria no plano xy (Andrade, 2024). 48
Figura 2-52. Distribuição das tensões principais no solo atrás do muro (Vermeer, Punlor e Ruse, 2001). 49
Figura 2-53. Estado do solo e contornos de deslocamento na direção Y em solo granular (Chen e Martin, 2002). 50
Figura 2-54. Efeito da variação da coesão variando o espaçamento sem variar o diâmetro das estacas. (A) s=4D. (B) s=2D (Liang e Zeng, 2002) 50
Figura 2-55. Distribuição horizontal de tensões em profundidades de 6,0 a 6,7m (Vermeer, Punlor e Ruse, 2001) 55
Figura 2-56. Efeitos de diferentes coesões nos deslocamentos horizontais do solo entre estacas. (a) c = 20 kPa, (b) c = 30 kPa e (c) c = 50 kPa (Xu et al., 2024) 56
Figura 2-57. Variação da relação de pressão horizontal-sobrecarga vertical solo com o espaçamento entre estacas normalizado, modificado do Almasi (2025). 57
Figura 2-58. Arranjos de sistemas em fileira dupla documentados por Wang et al. (2023).....58
Figura 2-59. Esquema do arqueamento do solo em sistema de contenção em “h” (Zhang et al., 2024) 58
Figura 2-60. Sui et al. (2024) Diagrama esquemático de um sistema de contenção de fileira dupla: (a) seção transversal do sistema de contenção de fileira dupla; (b) pilar em forma de T; (c) pilar em forma de cruz; (d) pilar em forma quadrada (medidas em mm) (Sui et al., 2024). 59
Figura 2-61. Esquema dos diferentes tipos de contenção documentados por Jia e Pan (2025).59
Figura 2-62. Arranjo de sistema de contenção em fileira dupla em quincôncio (Tang et al., 2017). 60

Figura 2-63. Diagrama de distribuição de tensão horizontal sob diferentes perfis: (a) Perfil-1, (b) Perfil-2 e (c) Perfil-3. 64
Figura 2-64. Proporção de carga estaca-solo: a) distribuição da carga estaca-solo em função do tempo e b, c, d) alterações na proporção de carga estaca-solo em diferentes pontos. Modificado do Zhang et al (2024) 65
Figura 2-65. Distribuição da tensão de Von Misses (Wang et al., 2023). 66
Figura 2-66. Análise estatística da altura da escavação contra dos deslocamentos horizontais (Wang et al., 2023) 67
Figura 2-67. Diagrama de empuxos de terra (Jia e Pan, 2025). 68
Figura 2-68. Empuxos. (a) Eff experimental. (b) Err experimental. (c) Efr experimental. (d) Efr numérico. (e) Erf experimental. (f) Erf numérico (Jia e Pan, 2025). 69
Figura 2-69. Esquema da sonda inclinométrica (Dunnucliff, 1988). 71
Figura 2-70. Princípios de medição da inclinometría (Machan e Bennett, 2008). 72
Figura 2-71. Diagrama esquematico da instalação da sonda (Machan e Bennett, 2008). 73
Figura 2-72. Exemplos de rejuntamento do espaço anular entre o tubo e o furo de sondagem (Machan e Bennett, 2008). 74
Figura 2-73. Erros típicos de deslocamento de bias e rotação (Green e Mikkelsen, 1988) 75
Figura 2-74. Geologia do distrito federal (IPEDF, 2020). 76
Figura 2-75. Pedologia do distrito federal (IPEDF; 2020 citando a Freitas e Campos; 1998). 77
Figura 2-76. Perfil de umidade do Campo Experimenta de Geotecnia da UnB (Souza, 2005). 79
Figura 2-77. Microestrutura dos solos ao longo de um perfil de intemperismo: solo profundamente intemperizado (a, b e c); solo moderadamente intemperizado (d); solo pouco intemperizado (e e f) (Camapum de Carvalho e Gitirana Junior, 2021). 80
Figura 2-78. Modelos para explicar estruturas metaestáveis. Adaptado de Ferreira (1995), com base em Dudley (1970). 82
Figura 2-79. Ponte de argila (PA) entre agregados (AGR) (Cardoso, 1995). 82
Figura 2-80. Fases de distribuição: (a) solos saprólitos; (b) solos lateríticos (Camapum de Carvalho, 2015) 83
Figura 2-81. Superfície de resistência não saturada (Fredlund et al., 2012). 84
Figura 2-82. Curva de retenção do solo natural (Borges, 2014). 85

Figura 2-83. Resultados de ensaios triaxial com sucção controlada igual a 50kPa em solo tropical. (a) Tensão desviadora. (b) Tensão desviadora normalizada com a pressão de confinamento. (c) Tensão desviadora normalizada com a sucção mátrica. (d) Desenvolvimento da sucção (Vilar, 2021). 85
Figura 2-84. Modificado de Jennings e Knight (1975), conforme apresentado em Vilar (2021).86
Figura 2-85. Avarias de construções localizadas às margens do lago Três irmãos (Rodrigues, 2007). 88
Figura 2-86. Desníveis e craqueamento, produto do colapso do solo por infiltração de água (Pérez, 2017). 89
Figura 2-87. Perfil estratigráfico do Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (Rebolledo et al. 2019a). 90
Figura 2-88. Ensaios triaxiais feitos por Guimarães (2002), modificado de Pérez (2017). (a) 2m de profundidade. (b) 4m de profundidade. (c) 6m de profundidade. (d) 8m de profundidade. (e) 10m de profundidade. 92
Figura 2-89. Curvas de compressibilidade feitas por Guimarães (2002), tomadas de Pérez. (2017) 93
Figura 2-90. Perfil típico do sítio estudado por Ruge (2014). 95
Figura 2-91. Ensaio edométrico a 9 e 6 m de profundidade e comportamento típico de argilas com estrutura estável e metaestável Ruge (2014).....96
Figura 2-92. Resultado de ensaios de edométricos em condição saturada e de umidade natural para amostras a 9 m de profundidade (Ruge, 2014). 96
Figura 2-93. Ensaio de compressão edométrica a 9 m de profundidade variando a sucção (Ruge, 2014). 97
Figura 2-94. Resultado de ensaios triaxiais em condição saturada para amostras a 9 m de profundidade (Ruge, 2014). 98
Figura 2-95. Resultado de ensaios triaxiais em condição não saturada (Ruge, 2014).....98
Figura 2-96. Perfil típico do campo experimental SOLOTRAT, Guará (DF). (a) Sequência estratigrafia. (b) SPT (Mendoza, 2013). 99
Figura 2-97. Ensaio de compressão com $\eta = 0,0$ (Mendoza, 2013). 100
Figura 2-98. Ensaio de compressão com $\eta = 0,3$ (Mendoza, 2013). 101
Figura 2-99. Ensaio de compressão com $\eta = 0,5$ (Mendoza, 2013). 101

Figura 2-100. Ensaio de compressão com η = 0,5 – 0,0 (Mendoza, 2013). 102
Figura 2-101. Ensaio triaxial drenado saturado a 3m de profundidade (Mendoza, 2013).....102
Figura 2-102. Superfície de plastificação intrínseca, CSS e NCS do modelo Creep-SCLAY1S no espaço de tensão triaxial. Laera et al. (2018).....111
Figura 2-103. Comparação da simulação dos ensaios feitos por Mendoza (2013) entre o SSLCC e o HS. Modificado de Silva et al. (2024). 116
Figura 2-104. Representação esquemática do plano p'-q. (a) superfícies de escoamento. (b) a regra de mapeamento do conceito de superfície de escoamento (Yin et al., 2020). 118
Figura 2-105. Representação tridimensional das superfícies do modelo PBBM (Seequent, 2025). 121
Figura 2-106. Relação tensão-deformação hiperbólica no carregamento primário para um ensaio triaxial drenado padrão (Schanz et al., 1999). 126
Figura 2-107. Modelagem de escoamento sucessivo em função do parâmetro de endurecimento (Schanz et al., 1999).....128
Figura 2-108. Representação da superfície de escoamento total do HS no espaço de tensões principais em um caso de solo sem coesão (Schanz et al., 1999).....130
Figura 2-109. Definição de forças axiais positivas (N), forças de cisalhamento (Q) e momentos fletores (M) para uma placa com base em sistema de eixos local (Bentley, 2024a). 133
Figura 2-110. Força axial e forças de cisalhamento. (a) Eixos locais. (b) Força axial N. (c) Força de cisalhamento Q_{12}. (d) Força de cisalhamento Q_{13} (Bentley, 2024a).....133
Figura 2-111. Momentos fletores. (a) Momento fletor M_3 134
Figura 3-1.Caracterização integrada da área de estudo: (a) cobertura satelital; (b) distribuição espacial dos solos (IPEDF,2020); (c) contexto urbano.....136
Figura 3-2.Planta geral da obra de contenção com as vistas frontais de cada flanco. 137
Figura 3-3.Seção da vista 4A com duas fileiras de estacas espaçadas em balanço. Com detalhes executivos dos elementos estruturais (estacas, viga de coroamento e laje de ligação).....138
Figura 3-4. Processo executivo do sistema de contenção. 139
Figura 3-5. Panorâmica geral da realização de leitura no inclinômetro I-09.....140
Figura 3-6. Localização em planta das sondagens SPT. 141
Figura 3-7. Variação do número de golpes NSPT com a profundidade. (a) Furo de sondagem FS01. (b) Furo de sondagem FS02. (c) Furo de sondagem FS03. 141

Figura 3-8. Comparativa do perfil do solo e o NSPT do local com pesquisas feitas no DF. (a) Todas as sondagens no local. (b) Todas as sondagens reportadas por Rebolledo et. al (2019a). (c) Todas as sondagens reportadas por Mendoza (2013). (d) Comparativa das anteriores e definição. . 142
Figura 4-1. Elemento básico do solo em 3D – Tetraedro de 10 nós (Bentley 2024b) 144
Figura 4-2. Transformação do sistema de elementos de volume a elementos tipo placa. 145
Figura 4-3. Influência da largura (número de estacas) de análise no peso equivalente das estacas modeladas como elementos tipo placa. (a) Camada de argila arenosa vermelha (b) Camada de solo residual laterítico. 148
Figura 4-4. Vista panorâmica geral da escavação e modelo 3D considerado. 148
Figura 4-5. Modelo de elementos finitos no modelo da escavação completa. 149
Figura 4-6. Modelos considerados para as análises paramétricas numa faixa 3D. (a) Estacas alinhadas com conexão flexível. (b) Estacas em quincôncio. (c) Estacas alinhadas com conexão rígida. 150
Figura 4-7. Modelo de elementos finitos considerado para as análises paramétricas. 151
Figura 4-8. Seção transversal A do sistema de contenção em dupla fileira dupla. 152
Figura 4-9. Modelo considerado para calibração dos parâmetros saturados. 156
Figura 4-10. Simulação do ensaio triaxial saturado feito por Mendoza (2013) usando o HS. 156
Figura 4-11. Simulação dos ensaios de compressão feito por Mendoza (2013) usando HS. (a) η = 0,3. (b) η = 0 157
Figura 4-12. Comparativa das simulações dos ensaios de compressão triaxial em condição natural e saturada. 157
Figura 4-13. Comparativa das simulações dos ensaios de compressão isotrópica em condição saturada e não saturada. 158
Figura 5-1. Comparação do perfil de deslocamento obtido nas modelações numéricas com elementos volume e tipo placa: (a) Estaca externa (b) Estaca interna. 160
Figura 5-2. Comparação do perfil de deslocamento obtido nas modelações e na monitoração com inclinômetros. (a) Estaca externa (b) Estaca interna. 161
Figura 5-3. Perfil de deslocamentos nas estacas com conexão rígida. (a) Estaca externa (b) Estaca interna. 163
Figura 5-4. Momentos fletores nas estacas. (a) Estaca externa (b) Estaca interna. 163

Figura 5-5. Empuxos nas estacas para conexão semirrígida. (a) Estaca externa (b) Estaca interna. 164
Figura 5-6. Pontos de plastificação na zona de interesse no que corresponde a seção 4-A e redores. 165
Figura 5-7. Trajetórias de tensão do ponto A. (a) Deformação principal maior versus tensão desviadora. (b) Deformação volumétrica versus tensão normal média. (c) Tensão normal média versus tensão desviadora. 166
Figura 5-8. Deslocamentos horizontais máximos em função da altura de escavação para conexão semirrígida em estado saturado. (a) S/D = 1.25. (b) S/D = 1.50. (c) S/D = 2.00. (d) S/D = 2.50. (e) S/D = 3.00 168
Figura 5-9. Deslocamentos horizontais máximos em função da altura de escavação para conexão rígida em estado saturado. (a) S/D = 1.25. (b) S/D = 1.50. (c) S/D = 2.00. (d) S/D = 2.50. (e) S/D = 3.00.....169
Figura 5-10. Deslocamentos horizontais máximos em função da altura de escavação para conexão semirrígida em estado não saturado. (a) S/D = 1.25. (b) S/D = 1.50. (c) S/D = 2.00. (d) S/D = 2.50. (e) S/D = 3.00.....170
Figura 5-11. Deslocamentos horizontais máximos em função da altura de escavação para conexão rígida em estado não saturado. (a) S/D = 1.25. (b) S/D = 1.50. (c) S/D = 2.00. (d) S/D = 2.50. (e) S/D = 3.00 171
Figura 5-12. Deslocamento horizontal máximo do muro em função do número de flexibilidade de Addenbrooke (1994). 174
Figura 5-13. Gráficos de caixas e bigodes para cada estado. (a) Estado saturado. (b) Estado não saturado. 176
Figura 5-14. Deslocamento horizontal relativo máximo em função do fator de segurança do sistema de contenção para cada estado. (a) Saturado. (b) Não saturado.....178
Figura 5-15. Momentos fletores máximos na estrutura no último estágio em função do número de flexibilidade de Addenbrooke (1994). (a) Saturado – Conexão rígida. (b) Saturado - Conexão semirrígida. (c) Não saturado – Conexão rígida. (d) Não saturado – Conexão semirrígida...182
Figura 5-16. Indice de arqueamento em função do deslocamento horizontal relativo máximo. (a) Estaca externa estado saturado. (b) Estaca externa estado não saturado. (c) Estaca interna estado saturado. (d) Estaca interna estado não saturado. 186

Figura 5-17. Visualização das tensões principais intermediarias na seção A.....190
Figura 5-18. Pontos de falha na contenção em dupla fileira com S/D=3.0, B/D=3.5, conexão flexível e estado saturado. (a) Visualização de interfaces. (b) Sem visualização de interfaces.190
Figura 5-19. Deslocamentos horizontais na contenção em dupla fileira com S/D=3.0, B/D=3.5, conexão flexível e estado saturado 191
Figura 5-20. Trajetórias de tensão do ponto B. (a) Deformação principal maior versus tensão desviadora. (b) Deformação volumétrica versus tensão normal média. (c) Tensão normal média versus tensão desviadora.....191

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ARPW	Sistema de estacas em fileira dupla assimétrico
ASMC	Modelo Cam-Clay com estrutura e anisotropia
BBM	Modelo Barcelona.
BU	Sistema ascendente
CBPW	Parede contínua de estacas escavadas
CEGUnB	Centro experimental da geotecnia da UnB
CSL	Linha de estado crítico
CSS	Superfície de estado atual
CWR	Parede composta
DF	Distrito federal
DRPW	Sistema de estacas em fileira dupla
DW	Parede diafragma
GRC	Curva de reação do solo
GW	Muro de gravidade
HS	Modelo Hardening Soil
IQR	Amplitude interquartil
LC	Curva de carregamento-Colapso
MCC	Modelo Cam-Clay
NCS	Superfície normal de adensamento
NSPT	Indice de resistência à penetração
OC	Escavação a céu aberto
PBBM	Modelo Plaxis-Barcelona.
SI	Curva de aumento de sucção
SIA	Setor de Indústrias e Abastecimento
SMW	Muro em balanço
SNW	Parede grampeada
SOC	Escavação a céu aberto com taludes
SPT	Ensaio de penetração padrão
SPW	Sistema de estacas de fileira única

SSLCC	Modelo Cam-Clay com subplastificação
SSPW	Parede de estaca-prancha
STD	Sistema de ilha central
STD	Semi-top-down
SWRC	Curva característica de retenção de água no solo
TD	Sistema descendente
USDM	Modelo definido pelo usuário
VER	Volume elementar representativo
γ_w	Peso específico da água.
γ	Peso específico natural do solo
γ_c	Peso específico do concreto
γ	Peso específico do solo
γ_{eq}	Peso específico equivalente da estrutura
w	Umidade natural do solo
w_l	Limite líquido do solo
w_p	Limite plástico do solo
I_p	Indicie plástico do solo
s_r	Saturação
G_s	Gravidade específica do solo
e	Indice de vazios
s_c	Sucção
F	Flexibilidade
I	Momento de inercia do sistema
I_e	Momento de inercia da estaca
$I_{i,cm}$	Momento de inercia de cada componente com relação ao seu próprio centroide
d_i	Distância entre o centroide de cada elemento e o eixo global do conjunto
A	Area

b_e	Faixa de largura
D	Diâmetro das estacas
r	Raio da estaca
L	Comprimento das estacas
h_v	Altura da viga de coroamento
B	Espaçamento entre fileiras de estacas
S	Espaçamento entre estacas
s	Espaçamento médio dos suportes ou altura retida, mas o engaste
S / D	Relação espaçamento-diâmetro de estacas
B / D	Relação espaçamento entre fileiras-diâmetro de estacas
E	Módulo de Young
λ	Constante de Lamé
μ	Constante de Lamé
ν	Modulo de Poisson
τ_i	Tensão cisalhante mobilizada na interface
σ_n	Tensão normal efetiva
c_i	Coesão da interface
c'	Coesão efetiva do solo
Su	Coesão não drenada
ϕ_i	Ângulo de atrito da interface
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do solo
K_0^{NC}	Coeficiente de empuxo em repouso para a condição normalmente adensada
K_0	Coeficiente de empuxo em repouso
R_{inter}	Fator de redução dos parâmetros da interface
C_c	Indice de compressão
C_s	Indice de recompressão
κ	Indice de inchamento

$\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$	Tensões normais
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensões principais
σ_2^e	Tensão efetiva intermediaria na estaca
σ_2^v	Tensão efetiva intermediaria no vão livre
p'	Invariante de tensão efetiva média
q	Invariante de tensão desviadora
η	Razão de tensões
R	Indice de arqueamento
OCR	Razão de sobre-adensamento
H	Altura de escavação
H_p	Altura embutida ou ficha
R_p	Relação da altura de escavação com a altura embutida ou ficha
$u_{h\,max}$	Deslocamento horizontal máximo
$u_{v\,max}$	Deslocamento vertical máximo
$u_{h\,max} / H$	Deslocamento horizontal relativo
$u_{v\,max} / H$	Deslocamento vertical relativo
h	Espessura de camada mole
h_e	Espaçamento entre escoras
FS	Fator de segurança
M	Momento fletor
Err	Empuxo sobre a face externa da estaca externa
Erf	Empuxo sobre a face interna da estaca externa
Efr	Empuxo sobre a face externa da estaca interna
Eff	Empuxo sobre a face interna da estaca interna
F	Vetor de forças nodais aplicadas
K	Matriz de rigidez global
u	Vetor de deslocamentos nodais
B	Matriz que associa deslocamento com deformação

$\mathbf{D}$	Matriz constitutiva
$\boldsymbol{\sigma}$	Tensor de tensões
$\mathbf{K_T}$	Matriz de rigidez tangente
$\mathbf{p_w}$	Tensor de tensões de poros
$\boldsymbol{\varepsilon}$	Tensor de deformações
$\mathbf{s}$	Tensor de tensões desviadoras
$\boldsymbol{\alpha}_{ij}$	Tensor relacionado com a anisotropia
$\boldsymbol{\delta}$	Tensor identidade de segunda ordem
V	Volume
μ^*	Indice de fluência modificado da compressão secundaria edométrica
τ	Tempo de referência
$\alpha_{K_0^{NC}}$	Inclinação da superfície de fluência no estado normalmente adensado
$\eta^2_{K_0^{NC}}$	Razão de tensão no carregamento K_0^{NC}
β	Expoente de fluência
$d\varepsilon_v$	Incremento das deformações volumétricas totais
$d\varepsilon_q$	Incremento das deformações desviadoras totais
$d\varepsilon^e$	Incremento das deformações elásticas
$d\varepsilon_v^c$	Incremento das deformações viscoplásticas
$d\Lambda$	Multiplicador viscoplástico
ξ	Taxa de desestruturação absoluta
ξ_d	Taxa de desestruturação relativa as deformações desviadoras
χ	Quantidade de cimentação
p'_m	Tamanho da superfície de plastificação
p'_{eq}	Tamanho da CSS
p'_p	Tamanho da NCS ou tensão de pré-adensamento
$M(\theta_\alpha)$	Razão de tensão no estado crítico

χ	Quantidade de cimentação
α	Inclinação da superfície de fluência
ω	Variável de estado da estrutura
ρ	Variável de desestruturação
G	Função auxiliar do SSLCC
Q	Função auxiliar do SSLCC
b	Constante de calibração do SSLCC
d	Constante de calibração do SSLCC
p_c	Tamanho da superfície de escoamento da argila intacta
p_{ci}	Tamanho da superfície de escoamento intrínseca
p_{c0}	Tamanho da superfície de escoamento da argila natural
R_c	Grau de perturbação da estrutura
p_b	Tensão média adesiva
S_{eff}	Saturação efetiva
$\lambda(0)$	Indice de compressão saturado
r	Ganho de rigidez por sucção
β	Taxa de aumento da rigidez com a sucção
p'^s_0	Tensão de pré-adensamento para a condição saturada
M	Inclinação da CSL
ϕ'_{cr}	Ângulo de atrito no estado crítico
k_s	Parâmetro de coesão aparente
q_f	Tensão desviadora de ruptura de Mohr-Coulomb
R_f	Razão de ruptura
E_{50}	Modulo de rigidez secante ao 50% da ruptura por cisalhamento
γ^p	Parâmetro de endurecimento (deformação cisalhante plástica)
E_{ur}	Modulo de rigidez de carregamento/descarregamento

E_{50}^{ref}	Modulo de rigidez secante ao 50% da ruptura por cisalhamento de referência
E_{ur}^{ref}	Modulo de rigidez de carregamento/descarregamento de referência
ψ_m	Ângulo de dilatância mobilizado
$\tilde{q}$	Medida da tensão desviadora
M_c	Razão de anisotropia plástica no adensamento
H_e	Parâmetro de endurecimento
E_{oed}	Modulo de rigidez edométrico
$d\sigma$	Incremento de tensão
$d\varepsilon$	Incremento de deformação
ν_{ur}	Módulo de Poisson carga/recarga
p'_{ref}	Tensão de referência
d_e	Espessura equivalente da estaca
Fe	Ferro
Al	Alumínio
pH	Potencial hidrogeniônico

1. INTRODUÇÃO

De acordo com a Organização das Nações Unidas (ONU, 2025), a densidade populacional aumentou significativamente em grande parte das cidades do mundo desde o ano 2000, tendência também observada na América Latina. Embora o crescimento urbano brasileiro tenha ocorrido predominantemente de forma horizontal, projeções indicam aumento da população residente em cidades e maior pressão pelo uso eficiente do solo urbano. Nesse contexto, o aproveitamento do espaço subterrâneo para transporte, estacionamento, serviços e logística torna-se uma estratégia importante para acomodar o crescimento urbano sem ampliar a expansão horizontal, sendo progressivamente reconhecido como um recurso estratégico para o desenvolvimento das cidades (Ariaratnam e Chammout, 2021).

No Brasil, embora não exista uma política nacional consolidada sobre o uso do espaço subterrâneo, observa-se o desenvolvimento de diversos projetos de obras subterrâneas, incluindo túneis rodoviários, sistemas metroviários e obras de saneamento, como a Linha 4 do metrô do Rio de Janeiro, o Túnel da Grota Funda, além de sistemas de controle de cheias e emissários de esgoto na cidade de São Paulo, e o metrô de Brasília no trecho da asa sul. Esses empreendimentos evidenciam o avanço gradual da utilização do subsolo no contexto urbano brasileiro.

O aproveitamento do espaço subterrâneo depende da execução de escavações, frequentemente em grandes profundidades e em proximidade com estruturas existentes. Nessas condições, os desafios geotécnicos tornam-se particularmente relevantes, pois a estabilidade da escavação e o controle das deformações influenciam diretamente a segurança da infraestrutura urbana circundante. Diferentemente de áreas menos densamente ocupadas, onde a estabilidade pode ser garantida por meio de taludes ou cortes com inclinações suaves, em ambientes urbanos essa alternativa raramente é viável devido às restrições espaciais impostas pelo entorno construído. Torna-se, portanto, necessário o emprego de sistemas de contenção capazes de limitar deslocamentos, minimizar recalques em estruturas vizinhas e garantir a estabilidade da escavação dentro de critérios técnicos, econômicos e de segurança, evitando problemas amplamente documentados em casos históricos de escavações urbanas (Ou et al., 2000; Finno et al., 2002; Finno e Roboski, 2005).

Entre os diferentes sistemas empregados na estabilização de escavações urbanas, as contenções com estacas têm sido amplamente utilizadas devido à sua flexibilidade construtiva (Hernández-Montes et al., 2012), adaptabilidade geométrica e compatibilidade com ambientes

urbanos com espaço restrito (Magalhães, 2003; Medeiros, 2005; Ruge 2014). De forma geral, sua execução envolve a perfuração do terreno, instalação da armadura e posterior concretagem *in situ*, podendo os elementos ser dispostos de forma espaçada, contígua ou secante, e associados, quando necessário, a sistemas complementares de ancoragem ou escoramento interno.

Nos últimos anos, os sistemas de contenção com estacas em dupla fileira têm sido propostos como uma alternativa aos sistemas convencionais de fileira única, especialmente em escavações urbanas nas quais o emprego de tirantes é técnica ou legalmente inviável devido à presença de fundações vizinhas, túneis, dutos subterrâneos, nível freático elevado, condições geológicas desfavoráveis à ancoragem ou restrições normativas relacionadas à invasão de propriedades adjacentes (Jia e Pan, 2025; Zhou et al., 2022). Por dispensarem a utilização de tirantes e escoras, esses sistemas reduzem interferências construtivas e limitações operacionais associadas à execução sequencial desses elementos (Ye e He, 2022). Compostos, em sua configuração mais comum, por uma fileira interna de estacas, uma fileira externa e elementos de ligação entre ambas, como vigas de coroamento e lajes de ligação, esses sistemas apresentam elevada rigidez global e maior capacidade de controle dos deslocamentos horizontais quando comparados às estruturas convencionais (Lan et al., 2023; Wang et al., 2023; Zhou et al., 2022). Diferentemente das contenções em fileira única, seu comportamento é marcado pelo desenvolvimento de efeitos de arqueamento distintos nas estacas interna e externa, fenômeno denominado por Bo e Zhai (2015) como efeito de arco múltiplo. Embora sua existência seja amplamente reconhecida e estudos recentes tenham avançado na caracterização tridimensional desse mecanismo (Wang e Chen, 2017; Ren et al., 2019; Zhang et al., 2024; Wang et al., 2023), as análises permanecem predominantemente descritivas, sem desenvolver modelos quantitativos capazes de representar a transferência de cargas entre as fileiras e a geometria efetiva do arco mobilizado no maciço. Além disso, a interação estrutural entre as duas fileiras promove a formação de um binário resistente, associado à redução dos deslocamentos horizontais, das deformações do terreno e dos momentos fletores máximos, reduzindo potencialmente a armadura (Sui et al., 2024). Entretanto, embora diferentes formulações tenham sido propostas para estimar os empuxos atuantes nas estacas interna e externa (He et al., 1996; Mei et al., 2009), estudos recentes ainda apresentam interpretações distintas quanto à distribuição dessas tensões e aos mecanismos de transferência de cargas entre as fileiras e o solo intermediário (Wang et al., 2023; Jia e Pan, 2025), dificultando a compreensão do comportamento mecânico e a definição de critérios de projeto para esses sistemas.

As vantagens operacionais e mecânicas desses sistemas, entretanto, não os isentam de limitações importantes. Por envolverem duas fileiras de estacas conectadas, essas contenções exigem maior espaço para implantação, uma vez que o espaçamento entre fileiras deve ser dimensionado de modo a garantir condições adequadas de desempenho, o que pode dificultar ou mesmo inviabilizar sua aplicação em projetos com restrição espacial acentuada. Soma-se a isso o fato de que seu impacto econômico ainda não foi devidamente quantificado na literatura, tampouco comparado de forma sistemática ao de sistemas alternativos de contenção. Além dessas limitações práticas, persistem importantes lacunas quanto à compreensão do comportamento mecânico desses sistemas. Embora os resultados disponíveis indiquem que as contenções em estacas em dupla fileira constituem uma alternativa promissora para escavações urbanas, a prática de projeto evoluiu mais rapidamente que sua fundamentação teórica (Zhou et al., 2022), especialmente no que se refere aos mecanismos de deformação, à distribuição dos empuxos de terra e à definição do espaçamento entre fileiras, para a qual ainda não existe um método analítico consolidado (Wang et al., 2022).

Além disso, a maior parte dos estudos disponíveis concentra-se na análise isolada de indicadores específicos de desempenho, deslocamentos horizontais ou do arqueamento de tensões, no primeiro caso estabelecendo relações empíricas entre a altura de escavação e os deslocamentos máximos (Wang et al., 2023), ou entre a rigidez do sistema e sua resposta deformacional e no segundo estabelecendo apenas espaçamentos limites (Peng e Liu, 2018; Rong, 2017; Wang et al., 2022; Lan et al., 2023; Dong et al., 2022). No entanto, o desempenho de uma contenção não pode ser avaliado apenas por um único indicador - é necessário considerar simultaneamente deslocamentos, fatores de segurança, momentos fletores, empuxos mobilizados e intensidade do arqueamento. Essa abordagem integrada permite compreender não apenas o desempenho do sistema, mas também os mecanismos físicos responsáveis por sua resposta mecânica, aspecto ainda pouco explorado na literatura para contenções em estacas em dupla fileira executadas em solos tropicais.

A reduzida quantidade de casos instrumentados disponíveis na literatura constitui outra importante lacuna de conhecimento. Wang et al. (2023), em revisão recente, conseguiram compilar apenas treze casos instrumentados documentados na literatura mundial para sistemas de dupla fileira - número significativamente inferior ao disponível para sistemas convencionais de fileira única. Além disso, a grande maioria desses casos concentra-se em solos sedimentares da Ásia,

especialmente na China, onde esses sistemas têm sido mais amplamente empregados. Praticamente não existem registros de casos instrumentados em solos tropicais, e menos ainda em solos colapsíveis, como os amplamente encontrados no Distrito Federal e em outras regiões de clima tropical sazonal.

É nesse cenário que se insere o estudo de caso sobre o qual se apoia esta pesquisa: uma contenção em estacas espaçadas em dupla fileira, executada em solo colapsível do Distrito Federal, cujo desenvolvimento envolveu diferentes atores ao longo de suas etapas. O projeto geotécnico da contenção pela empresa Kali Engenharia, com a exploração geotécnica do terreno e o apoio ao dimensionamento geotécnico realizados pela Embre Engenharia. Ao longo do desenvolvimento do projeto, o professor Rafael Cerqueira Silva, da Universidade de Brasília, incorporou-se como consultor técnico, responsável também pela concepção e implantação do programa de instrumentação de campo da obra. Com a contenção projetada, instrumentada e construída, o presente trabalho foi desenvolvido a partir da análise dos dados de monitoramento e da modelagem numérica do sistema. Esse caso instrumentado constitui, portanto, a base empírica sobre a qual se apoia toda a investigação conduzida nesta dissertação, fornecendo os dados de campo utilizados na validação dos modelos numéricos tridimensionais desenvolvidos nas etapas subsequentes da pesquisa.

O Distrito Federal, em particular, apresenta um contexto geotécnico singular. Seus solos, predominantemente lateríticos, são originários do intenso intemperismo químico (Cardoso, 2002). Esses materiais exibem estrutura metaestável caracterizada por elevada porosidade e heterogeneidade, composta por microporos relativamente estáveis e macroporos mais suscetíveis à deformação (Cardoso, 1995; Queiroz, 2015), sendo a estrutura representativa do modelo de agregados conectados por pontes de argila (Cardoso, 1995; Araki, 1997; Cardoso, 2002). A metaestabilidade manifesta-se por deformações volumétricas abruptas associadas à degradação da estrutura do solo, seja pela redução da sucção por saturação ou pelo aumento das tensões aplicadas (Cardoso, 1995; Camapum de Carvalho e Gitirana Júnior, 2021). O clima tropical sazonal, com duas estações bem-marcadas (seca e chuvosa), controla a infiltração, a redistribuição de umidade e a variação da sucção matricial no perfil do solo, influenciando diretamente seu comportamento geotécnico (Souza, 2005). No Brasil tem sido palco de diversos casos históricos de colapso associados à saturação ou ao carregamento, incluindo danos a edificações e infraestrutura urbana (Pérez, 2017; Rodrigues, 2007; Silva et al., 2008).

Finalmente à escolha do modelo constitutivo empregado nas análises numéricas. Grande parte dos trabalhos limita-se a mencionar a utilização de determinado modelo sem justificar tecnicamente essa escolha à luz das características específicas do material analisado. Em solos tropicais lateríticos, como os do Distrito Federal, essa decisão é particularmente crítica, uma vez que esses materiais apresentam comportamento mecânico distinto daquele observado em solos sedimentares de climas temperados, incluindo a presença de estrutura metaestável, a influência da sucção matricial sobre a resistência e rigidez, e o fenômeno do colapso por umedecimento (Cardoso, 1995, 2002; Camapum de Carvalho e Gitirana Junior, 2021; Vilar, 2021). A escolha do modelo constitutivo deve, portanto, ser fundamentada em uma análise cuidadosa das características do solo, da disponibilidade de parâmetros experimentais, da capacidade do modelo em reproduzir os fenômenos relevantes e da robustez numérica de sua implementação computacional.

Diante dessas lacunas, esta pesquisa investiga o comportamento de contenções em estacas espaçadas em dupla fileira executadas em solo colapsível do Distrito Federal por meio da integração entre monitoramento de campo, modelagem numérica tridimensional e análises paramétricas, buscando compreender como os principais parâmetros geométricos e construtivos influenciam os diferentes mecanismos que governam a resposta da contenção, fornecendo subsídios para a interpretação do seu comportamento mecânico e para o aprimoramento de critérios de projeto.

1.1 OBJETIVO DA PESQUISA

Avaliar o comportamento mecânico de sistemas de contenção com estacas em dupla fileira executados em solo laterítico do Distrito Federal, por meio de monitoramento de campo e modelagem numérica tridimensional, visando compreender os mecanismos que governam sua resposta mecânica e ampliar o conhecimento sobre esses sistemas em solos tropicais colapsíveis.

Para atingir esse objetivo geral, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- interpretar o comportamento da obra instrumentada a partir dos resultados da inclinometria, identificando a evolução do perfil de deslocamentos durante a escavação;
- caracterizar o perfil geotécnico representativo do local, utilizando informações provenientes das investigações de campo e de bases de dados da literatura regional, de modo a definir os parâmetros necessários à modelagem numérica;

- selecionar e calibrar um modelo constitutivo capaz de representar adequadamente o comportamento mecânico do solo tropical laterítico do Distrito Federal e o fenômeno de colapso, considerando as informações experimentais disponíveis na literatura;
- realizar análises paramétricas para investigar a influência do espaçamento entre estacas, do espaçamento entre fileiras, do arranjo estrutural, do tipo de conexão entre as fileiras e da condição de saturação do solo sobre os mecanismos que governam o comportamento do sistema, considerando deslocamentos horizontais, momentos fletores, empuxos, fatores de segurança e arqueamento de tensões;
- comparar os resultados obtidos com critérios de desempenho consolidados na literatura internacional, discutindo sua aplicabilidade e propondo recomendações para o dimensionamento de contenções em estacas em dupla fileira executadas em solos tropicais estruturados e colapsíveis.

1.2 METODOLOGIA

A metodologia adotada nesta pesquisa foi estruturada de forma sequencial, integrando informações provenientes do monitoramento de campo, da caracterização geotécnica regional, da modelagem numérica tridimensional e da análise paramétrica do sistema de contenção.

Inicialmente, foi realizado o levantamento e a interpretação dos dados da obra estudada, compreendendo os resultados das sondagens e do monitoramento por inclinometria. Em razão da limitada disponibilidade de ensaios laboratoriais específicos para o local, procedeu-se à construção de um perfil geotécnico representativo por meio da integração dessas informações com resultados experimentais reportados para solos lateríticos do Distrito Federal em pesquisas anteriores. Essa etapa permitiu definir os parâmetros necessários à representação do comportamento mecânico do maciço.

Na sequência, foi selecionado o modelo constitutivo mais adequado às características do solo estudado, considerando a disponibilidade de parâmetros na literatura e sua capacidade de reproduzir o comportamento observado em ensaios laboratoriais realizados em materiais semelhantes. Os parâmetros adotados foram previamente avaliados por meio da simulação de ensaios triaxiais e de compressão isotrópica, buscando verificar sua consistência antes da aplicação ao problema de engenharia.

A obra instrumentada foi então reproduzida em um modelo tridimensional em elementos finitos. Devido à geometria complexa do sistema de contenção, foi empregada uma metodologia baseada na substituição das estacas modeladas como elementos volumétricos por elementos estruturais equivalentes do tipo placa, permitindo reduzir significativamente o custo computacional sem comprometer a representatividade do comportamento global da estrutura. O modelo foi calibrado e validado por meio da comparação entre os deslocamentos obtidos numericamente e aqueles medidos pelos inclinômetros instalados na obra, estabelecendo uma base confiável para as análises subsequentes.

Uma vez validado o modelo numérico, foram desenvolvidas análises paramétricas destinadas a investigar a influência dos principais parâmetros geométricos e estruturais do sistema de contenção. Foram consideradas variações do espaçamento entre estacas e do espaçamento entre fileiras, expressos, respectivamente, pelas relações S/D e B/D, mantendo-se constante o diâmetro das estacas. Também foram avaliados o tipo de conexão entre as fileiras (rígida e semirrígida), o arranjo das estacas (alinhado e desencontrado – quincôncio) e a condição de umidade do maciço. A condição de saturação foi representada pela adoção de parâmetros saturados em uma camada superficial suscetível ao colapso, mantendo-se os parâmetros correspondentes à umidade natural nas camadas remanescentes do perfil.

Os resultados obtidos foram avaliados por meio de indicadores de desempenho associados ao comportamento global do sistema, incluindo deslocamentos horizontais máximos, momentos fletores, empuxos, fatores de segurança e índices de arqueamento. Posteriormente, esses resultados foram comparados com bases de dados clássicas de escavações instrumentadas e com critérios de desempenho amplamente consolidados na literatura, permitindo posicionar o comportamento do sistema estudado em relação ao estado da arte e discutir sua aplicabilidade em contenções em estacas em dupla fileira executadas em solos tropicais do Distrito Federal.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está organizada em seis capítulos, estruturados de forma a conduzir o leitor desde a contextualização do problema até as conclusões e recomendações decorrentes da pesquisa.

O Capítulo 1 apresenta a contextualização do tema, a motivação da pesquisa, os objetivos, a metodologia adotada e a organização geral da dissertação.

O Capítulo 2 reúne a revisão bibliográfica, abordando inicialmente o contexto das escavações profundas em meio urbano e a evolução dos sistemas de contenção. Em seguida, são discutidas as principais bases de dados internacionais utilizadas para avaliação do desempenho de contenções, com ênfase nos indicadores de desempenho e nas metodologias de tratamento de grandes bancos de dados. Posteriormente, é apresentada uma revisão do comportamento mecânico de contenções em estacas espaçadas, tanto em fileira única quanto em fileira dupla, destacando os mecanismos de arqueamento de tensões e os principais parâmetros que influenciam sua resposta estrutural. Por fim, são discutidas as características geotécnicas dos solos tropicais do Distrito Federal, desde sua formação pedogenética até a seleção de modelos constitutivos capazes de representar seu comportamento mecânico.

O Capítulo 3 apresenta o estudo de caso que fundamenta esta pesquisa, incluindo a caracterização geológica e geotécnica da área de estudo, a descrição da obra instrumentada, os resultados das investigações de campo e do monitoramento por inclinometria, bem como a construção do modelo geotécnico utilizado nas análises numéricas.

O Capítulo 4 descreve a modelagem numérica desenvolvida, contemplando a definição da geometria, das condições de contorno, dos modelos constitutivos, da sequência construtiva simulada e da metodologia baseada em placas equivalentes empregada para representar o sistema de contenção. Também são apresentados o processo de calibração do modelo e sua validação a partir dos dados de monitoramento.

O Capítulo 5 apresenta os resultados das análises paramétricas, investigando a influência dos principais parâmetros geométricos e estruturais do sistema de contenção sobre os indicadores de desempenho, incluindo deslocamentos horizontais, momentos fletores, empuxos, fatores de segurança e arqueamento de tensões. Os resultados são analisados por meio de ferramentas estatísticas e comparados com critérios de desempenho estabelecidos na literatura.

Por fim, o Capítulo 6 reúne as principais conclusões da pesquisa, destacando as contribuições do trabalho para a compreensão do comportamento de contenções em estacas em dupla fileira executadas em solos tropicais do Distrito Federal, bem como as recomendações para pesquisas futuras.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESCAVAÇÕES E CONTENÇÕES EM MEIO URBANO

De acordo com a Organização das Nações Unidas (ONU, 2025), a densidade populacional aumentou desde o ano 2000 em quase metade das cidades do mundo (definidas como áreas com ≥1.500 hab/km² e pelo menos 50.000 habitantes). Entre as grandes cidades (mais de 1 milhão de habitantes), três quartos delas também se tornaram mais densas. Na região da América Latina e Caribe, 79% das cidades aumentaram sua densidade até 2025. Esse aumento da densidade ocorre, segundo a ONU, quando o crescimento populacional supera a expansão da área construída.

No Brasil, embora a proporção da população vivendo em cidades segundo o Grau de Urbanização seja de 54,1% (menor do que em muitos países da região), a população total cresceu 21% entre 2000 e 2025, e a participação da população urbana subiu 7,1 pontos percentuais (ONU, 2025). O crescimento urbano brasileiro tem ocorrido predominantemente de forma horizontal (sprawl), com a área construída nas cidades crescendo 44% enquanto a população urbana cresceu 36%. Isso resultou em um aumento da área construída per capita (de 46 para 49 m² por pessoa), indicando perda de densidade.

No entanto, projeções indicam que a população residente em cidades brasileiras poderá atingir cerca de 120 milhões de pessoas em 2050. Limitações ambientais (como a proteção de áreas agricultáveis e recursos hídricos) e políticas de contenção da expansão horizontal poderão forçar um aumento da densidade. Nesse cenário, o aproveitamento do espaço subterrâneo para transporte, estacionamento, serviços e logística torna-se uma estratégia essencial para acomodar o crescimento sem agravar o sprawl, alinhando-se à recomendação da ONU de priorizar padrões de crescimento compacto. Entre essas alternativas, destaca-se o aproveitamento do espaço subterrâneo urbano, que vem sendo progressivamente reconhecido como um recurso estratégico para o desenvolvimento das cidades. A pressão demográfica tem levado à consideração desse espaço como uma forma de aliviar efeitos da densidade populacional, especialmente a congestão urbana. Diversas instalações que historicamente eram construídas em superfície estão sendo transferidas para o subsolo, incluindo centros comerciais, hospitais, instituições financeiras, restaurantes e estações de tratamento de esgoto (Ariaratnam e Chammout, 2021).

Experiências internacionais demonstram o potencial dessa abordagem. Cidades como Montreal e Quebec City possuem extensas redes subterrâneas multifuncionais, com mais de trinta

quilômetros de passagens conectando diferentes usos urbanos. Em diferentes contextos, o uso do subsolo tem sido associado à melhoria da mobilidade urbana e à mitigação de problemas decorrentes da elevada densidade (Ariaratnam e Chammout, 2021).

No Brasil, embora não exista uma política nacional consolidada sobre o uso do espaço subterrâneo, observa-se o desenvolvimento de diversos projetos de obras subterrâneas. Exemplos incluem túneis rodoviários, sistemas metroviários e obras de saneamento, como a Linha 4 do metrô do Rio de Janeiro, o Túnel da Grota Funda, o sistema rodoviário da Rodovia dos Imigrantes, além de sistemas de controle de cheias e emissários de esgoto na cidade de São Paulo, e o metrô de Brasília. Esses empreendimentos evidenciam o avanço gradual da utilização do subsolo no contexto urbano brasileiro.

Entretanto, diversos autores ressaltam que o uso eficiente do espaço subterrâneo requer planejamento estratégico e integração com o ordenamento territorial urbano. Bobylev (2009) destaca a necessidade de incorporar o subsolo de forma sistemática ao planejamento urbano, enquanto Bartel e Janssen (2016) evidenciam, a partir do contexto alemão, os desafios institucionais e técnicos associados a essa integração. Sterling (1997) e Nelson (2016) propõem abordagens mais amplas e interdisciplinares para o desenvolvimento do espaço subterrâneo, enfatizando a necessidade de integração entre diferentes áreas da engenharia e do planejamento urbano. Nesse sentido, o aproveitamento efetivo do espaço subterrâneo depende da implantação de empreendimentos e infraestruturas subterrâneas, como estações de transporte, estacionamentos, galerias técnicas e subsolos de edificações. A execução dessas estruturas requer inevitavelmente a realização de escavações, muitas vezes em grandes profundidades e em proximidade com estruturas existentes. É nessa etapa construtiva que os desafios geotécnicos se tornam particularmente críticos, uma vez que a estabilidade da escavação e o controle das deformações passam a exercer influência direta sobre a segurança da infraestrutura urbana circundante. Em ambientes urbanos, diferentemente de áreas menos densamente povoadas, a estabilização de escavações por meio de taludes ou cortes extensos raramente é viável devido às restrições espaciais impostas pelo entorno construído. Nessas condições, torna-se necessário o emprego de sistemas de contenção capazes de controlar deslocamentos, limitar recalques em estruturas vizinhas e garantir a estabilidade da escavação dentro de critérios técnicos, econômicos e de segurança.

A complexidade das escavações profundas em ambientes urbanos tem motivado, nas últimas décadas, a documentação detalhada de estudos de caso em diferentes regiões do mundo.

Esses casos, geralmente associados a centros urbanos de alta densidade populacional, solos de baixa resistência e presença de estruturas sensíveis no entorno, tornaram-se referências internacionais por combinarem desafios geotécnicos severos, extensos programas de instrumentação e análises numéricas avançadas. Além de validarem metodologias de projeto, esses estudos têm contribuído para o desenvolvimento de critérios empíricos de controle de deslocamentos, avaliação de riscos a estruturas vizinhas e compreensão dos efeitos tridimensionais em escavações profundas.

Dentre os estudos de referência na literatura internacional, destacam-se os casos do Taipei National Enterprise Center, do Chicago-State Subway Station Renovation, do Lurie Medical Research Building e da estação East Nanjing Road. O Taipei National Enterprise Center, em Taiwan (Ou et al., 2000), corresponde a uma edificação de 18 andares com cinco níveis de subsolo, cuja execução exigiu uma escavação de 19,7m de profundidade em um perfil de argila mole, inserido em uma zona empresarial densamente urbanizada. A escavação foi concluída com sucesso por meio de um muro diafragma executado sob o sistema top-down, com apoio de um extenso programa de instrumentação, incluindo inclinômetros e piezômetros e extensômetros, além de modelagem numérica tridimensional por elementos finitos. O principal desafio esteve associado à presença de uma camada de argila mole com aproximadamente 25m de espessura e aos longos períodos construtivos. Ainda assim, os recalques máximos foram limitados a 7,8cm, e as distorções angulares permaneceram inferiores a 1/600 nas proximidades dos cantos.

O estudo de Finno et al. (2002) documenta a execução do Chicago-State Subway Station Renovation, em Chicago, Estados Unidos, em um ambiente urbano caracterizado pela proximidade de uma edificação apoiada em sapatas, além da presença de túneis de metrô e da própria estação subterrânea existente. A escavação, com 13m de profundidade, foi executada em um perfil de argila glacial mole sob condições de nível freático elevado. A estabilização foi realizada com estacas secantes e monitoramento por inclinômetros, associado à definição prévia de limites seguros de deslocamento (19, 25 e 32mm) e à utilização de modelagem numérica. Apesar de recalques de até 40mm na edificação vizinha, os danos observados foram classificados como não estruturais.

No caso reportado por Finno e Roboski (2005) para o Lurie Medical Research Building, também em Chicago, Estados Unidos, foi necessária uma escavação de 12,8m de profundidade para a construção de dois níveis de subsolo, em um ambiente urbano com forte interferência de

estruturas existentes, incluindo um edifício apoiado em estacas, redes de serviços públicos e um túnel de pedestres. A escavação foi estabilizada por meio de uma parede de estacas-prancha ancorada, implantada em um perfil composto por areias fofas e argilas glaciares moles sob nível freático elevado. O controle de desempenho foi realizado por meio de instrumentação com pontos topográficos de monitoramento e inclinômetros, após a definição de limites seguros de deslocamento com base em análises numéricas. Mesmo com a utilização de um sistema estrutural mais flexível, os deslocamentos laterais máximos foram da ordem de 50 mm, permitindo ainda a calibração da relação entre o fator de segurança contra levantamento de fundo e os movimentos laterais observados em campo.

Dentre os casos de grande relevância internacional, destaca-se ainda o estudo de Tan e Li (2011), referente à construção da estação East Nanjing Road, em Shanghai, China. A escavação, com 26 m de profundidade, foi executada em um ambiente altamente adensado, cercado por sete edificações adjacentes, incluindo o histórico edifício Huadong Real Estate, de oito andares e fundado sobre estacas, além de edificações com fundações superficiais, uma linha de metrô em operação e redes de serviços públicos. A estabilização foi realizada por meio de um muro diafragma de 1m de espessura, associado a técnicas de jet grouting e ao método top-down, em um perfil de argilas muito moles. Embora tenham sido registrados recalques significativos, atingindo até 105 mm, bem como fissuras não estruturais no edifício histórico, a obra foi concluída com sucesso graças ao extenso programa de monitoramento de campo, composto por 24 inclinômetros, 93 pontos de monitoramento em tubulações e 36 pontos em edificações. Em contraste, as edificações apoiadas em fundações rasas apresentaram recalques máximos de apenas 7mm.

Esses casos históricos demonstram que a execução de escavações profundas em centros urbanos densamente ocupados e em solos de baixa resistência é tecnicamente viável, desde que sejam adotados sistemas de contenção adequados, programas robustos de instrumentação e metodologias de previsão baseadas em desempenho. No entanto, como destacado por Gilbert et al. (2013), ainda existe a necessidade de avanços em pesquisa e desenvolvimento para que o aproveitamento do espaço subterrâneo se torne cada vez mais seguro, econômico e sustentável.

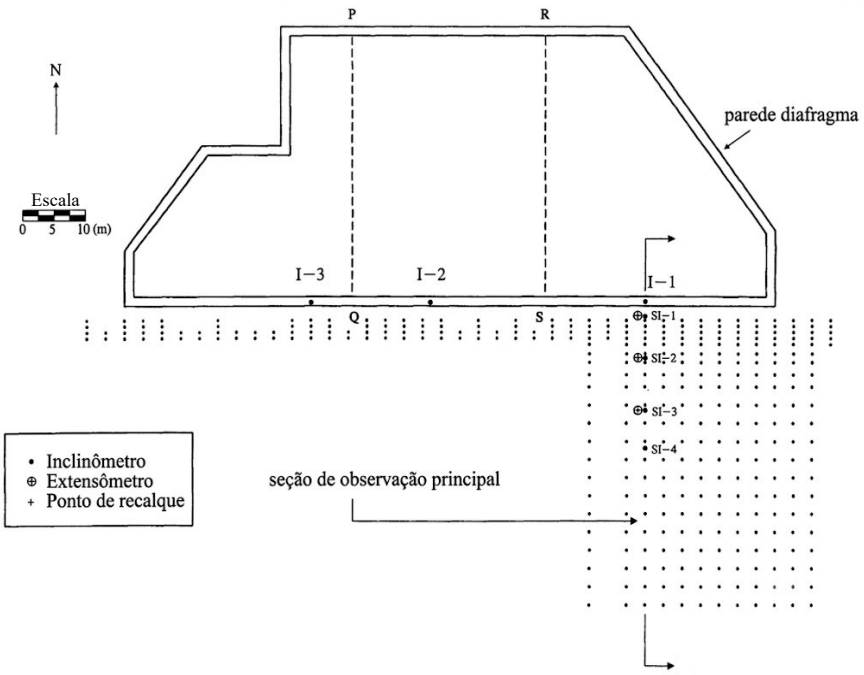


Figura 2-1. Planta da escavação do Taipei National Enterprise Center (Ou et al., 2000).

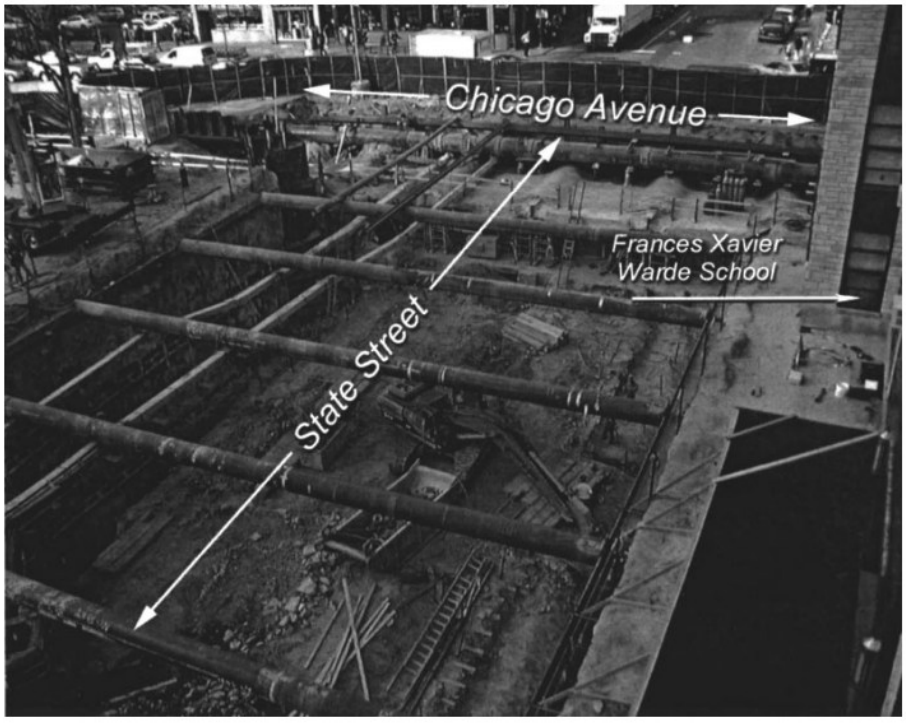


Figura 2-2. Panorâmica do Chicago-State Subway Station Renovation (Finno et al., 2002)

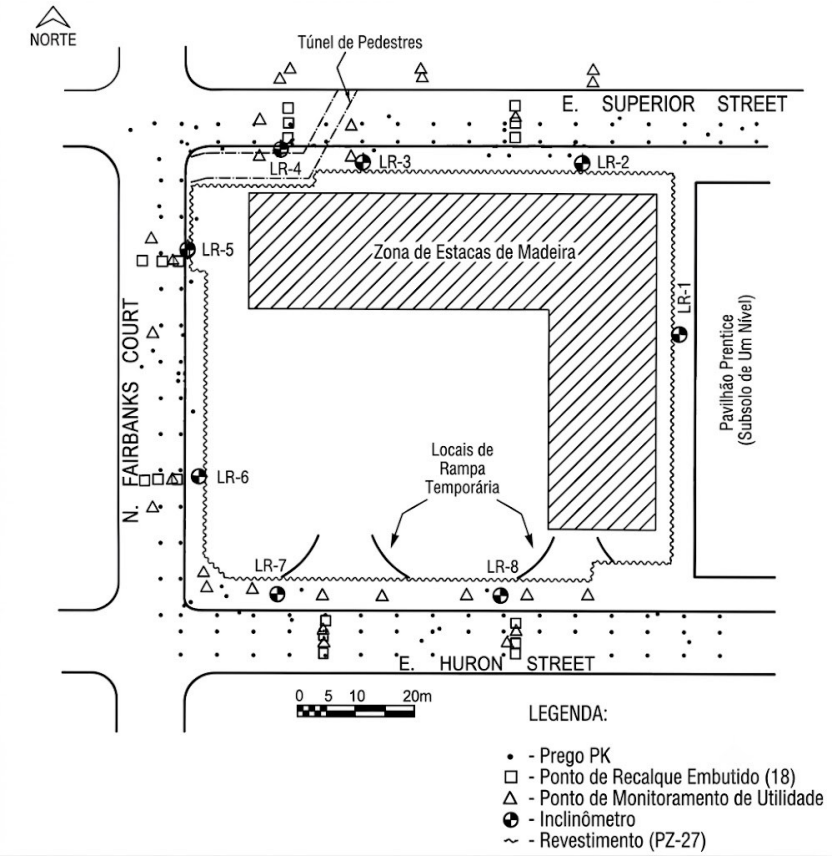


Figura 2-3. Planta da escavação do Lurie Medical Research Building (Finno e Roboski, 2005).

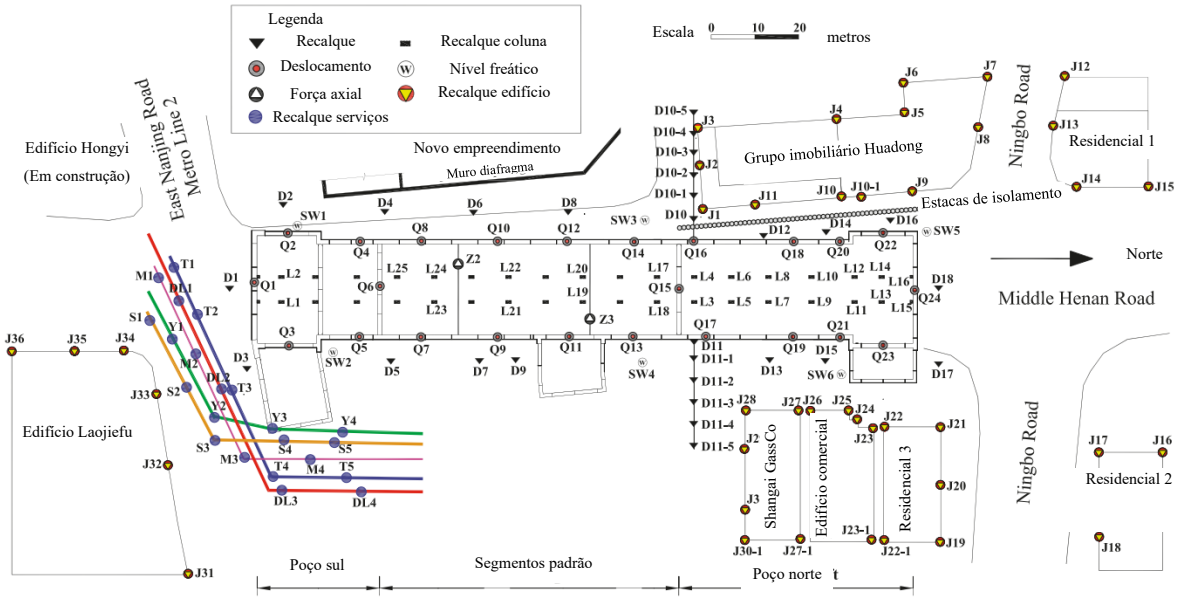


Figura 2-4. Planta da escavação da estação East Nanjing Road (Tan e Li, 2011)

Apesar da relevância dos estudos de caso individuais para a compreensão dos mecanismos de deformação e da interação solo-estrutura em escavações profundas, a elevada variabilidade associada às condições geotécnicas, aos sistemas estruturais e às sequências construtivas torna essencial o apoio em evidências empíricas obtidas em campo para a interpretação e validação do desempenho dessas obras. Nesse contexto, a partir do trabalho seminal de Ralph Peck (1969), fundamentado no método observacional, diversos pesquisadores passaram a compilar bancos de dados de escavações instrumentadas com o objetivo de estabelecer envelopes de comportamento e faixas de referência para deslocamentos laterais e recalques superficiais. Mais do que substituir análises numéricas ou estudos de caso detalhados, essas bases empíricas atuam de forma complementar, fornecendo parâmetros de referência para estimativas preliminares de projeto, calibração de modelos numéricos e avaliação crítica do desempenho de novos sistemas de contenção.

Long (2001) analisou um banco de dados com cerca de 300 casos históricos em todo o mundo, no âmbito de um trabalho sobre interação solo-estrutura em ambiente urbano. Foram considerados seis tipos de estruturas de contenção: estacas secantes, estacas espaçadas, muro diafragma, estaca-prancha, cortinas berlinenses, além de sistemas ancorados ou escorados (Figura 2-5). Para as análises, o autor dividiu os dados em quatro conjuntos (Figura 2-6): (1) solos rígidos com espessura de solo mole $h < 0,6H$; (2) $h > 0,6H$ com fator de segurança (FS) contra levantamento de fundo maior que 3 (subdividido em solo rígido no nível de dragagem e solo mole no nível da ficha); (3) $h > 0,6H$ com FS baixo contra levantamento de fundo; (4) muros em balanço.

Os dados foram processados em gráficos de deslocamento relativo versus profundidade escavada, bem como em gráficos de número de flexibilidade versus deslocamento horizontal normalizado e de fator de fator de segurança (Bjerrum e Eide, 1956) versus deslocamento horizontal normalizado. Embora a flexibilidade corresponda conceitualmente ao inverso da rigidez, o número de flexibilidade consiste em um parâmetro adimensional ou dimensional empregado para representar essa característica e correlacioná-la com a resposta da contenção. Por esse motivo diferentes autores propuseram expressões distintas para sua determinação, buscando maximizar a correlação com os deslocamentos observados. Long (2001) avaliou as formulações propostas Rowe (1952, Equação 2-1), Clough et al. (1989, Equação 2-2), e Addenbrooke (1994, Equação 2-3), encontrando que esta última apresentou a melhor organização dos dados.

$$F = \log\left(\frac{s^4}{EI}\right) \qquad (2\text{-}1)$$

$$F = \frac{EI}{\gamma_w s^4} \qquad (2\text{-}2)$$

$$F = \frac{s^5}{EI} \qquad (2\text{-}3)$$

Onde:

F - Número de flexibilidade.

E - Módulo de Young da estrutura de contenção.

I - Momento de inercia da estrutura.

γ_w - Peso específico da água.

s - Altura retida, mais o engaste para muros em balanço.

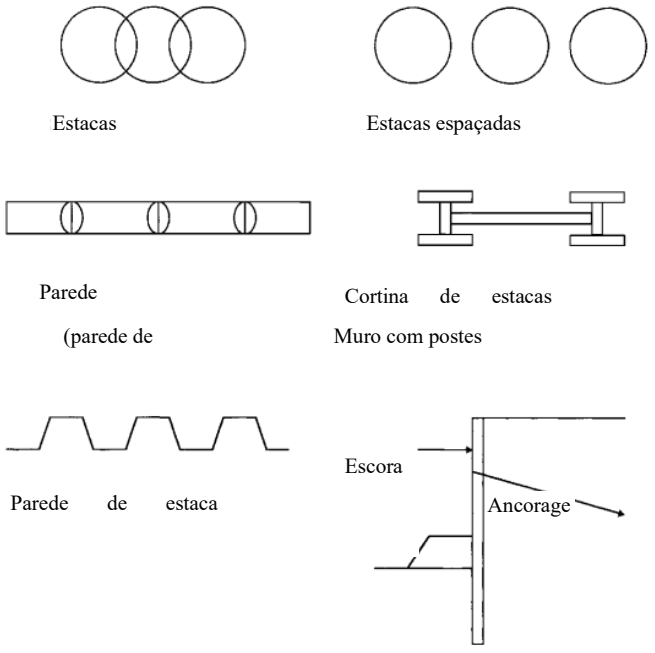


Figura 2-5. Sistemas de contenção usados na base de dados de Long (2001).

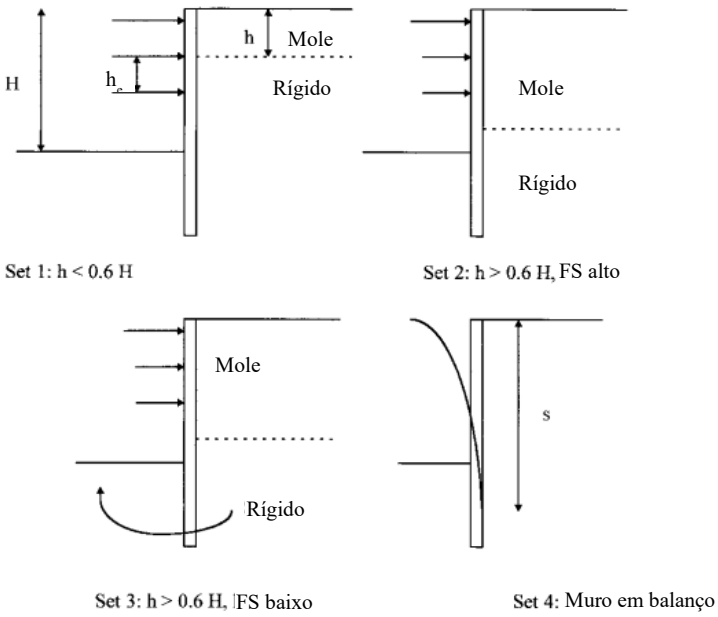


Figura 2-6. Subdivisão dos dados (Long, 2001).

Para o grupo 1 (solos rígidos, h < 0,6H, Figura 2-7 a 2-10) o deslocamento horizontal máximo normalizado situou-se frequentemente entre 0,05% e 0,25%, enquanto os recalques ficaram entre 0 e 0,20%H. Não foram observadas diferenças significativas entre sistemas escorados, ancorados ou top-down. Os deslocamentos mostraram-se relativamente independentes da rigidez do sistema, o que sugere a ocorrência de arqueamento de tensões nos solos analisados. Os dados indicam que paredes menos rígidas podem ser economicamente viáveis, pois reduzem o momento fletor, desde que os maiores deslocamentos sejam aceitáveis ou controlados.

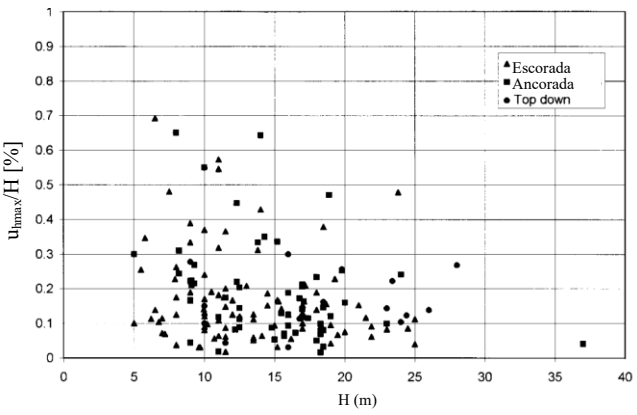


Figura 2-7. Muros com h < 0.6H - Deslocamento horizontal normalizado versus a profundidade de escavação (Long, 2001).

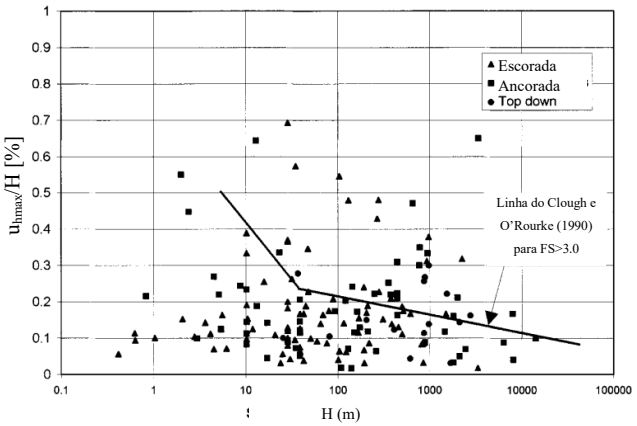


Figura 2-8. Muros com h < 0.6H - Deslocamento horizontal normalizado versus a rigidez do sistema (Long, 2001).

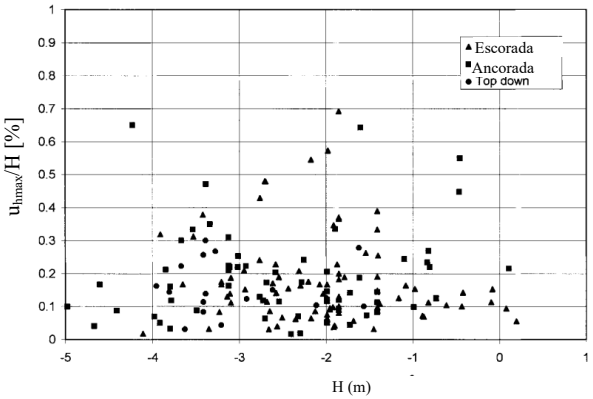


Figura 2-9. Muros com h < 0.6H - Deslocamento horizontal normalizado versus a rigidez do sistema (Long, 2001).

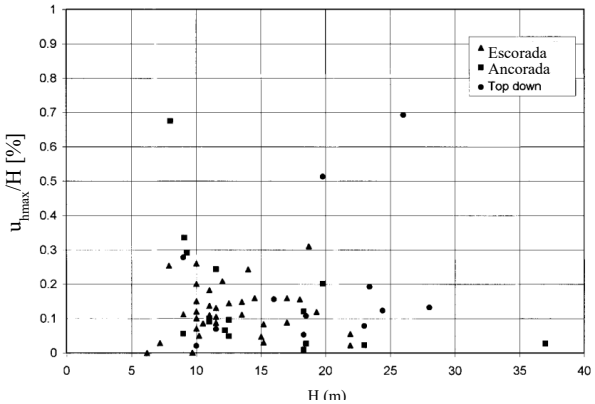


Figura 2-10. Muros com h < 0.6H – Deslocamento vertical normalizado versus a profundidade de escavação (Long, 2001).

No grupo 2a (h>0,6H, FS>3, solo rígido na ficha - Figura 2-11 a 2-12) O deslocamento horizontal normalizado médio foi de 0,21%. Para este grupo, o número de flexibilidade proposto por Addenbrooke (1994) apresentou menor dispersão dos dados, mostrando-se promissor.

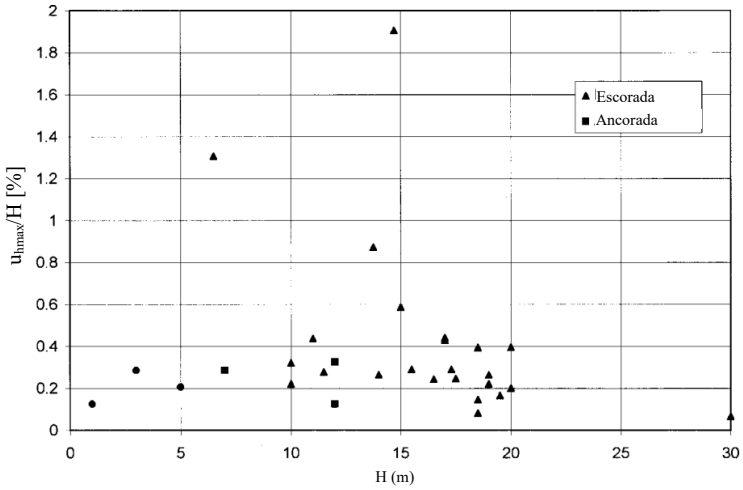


Figura 2-11. Muros com h > 0.6H com solo rígido na ficha – Deslocamento vertical normalizado versus a profundidade de escavação (Long, 2001).

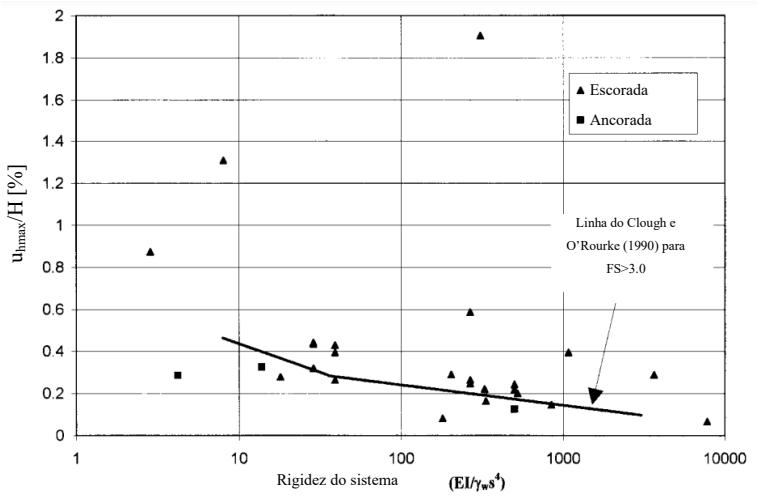


Figura 2-12. Muros com h > 0.6H com solo rígido na ficha - Deslocamento horizontal normalizado versus a rigidez do sistema (Long, 2001).

No grupo 2b (h>0,6H, FS>3, solo mole na ficha - Figura 2-13 a 2-15) os deslocamentos aumentaram significativamente em relação aos solos rígidos, com o deslocamento horizontal normalizado médio de 0,84% para sistemas escorados e 0,91% para ancorados.

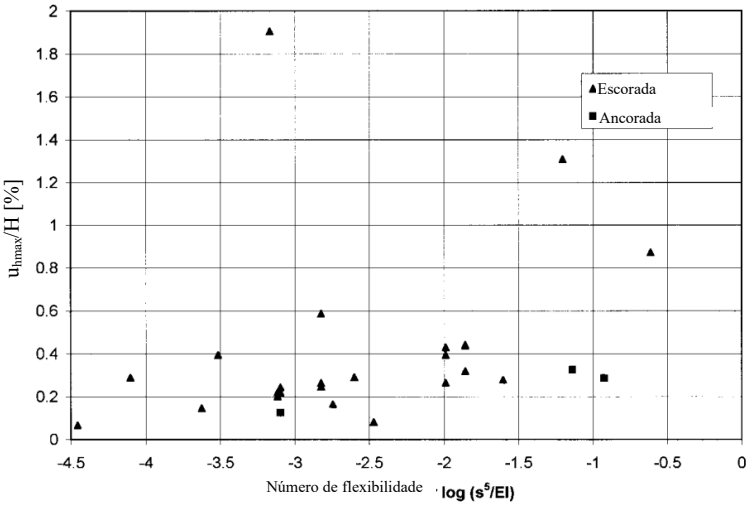


Figura 2-13. Muros com h > 0.6H com solo rígido na ficha - Deslocamento horizontal normalizado versus a rigidez do sistema (Long, 2001).

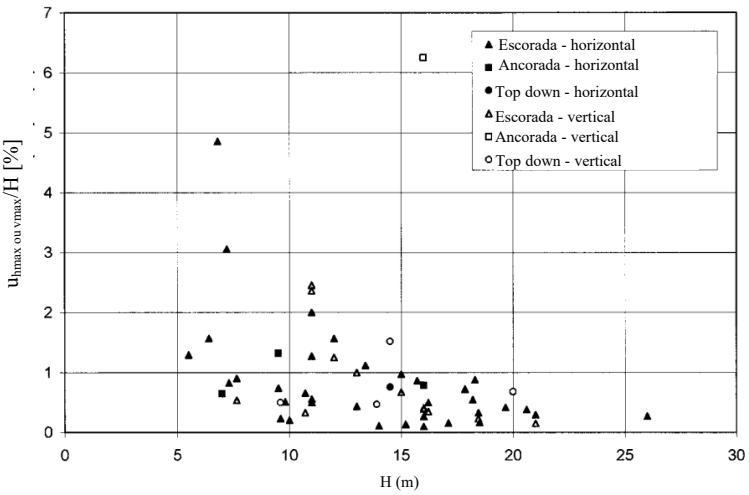


Figura 2-14. Muros com h > 0.6H com solo mole na ficha – Deslocamento vertical normalizado versus a profundidade de escavação (Long, 2001).

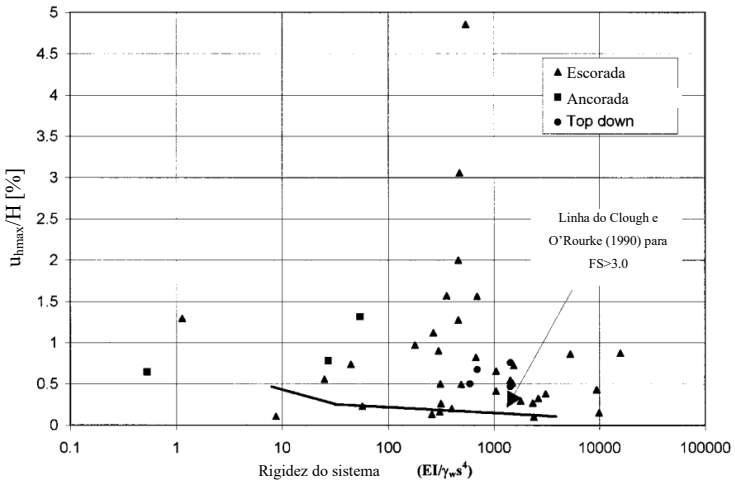


Figura 2-15. Muros com h > 0.6H com solo mole na ficha – Deslocamento horizontal normalizado versus a rigidez do sistema (Long, 2001).

No grupo 3 (baixo FS contra levantamento de fundo) foram registrados deslocamentos horizontais normalizados de até 3,2%H. Os dados seguiram as tendências propostas por Mana e Clough (1981) e Clough et al. (1989), servindo como ponto de partida para estimativas preliminares de desempenho.

No grupo 4 (muros em balanço – Figura 2-16 a 2-18) o deslocamento horizontal normalizado médio foi de aproximadamente 0,36%, mostrando-se relativamente independente da profundidade e da rigidez do sistema. Isso sugere que paredes menos rígidas podem ter desempenho adequado em muitos casos. Além disso, Long identificou que incluir um estágio em balanço no início da escavação é a principal causa de movimentos excessivos (deslocamento horizontal normalizado >0,3%).

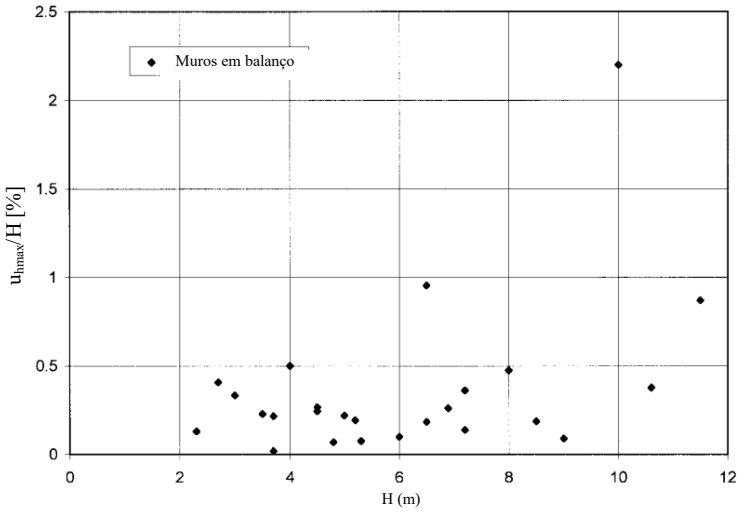


Figura 2-16. Muros em balanço – Deslocamento vertical normalizado versus a profundidade de escavação (Long, 2001).

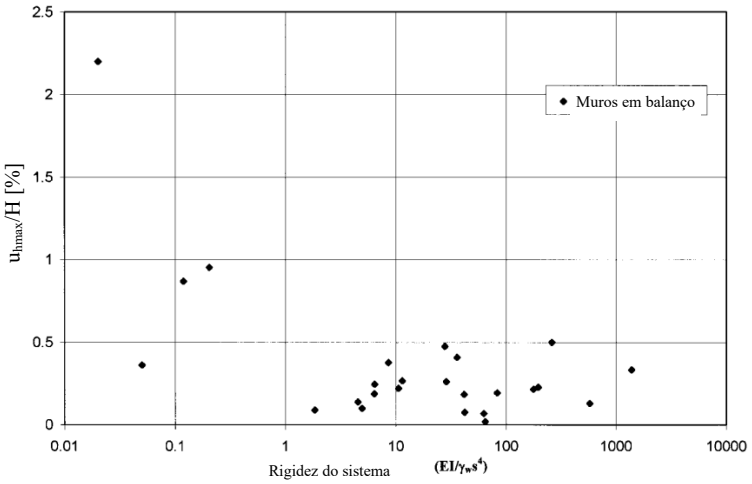


Figura 2-17. Muros em balanço – Deslocamento horizontal normalizado versus a rigidez do sistema (Long, 2001).

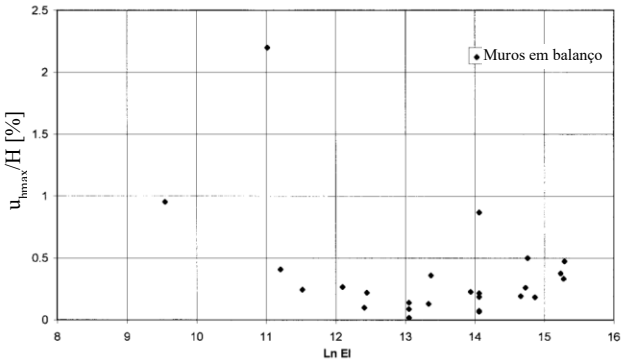


Figura 2-18. Muros em balanço – Deslocamento vertical normalizado versus a rigidez do sistema (Long, 2001).

Moormann (2004) analisou um banco de dados de 536 casos históricos (153 em solo mole), os principais parâmetros que influenciam os deslocamentos de paredes de contenção e do solo em escavações profundas, com ênfase em solos moles. Os casos históricos foram classificados de acordo com as condições do solo, sendo definidas as seguintes cinco classes: escavação profunda em solos coesivos de consistência muito mole a mole (Cu<75kN/m2); em solos coesivos de consistência pelo menos rígida (Cu>=75kN/m2); em solos não coesivos; em solos estratificados (quando a proporção de qualquer tipo de solo corresponde pelo menos ao 60% da altura escavação); e em rocha. O estudo empírico do comportamento dos sistemas de suporte de escavações é realizado e os principais fatores que afetam o comportamento de escavações profundas são examinados. Ênfase especial é dada à identificação de relações entre movimentos de parede e do solo, o sistema de suporte empregado e o método de escavação utilizado. Os resultados são comparados com estudos empíricos anteriores. Em solos moles, os deslocamentos horizontais máximos da parede situam-se frequentemente entre 0,5% e 1,0%, com valor médio de 0,87% (Figura 2-19). Os recalques verticais máximos na superfície do solo situam-se frequentemente na faixa de 0,1% a 10%, com média de 1,1% (Figura 2-20 e Figura 2-19). O recalque máximo geralmente ocorre a uma distância $x \leq 0{,}5H$ atrás da parede, mas em solos moles pode chegar até 2,0H (Figura 2-21). Em solos moles, os deslocamentos da parede são influenciados pelo fator de segurança contra levantamento de fundo (FS) (Figura 2-24). Entretanto, essa relação não deve ser interpretada de forma isolada. Embora a proposta de Mana e Clough (1981) indique que baixos deslocamentos horizontais relativos tendem a estar associados a elevados fatores de segurança, essa tendência pode não ser observada em contenções de elevada rigidez, nas quais os

deslocamentos horizontais permanecem reduzidos mesmo para fatores de segurança baixos. Nesses casos, a perda de estabilidade manifesta-se predominantemente por recalques verticais, tornando necessária a análise conjunta das relações entre fator de segurança, deslocamentos horizontais e deslocamentos verticais. Por outro lado, os deslocamentos da parede mostram-se independentes tanto do espaçamento vertical médio dos suportes quanto do comprimento embutido da parede (Figura 2-25).

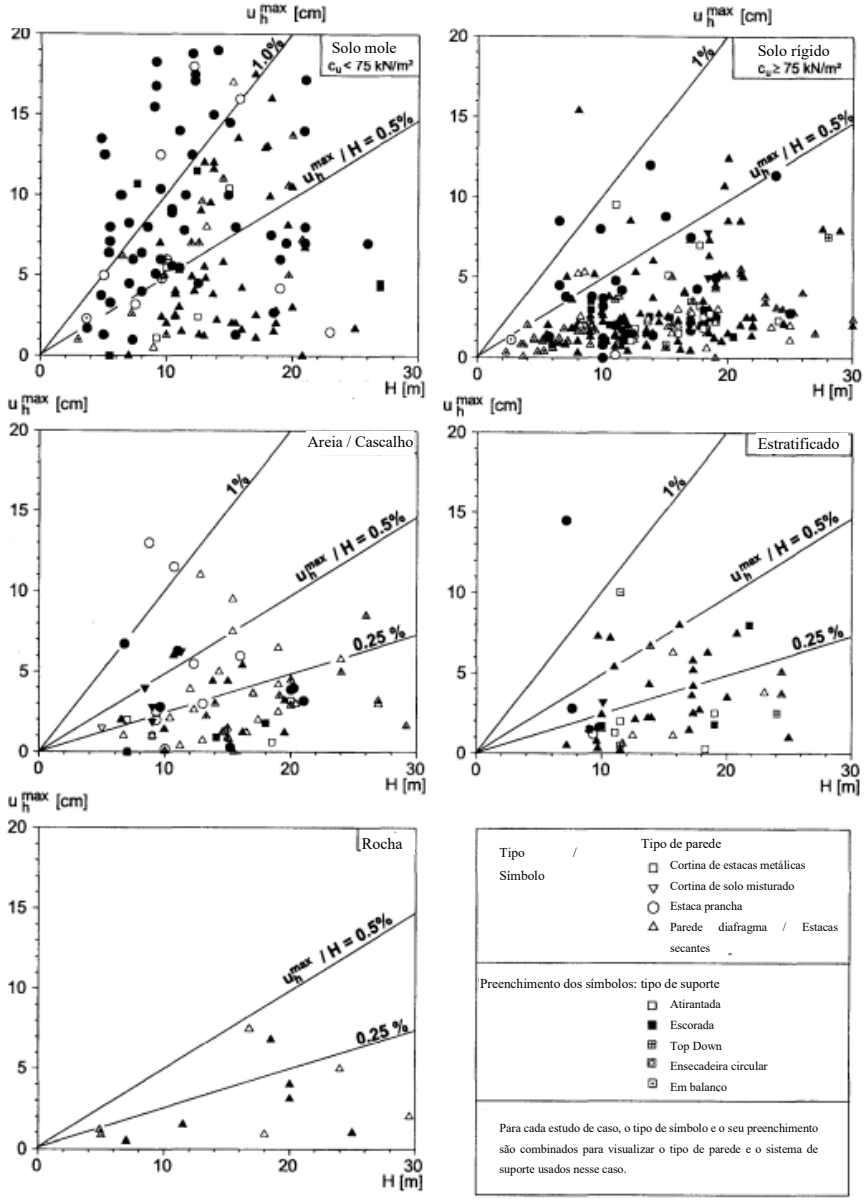


Figura 2-19. Deslocamento horizontal máximo vs profundidade da escavação em função do tipo de solo (Moormann, 2004)

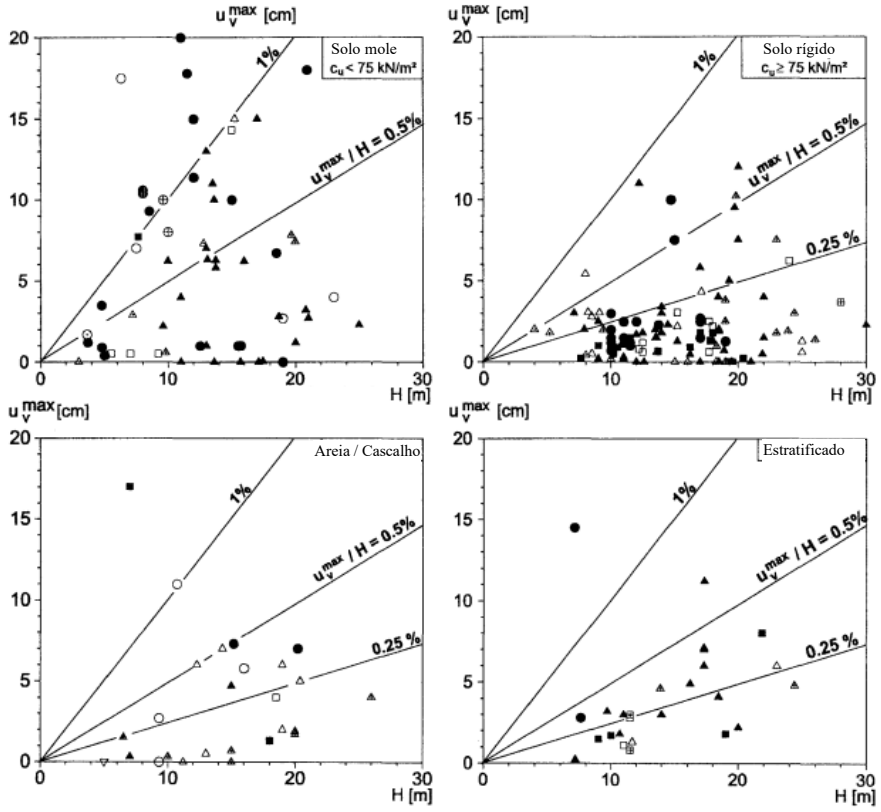


Figura 2-20. Deslocamento vertical máximo vs profundidade da escavação em função do tipo de solo (Moormann, 2004)

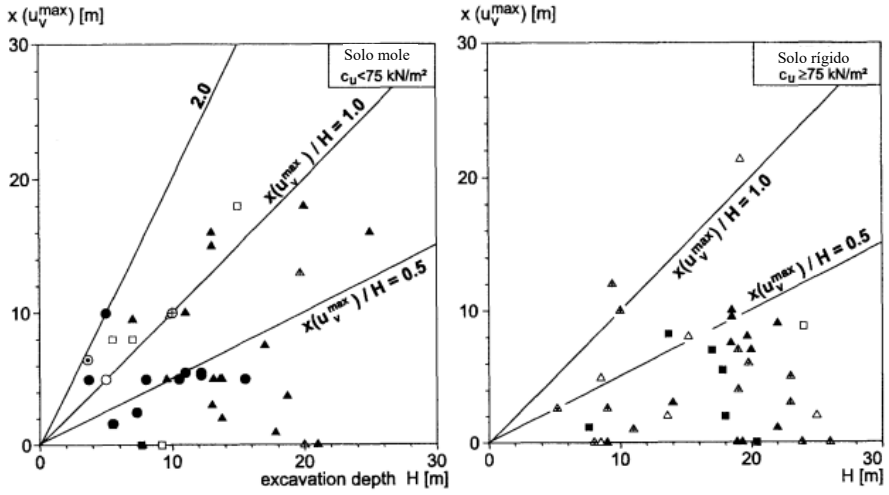


Figura 2-21.Escavações profundas em solo coesivo: Distância horizontal x no ponto do deslocamento vertical máximo em função da altura da escavação (Moormann, 2004)

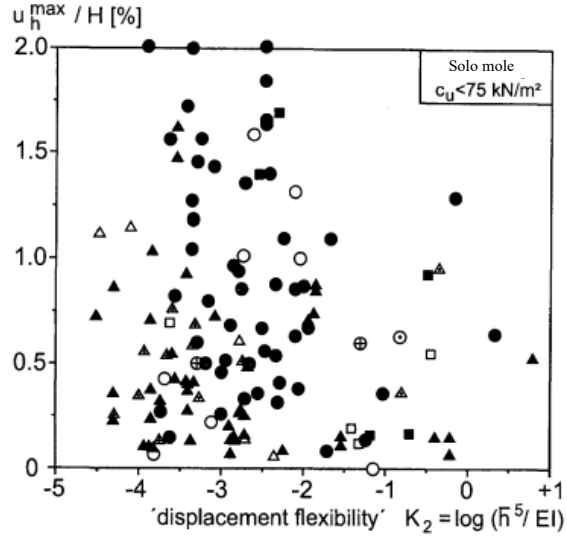


Figura 2-22. Deslocamento horizontal máximo do muro em função do número de flexibilidade (Moormann, 2004).

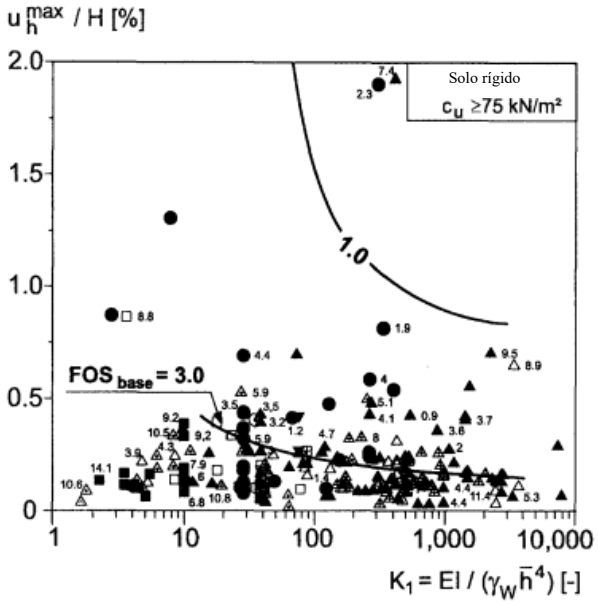


Figura 2-23. Escavações profundas em solo rígido: deslocamento horizontal máximo do muro em função da rigidez (Moormann, 2004).

Para escavações em argilas pelo menos rígidas, os deslocamentos horizontais da parede são significativamente menores, com valor médio de 0,25% (Figura 2-19). Os recalques verticais

máximos nessas condições são, em média, 0,18% (Figura 2-20). Além disso, em solos coesivos rígidos, o critério do FS é insignificante, uma vez que os altos valores desse fator tornam a rigidez do sistema sem impacto (Figura 2-23).

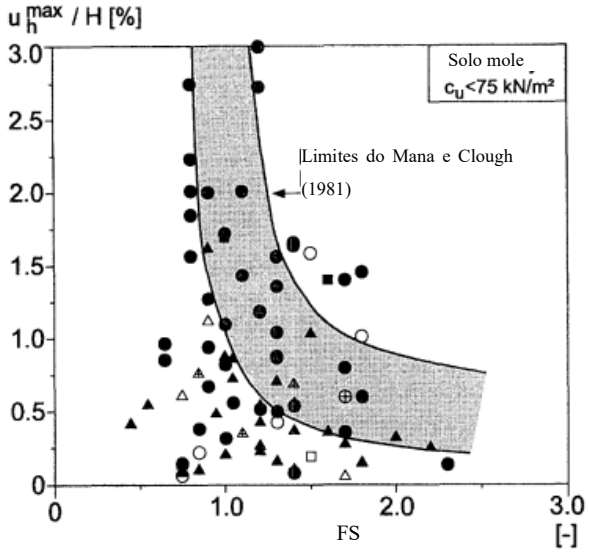


Figura 2-24. Escavações profundas em argila mole: deslocamento horizontal máximo normalizado em função do fator de segurança contra levantamento – comparação com a abordagem de Mana e Clough (1981) Moormann (2004).

O valor médio dos deslocamentos horizontais relativos em solos não coesivos é 0,27%, e os recalques verticais relativos máximos são, em média, 0,33% (Figura 2-19). Para 65% de todos os casos históricos nessa classe, os deslocamentos da parede são menores do que os observados em solos moles.

Em solos estratificados, a magnitude dos deslocamentos da parede é semelhante à das escavações em solos não coesivos, com recalques verticais relativos máximos médios de 0,25% (Figura 2-20).

O tipo de parede exerce influência nos deslocamentos horizontais, independentemente do tipo de solo: os maiores deslocamentos foram medidos em paredes de estacas-prancha, enquanto paredes diafragma e paredes de estacas secantes apresentaram deslocamentos significativamente menores (Figura 2-19). Quanto ao sistema de suporte, uma comparação entre paredes ancoradas e paredes escoradas não mostra diferenças significativas. As escavações executadas pelo método top-down tendem a exibir movimentos relativamente pequenos, possivelmente porque as paredes

são escoradas pelos pisos subterrâneos instalados antes da escavação da etapa seguinte. No entanto, não há comprovação empírica robusta da influência do tipo de sistema de suporte (ancorado, escorado ou top-down) no desempenho de escavações profundas, embora os sistemas top-down apresentem, como esperado, os menores movimentos (Figura 2-19).

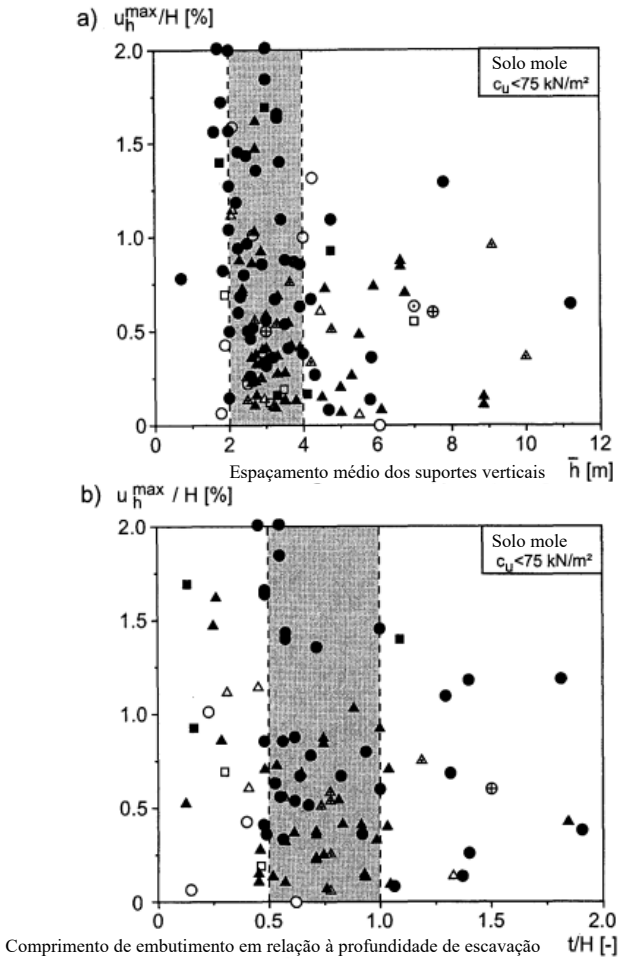


Figura 2-25. Escavações profundas em solo mole: (a) influência do espaçamento médio do suporte vertical. (b) Influência do comprimento de embutimento em relação à profundidade da escavação.

Por fim, os movimentos da parede e do solo parecem ser amplamente independentes da rigidez do sistema de contenção (Figura 2-22 e 2-23). Uma vez que rigidez suficiente está

disponível, os movimentos são determinados por outros fatores relevantes, e um aumento adicional da rigidez do sistema não resulta em uma diminuição correspondente dos movimentos.

Long (2001) e Moormann (2004) compilaram bancos de dados mundiais com 296 e 536 casos históricos, respectivamente, estabelecendo faixas de deslocamento lateral relativo para diferentes tipos de solo. Ambos são referências fundamentais na literatura, mas apresentam limitações metodológicas importantes do ponto de vista estatístico: não realizaram analises de frequência ou subdivisões sistemáticas por método construtivo e tipo de parede de contenção; não trataram de forma especifica os dados anômalos; as conclusões sobre a independência dos deslocamentos em relação a rigidez do sistema e ao tipo de suporte foram baseadas em inspeção visual de gráficos de dispersão, sem suporte estatístico robusto.

Mais recentemente, Tan et al. (2021) compilaram um banco de dados com 592 escavações profundas em argilas moles de Xangai (1995-2018) e aplicaram análises estatísticas avançadas que representam um avanço metodológico significativo em relação aos estudos anteriores. Os autores introduziram subdivisões sistemáticas dos dados (Figura 2-26) por sete métodos construtivos (BU, TD, STD, CI, STD, OC e SOC) e sete tipos de sistemas de suporte (DW, CBPW, SMW, SNW, GW, SSPW e CRW), empregando distribuições de frequência, gráficos de caixa e bigodes e curvas de regressão para caracterizar os principais fatores de projeto.

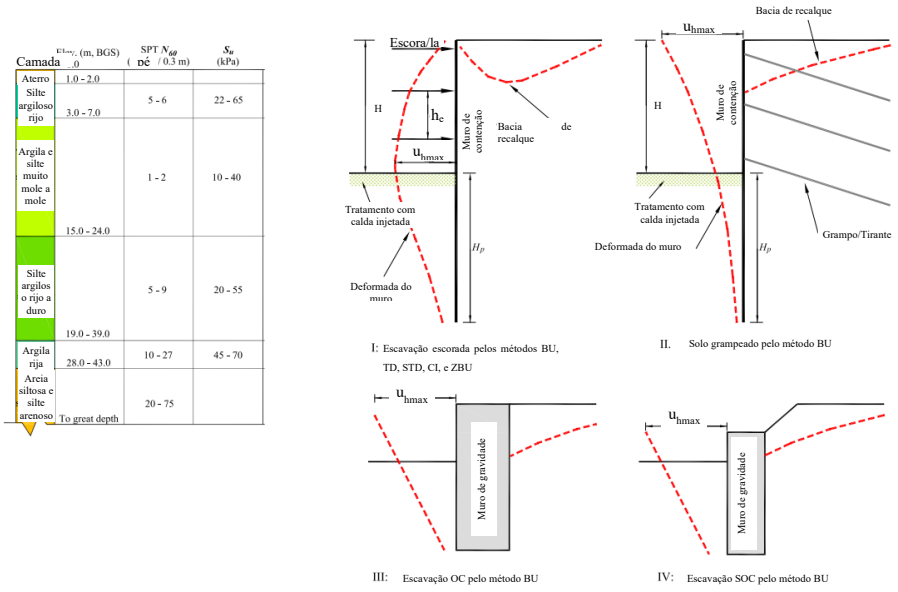


Figura 2-26. Perfis típicos de solo e sistemas de contenção em escavações profundas em Xangai (Tan et al., 2021).

Diferentemente das bases de dados clássicas, Tan et al. (2021) conduziram múltiplas analises inovadoras: (a) analise especifica da razão de penetração da parede (Figura 2-26, Figura 2-27), demonstrando sua correlação inversa com a profundidade de escavação e, crucialmente, a sua independência em relação aos deslocamentos laterais máximos; (b) subdivisão cruzada sistemática do desempenho de cada tipo de parede dentro de cada método construtivo (Figura 2-28) e de cada método dentro de cada tipo de parede (Figura 2-29); (c) regressão não linear para o deslocamento horizontal relativo, (d) identificação e análise detalhada dos 23 casos (anômalos) com deslocamentos excessivos, atribuindo-os a seis causas principais (duração excessiva da escavação, paredes ancoradas em argilas moles lamacentas, grandes comprimentos expostos de parede, sobrecargas adjacentes, escavação excessiva, rigidez inadequada do sistema e chuvas intensas); (e) comparação entre dois métodos de cálculo do fator de segurança (método da capacidade de carga de Bjerrum e Eide (1956) e o método do círculo de deslizamento (Liu and Hou 1997; Ou 2006), mostrando que o método da capacidade de carga e conservador para a pratica local.

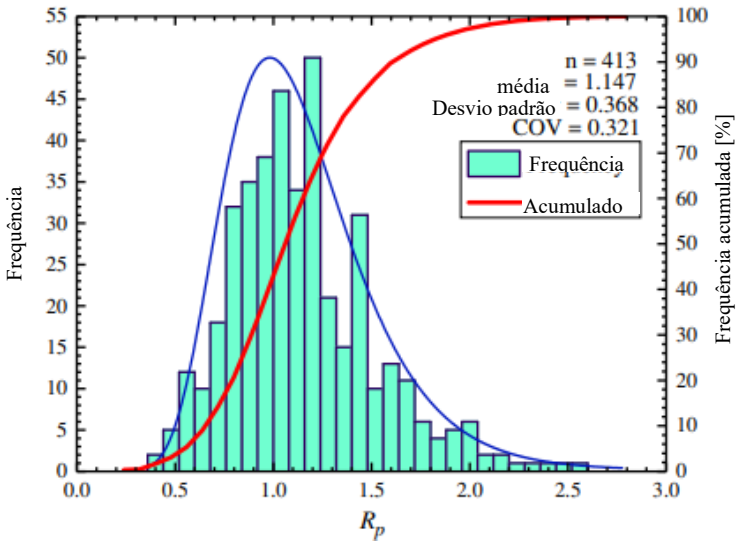


Figura 2-27. Distribuição de frequência da relação Rp para todos os muros de contenção (Tan et al., 2021).

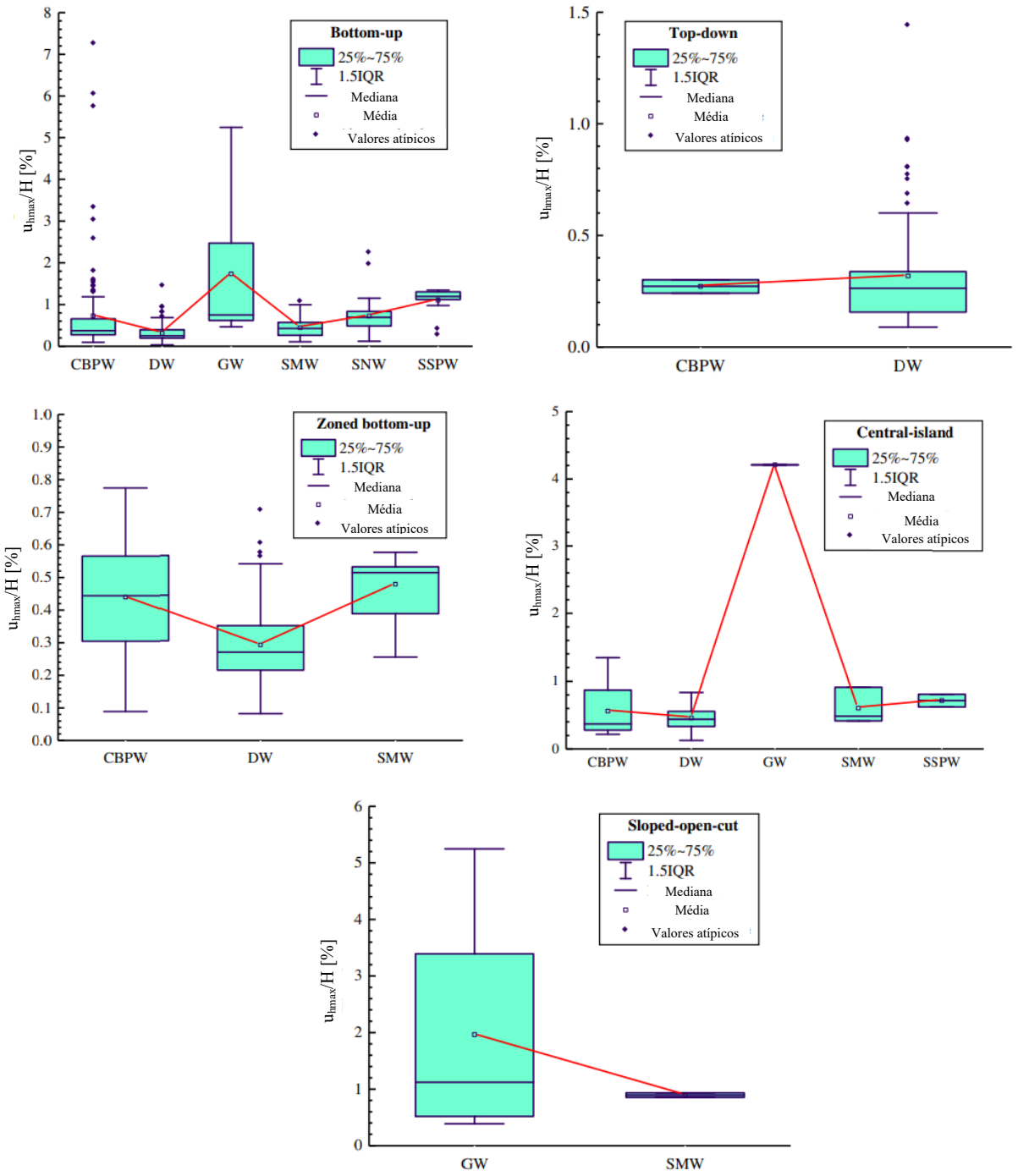


Figura 2-28. Gráficos de Caixa e bigode para diferentes tipos de muros de contenção por método de escavação (Tan et al., 2021).

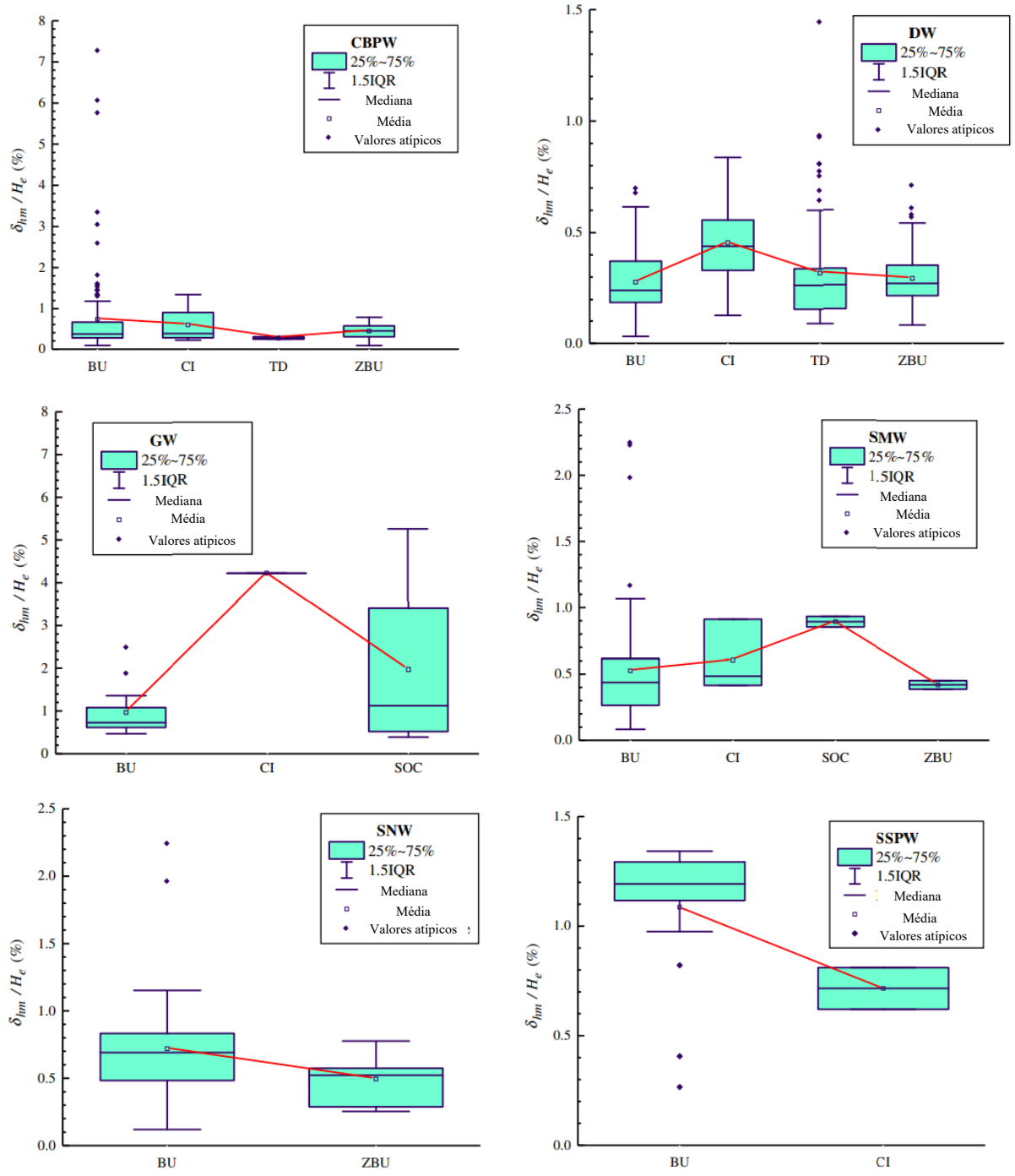


Figura 2-29. Gráficos de Caixa e bigode para diferentes tipos de métodos de escavação por tipo de muro de contenção (Tan et al., 2021).

Do ponto de vista metodológico, o trabalho de Tan et al. (2021) demonstra que analises estatísticas robustas podem revelar padrões e correlações — como a independência dos deslocamentos em relação à razão de penetração e a rigidez do sistema — que inspeções visuais

de gráficos de dispersão, como as realizadas por Long (2001) e Moormann (2004), não capturam adequadamente. No entanto, os resultados quantitativos obtidos pelos autores (faixas de deslocamento relativo, recomendações sobre métodos construtivos e tipos de parede) são específicos para as condições de Xangai: argilas moles saturadas com alta sensibilidade, espessas camadas superficiais de baixa resistência, práticas construtivas locais (uso predominante de paredes diafragma e escoras de concreto), e escavações majoritariamente de grande porte (mais de 60% com área > 10.000 m²). Essas condições diferem substancialmente das encontradas em contextos geotécnicos tropicais, caracterizados frequentemente pela presença de solos não saturados e por práticas construtivas distintas daquelas observadas em centros urbanos asiáticos.

Portanto, embora os valores numéricos de deslocamento propostos por Tan et al. (2021) não sejam diretamente aplicáveis a este trabalho, as lições metodológicas — especialmente o tratamento estatístico de grandes bancos de dados, a análise crítica de valores anômalos, a subdivisão sistemática por fatores construtivos e a identificação de causas de deslocamentos excessivos — são relevantes para a análise do desempenho de contenções. Ademais, a inclusão desta referência recente na revisão bibliográfica demonstra o conhecimento da evolução dos estudos empíricos na área, ainda que seus resultados quantitativos não sejam adotados neste trabalho, devido as diferenças geotécnicas e regionais.

2.2 SISTEMA DE CONTENÇÃO COM ESTACAS

Entre os diferentes sistemas empregados na estabilização de escavações urbanas, as contenções com estacas têm sido amplamente utilizadas devido à sua flexibilidade construtiva, adaptabilidade geométrica e compatibilidade com ambientes urbanos com espaço restrito. De forma geral, sua execução envolve a perfuração do terreno, instalação da armadura e posterior concretagem in situ, podendo os elementos ser dispostos de forma espaçada, contígua ou secante, e associados, quando necessário, a sistemas complementares de ancoragem ou escoramento interno.

Além das vantagens construtivas, essas estruturas podem ser executadas em diferentes condições geotécnicas, inclusive em materiais com presença de pedregulhos e matacões, diferentemente de sistemas cravados, como as cortinas de estacas-prancha (Hernández-Montes et al., 2012). Essa característica representa uma vantagem particularmente relevante em contextos

tropicais, como o brasileiro, onde os solos frequentemente apresentam perfis espessos e elevada heterogeneidade geotécnica, resultantes de processos intensos de intemperismo químico e da evolução mineralógica ao longo do perfil (Cardoso, 2002).

À luz da necessidade de contextualização regional discutida na seção anterior, a avaliação do desempenho desses sistemas requer também a consideração das soluções construtivas efetivamente adotadas em cada localidade. No Distrito Federal, a predominância das contenções em estacas é consistentemente relatada na prática profissional associada a escavações urbanas, particularmente em função de sua compatibilidade executiva com os perfis geotécnicos locais. Entretanto, apesar de sua ampla utilização em campo, a documentação técnico-científica dessas obras ainda permanece limitada. A revisão da literatura regional permitiu identificar apenas quatro casos instrumentados e devidamente documentados, evidenciando a escassez de registros publicados sobre o desempenho dessas estruturas em condições locais.

2.2.1 ESTACAS ESPAÇADAS

Dentre as diferentes configurações de contenções estaqueadas, os arranjos com estacas espaçadas ou justapostas representam uma das soluções mais frequentemente empregadas em escavações urbanas, podendo atuar em balanço ou em associação com sistemas complementares de suporte, como grampos ou ancoragens. Em termos construtivos, essa configuração permite flexibilidade geométrica, adaptação a diferentes condições de carregamento e compatibilidade com métodos executivos convencionais, fatores que favorecem sua aplicação em meios urbanos densamente ocupados.

No contexto do Distrito Federal, os quatro casos instrumentados identificados na literatura regional correspondem a obras executadas com esse tipo de configuração, evidenciando sua predominância entre as estruturas de contenção documentadas localmente. Embora apresentem diferentes geometrias, profundidades de escavação e condições de suporte complementar, esses casos fornecem uma base importante para a caracterização preliminar do desempenho dessas estruturas em condições reais de campo.

Magalhães (2003) documentou uma estrutura de contenção provisória em balanço, no setor da Feira dos Importados, composta por estacas justapostas (Figura 2-30), com 4m de altura escavada, 4m de ficha e aproximadamente 40 m de extensão. Foram empregadas estacas com

diâmetro de 0,40m e espaçamento entre eixos variando entre 1,0 e 1,2m. O monitoramento dos deslocamentos horizontais foi realizado por meio de controle topográfico (Figura 2-31), utilizando barras de aço instaladas no topo das estacas. Ao final das atividades de escavação, foi registrado um deslocamento horizontal máximo de 10mm no topo da contenção, correspondente a um deslocamento relativo de aproximadamente 0,25%.



Figura 2-30. Visão geral da obra na Feria dos importados (Magalhães, 2003).

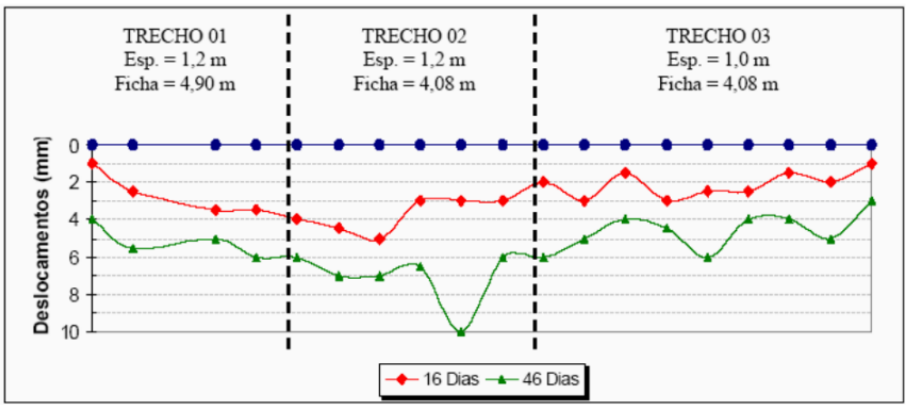


Figura 2-31. Variação dos deslocamentos com o tempo no topo das estacas na obra da Feria dos Importados (Magalhães, 2003).

Medeiros (2005) documentou uma contenção em estacas justapostas associadas a grampos, executada no Setor Bancário Sul para a implantação de um estacionamento com sete níveis subterrâneos (Figura 2-32), abrangendo uma área aproximada de 900m². A estrutura foi composta

por estacas de 0,50m de diâmetro, com espaçamento entre eixos variando entre 1,05 e 1,30m, altura escavada final de 10,7m e ficha de 4m. O sistema de suporte complementar consistiu em quatro linhas de grampos, espaçadas verticalmente a cada 2,70 m na vertical. O acompanhamento dos deslocamentos horizontais foi realizado por meio de controle topográfico no topo das estacas. O monitoramento teve início após a escavação dos primeiros 1,37m. Para uma altura escavada de 6,27m, foi registrado um deslocamento horizontal máximo de 3 mm (Figura 2-33), correspondente a um deslocamento relativo de aproximadamente 0,05%.

Também documentada por Medeiros (2005), a obra do Setor de Autarquias Sul consistiu em uma cortina de estacas justapostas associada a grampos (Figura 2-34). A contenção foi executada com estacas de 0,50 m de diâmetro, espaçamento entre eixos de 1,20 m, altura escavada de 12,5m e ficha de 4m. O sistema de suporte incluiu três linhas de grampos, distribuídas verticalmente a cada 3m. Os deslocamentos horizontais foram monitorados por meio de controle topográfico no topo das estacas, utilizando barras metálicas instaladas na fachada leste da contenção. O monitoramento teve início após aproximadamente 4m de escavação já executada. Nessas condições, foi observado um deslocamento horizontal máximo de 10mm (Figura 2-35), correspondente a um deslocamento relativo de aproximadamente 0,08%.

No empreendimento Comercial Plaza, localizado no Setor Hoteleiro Norte do Plano Piloto, Ruge (2014) documentou uma cortina estaqueada associada a grampos (Figura 2-36). A estrutura foi composta por estacas justapostas com 18m de comprimento, diâmetro de 0,60m, espaçamento entre eixos de 1,0 m e ficha de 5 m. Os grampos apresentavam comprimentos variáveis, com espaçamento vertical de aproximadamente 3m. Entre os instrumentos empregados na obra, destaca-se a instalação de um inclinômetro com mais de 20m de profundidade, inserido em uma das estacas para o monitoramento dos deslocamentos horizontais ao longo da profundidade. Os resultados da inclinometria indicaram um deslocamento horizontal máximo de 24mm no topo da contenção (Figura 2-37), para um trecho livre de 13m, correspondente a um deslocamento relativo de aproximadamente 0,18%.



Figura 2-32. Visão geral da fachada Oeste na obra no Setor Bancário Sul (Medeiros, 2005).

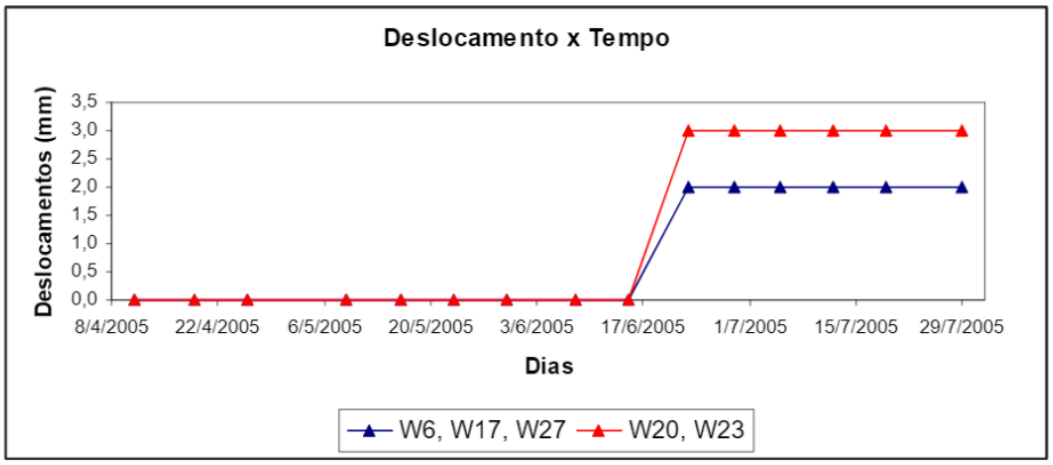


Figura 2-33. Variação dos deslocamentos com o tempo no topo das estacas na obra do Setor Bancário Sul (Medeiros, 2005).



Figura 2-34. Visão geral da fachada Oeste na obra no Setor Autarquias Sul (Medeiros, 2005).

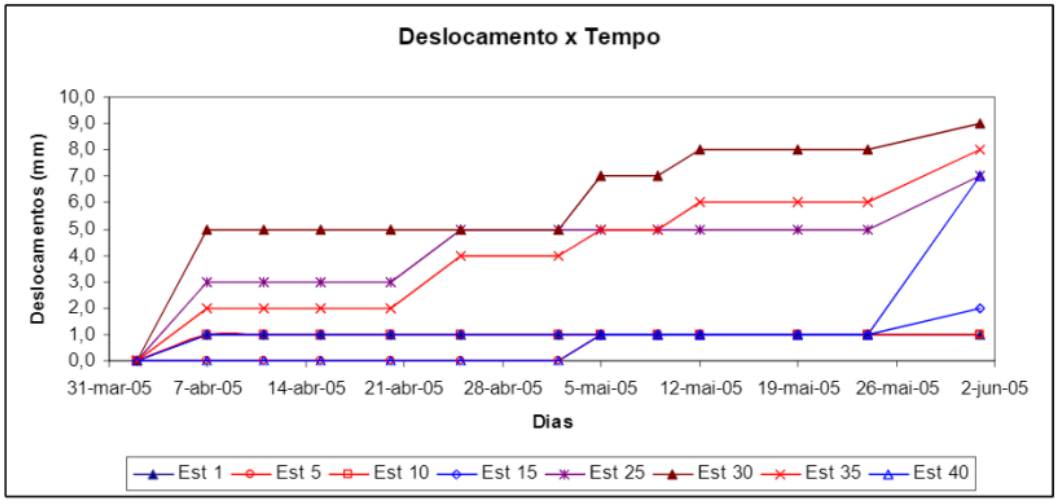


Figura 2-35. Variação dos deslocamentos com o tempo no topo das estacas na obra do Setor Autarquias Sul (Medeiros, 2005).



Figura 2-36. Panorâmica do setor instrumentado na obra do Setor Hoteleiro Norte (Ruge, 2014)

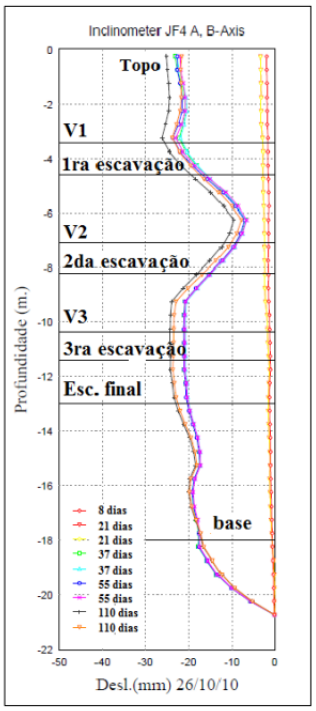


Figura 2-37. Resultados da inclinometria na obra do Setor Hoteleiro Norte (Ruge, 2014).

2.2.1.1 COMPORTAMENTO MECÂNICO RELEVANTE

O fenômeno de arqueamento de tensões em solos foi inicialmente investigado por Terzaghi (1936) por meio do ensaio do alçapão, no qual uma caixa com areia possui um alçapão móvel em

sua base. Ao se promover um pequeno deslocamento vertical descendente do alçapão, observou- se que a tensão vertical total atuante sobre ele se reduz a uma fração da tensão inicial devida ao peso próprio do solo (da ordem de 6% a 10%, conforme a compacidade). Esse efeito ocorre devido à transferência de parte do peso do solo para as regiões vizinhas por meio do desenvolvimento de tensões cisalhantes em zonas inclinadas, conforme ilustrado esquematicamente na Figura 2-38. A relação entre o deslocamento do alçapão e a tensão total resultante é apresentada na Figura 2-39, onde se observa que, tanto para areia compacta quanto fofa, o valor mínimo de tensão corresponde ao estado de arqueamento ativo, e o valor último (máximo) é o mesmo para ambas as condições. As distribuições das tensões verticais e horizontais ao longo do eixo do alçapão, mostradas na Figura 2-40, revelam que a razão entre a tensão horizontal e a tensão vertical é uma grandeza estaticamente indeterminada, situando-se entre o coeficiente de empuxo em repouso e o valor máximo de Rankine, sem ultrapassar cerca de 1,0 – valor muito inferior ao teórico (5,6 para areia com ângulo de atrito de 40 graus). Além disso, Terzaghi (1936) demostrou, que a percolação de água através do solo não interfere na formação do arqueamento, desde que não haja fuga de partículas. E conclui ainda que o estado de tensões associado ao arqueamento é estável mesmo sob vibrações normais, pois a mobilização total do atrito interno se mantém, não ocorrendo colapso do arco para condições práticas.

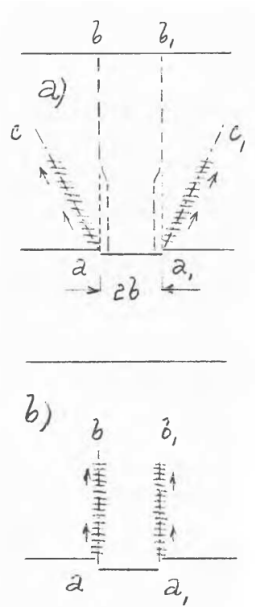


Figura 2-38. Mecanismo de mobilização de tensões cisalhantes na seção esquemática do alçapão. (a) Estágio inicial. (b) Estágio final (Terzaghi, 1936).

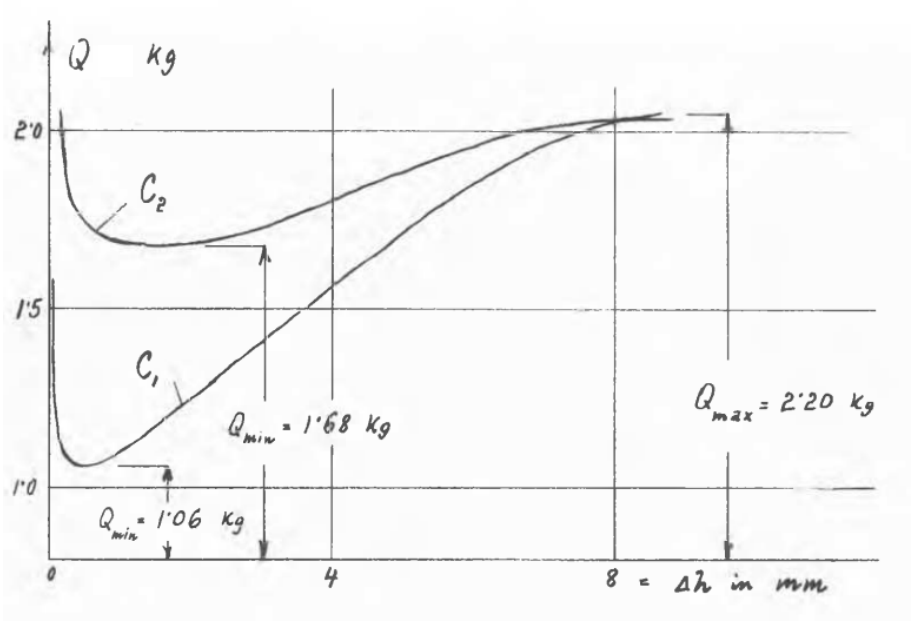


Figura 2-39. Relação entre o deslocamento vertical do alçapão e a tensão vertical total para areia densa (C_2) e fofa (C_1) (Terzaghi, 1936).

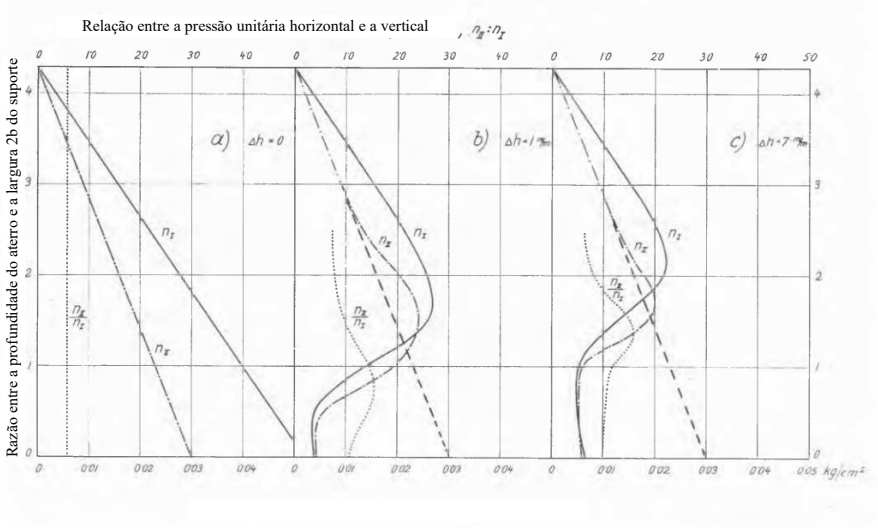


Figura 2-40. Variação das tensões horizontais e verticais para diferentes alturas de solo acima do alçapão (Terzaghi, 1936).

Estudos mais recentes permitiram aprofundar a compreensão dos mecanismos associados ao arqueamento, especialmente quanto ao papel da dilatância, da densidade relativa e da evolução das bandas de cisalhamento. Liu et al. (2024), por meio de simulações baseadas no Método dos

Elementos Discretos (DEM) para um alçapão ativo em deformação plana (Figura 2-41), investigaram a influência dessas variáveis no desenvolvimento do mecanismo em areias com diferentes estados de compacidade. Os autores observaram que a inclinação das bandas de cisalhamento formadas a partir das bordas do alçapão está diretamente relacionada ao ângulo de dilatação do solo, conforme ilustrado na Figura 2 42, indicando que a geometria do arqueamento depende não apenas da resistência ao cisalhamento, mas também da tendência volumétrica do material durante a deformação.

Além disso, Liu et al. (2024) identificaram diferentes padrões de ruptura associados ao estado de compacidade do solo. Em areias fofas, caracterizadas por baixa dilatância, o mecanismo tende a desenvolver superfícies de deformação com geometria trapezoidal, enquanto em areias densas predominam padrões triangulares associados à formação mais pronunciada de bandas de cisalhamento, conforme mostrado nas Figura 2-43 e 2-44. Os autores observaram ainda que o arqueamento envolve simultaneamente redistribuição de tensões e reorganização das deformações no maciço, sendo a rotação das tensões principais fortemente influenciada pela dilatância e pela profundidade relativa do sistema, como ilustrado na Figura 2-45.

Os resultados também evidenciaram que a pressão mínima atuante sobre o alçapão depende da densidade relativa do solo, enquanto, para grandes deslocamentos, a pressão última tende a convergir para valores controlados pelo estado crítico do material. Adicionalmente, verificou-se que a altura de cobertura exerce influência significativa sobre o desenvolvimento do mecanismo: para relações de profundidade relativa inferiores a aproximadamente 2, o arqueamento de deformações é pouco desenvolvido, mesmo em areias densas, enquanto maiores profundidades favorecem a formação completa das bandas de cisalhamento e a estabilização do arco de tensões.

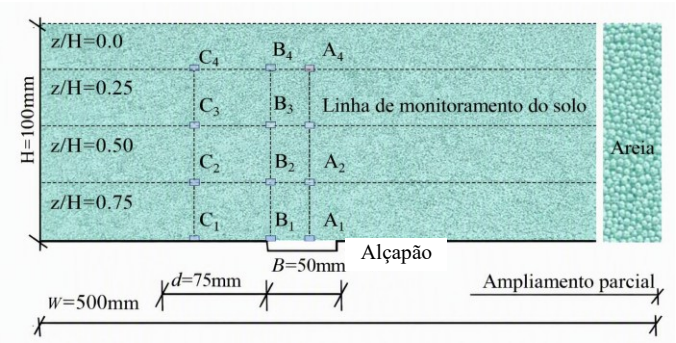


Figura 2-41. Modelo DEM 3D para a simulação do alçapão na areia: (esquerda) seção vertical transversal; (direita) disposição de partículas esférica Liu et al. (2024).

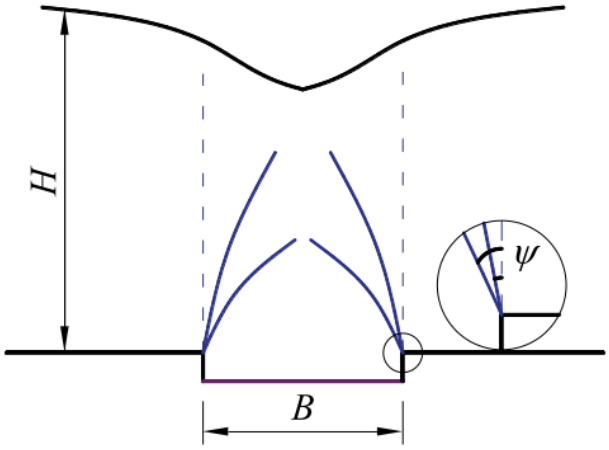


Figura 2-42. Ilustração esquemática de bandas de cisalhamento em testes de alçapão em função da dilatância da areia (Liu et al., 2024 citando a Costa et al., 2009).

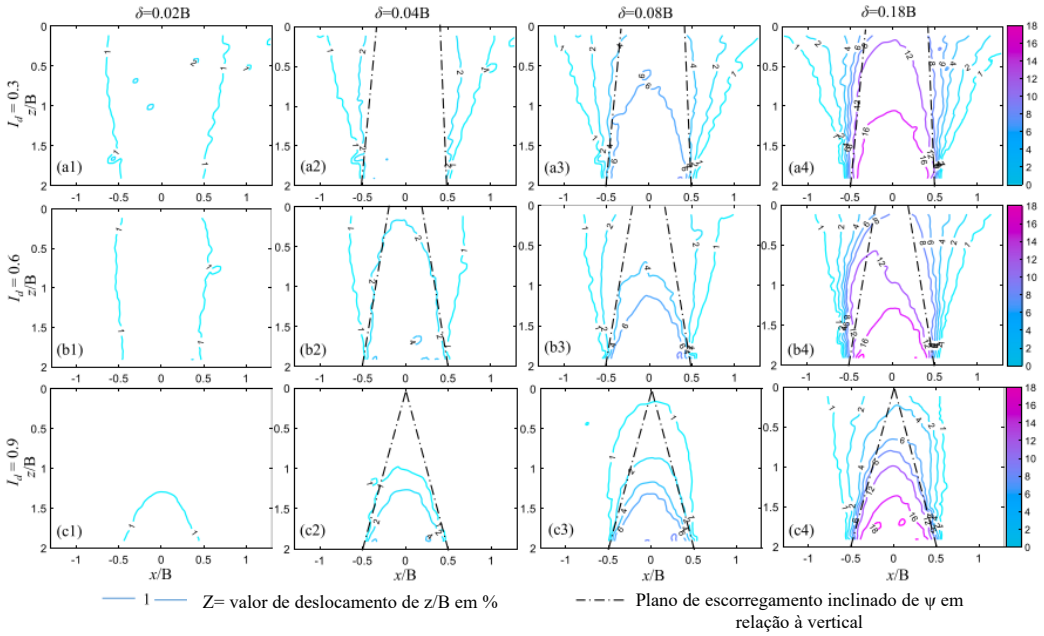


Figura 2-43. Campos de recalque normalizados para diferentes deslocamentos do alçapão: (a) areias fofas, (b) areias de densidade média e (c) areias densas (Liu et al., 2024).

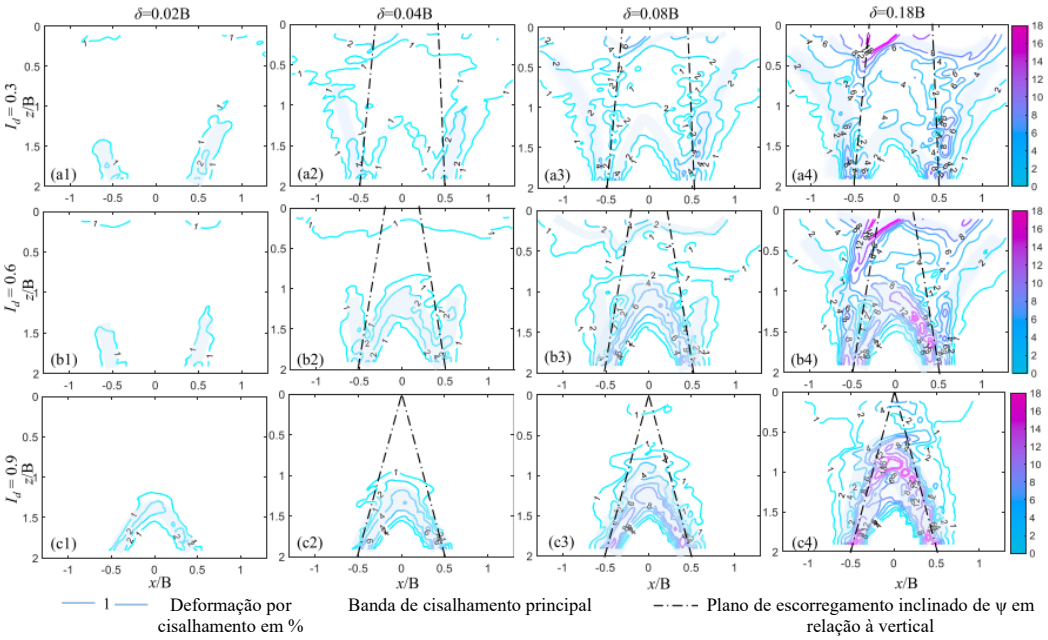


Figura 2-44. Campos de deformação por cisalhamento para diferentes deslocamentos da porta de retenção: (a) areias fofas, (b) areias de densidade média e (c) areias densas (Liu et al., 2024).

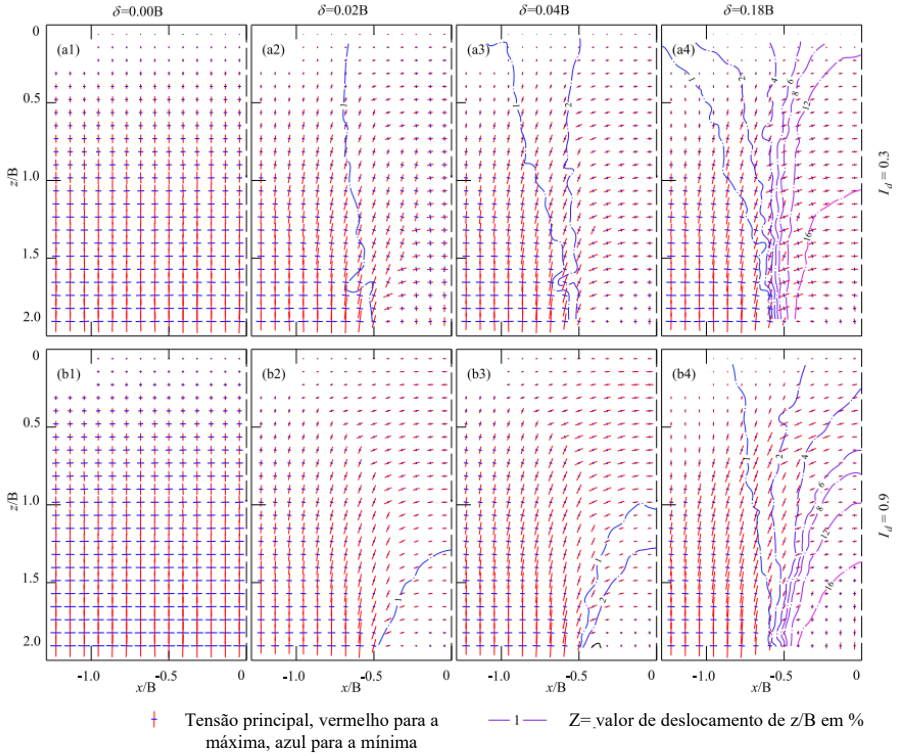


Figura 2-45. Magnitude e orientação das tensões principais para (a) areia fofa e (b) areia densa em diferentes níveis de deslocamento da comporta.

Embora a maioria das investigações sobre o efeito arco se concentre em solos granulares, Li et al. (2025) estudaram experimentalmente o fenômeno em um material coesivo utilizando um dispositivo de alçapão, instrumentado com mais de 30 sensores de pressão dispostos em diferentes profundidades e direções (Figura 2-46). A curva de reação do solo (GRC) – apresentada na Figura 2-47– mantém os quatro estágios já documentados para areias (redução linear, arqueamento máximo, recuperação e estado último), mas com parâmetros característicos distintos. Para o solo coesivo, o deslocamento normalizado necessário para atingir a pressão mínima sobre o alçapão situa-se entre 2% e 5% da largura do alçapão – valor ligeiramente superior ao reportado para areias (cerca de 1,5%). No entanto, o deslocamento necessário para alcançar o estado último fica entre 14% e 16%, inferior ao observado em materiais granulares (20% a 25%). Essa combinação indica que, em solos coesivos, o arqueamento máximo demora um pouco mais a se instalar, mas a estabilização do arco ocorre com um deslocamento total menor, refletindo a contribuição da coesão na transferência de tensões. As Figura 2-48 e 2-49, respectivamente, mostram a variação da razão de arqueamento vertical e da pressão tangencial ao longo do eixo central do alçapão – resultados que revelam recuperação de tensão mesmo em pontos distantes do alçapão e a definição de um limiar de profundidade relativa que separa padrões de ruptura triangular (raso) de ruptura em torre (profundo). Além disso, a delimitação do arco de solo a partir da variação das tensões tangenciais mostrou que a fronteira externa do arco se contrai horizontalmente com o deslocamento, enquanto a fronteira interna se expande vertical e horizontalmente. Quando a profundidade é suficiente, forma-se um arco estável que só se enfraquece para grandes deslocamentos; já em profundidades rasas, o arco não se estabiliza, ocorrendo contínua destruição e regeneração.

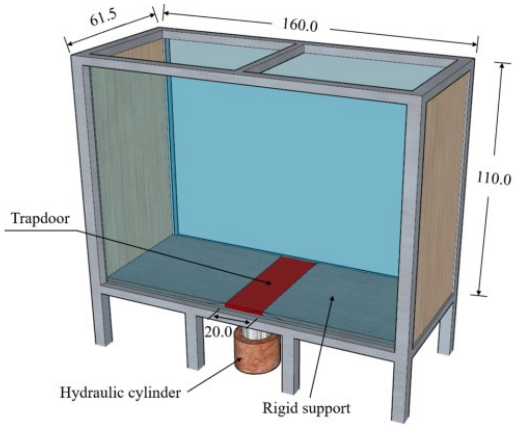
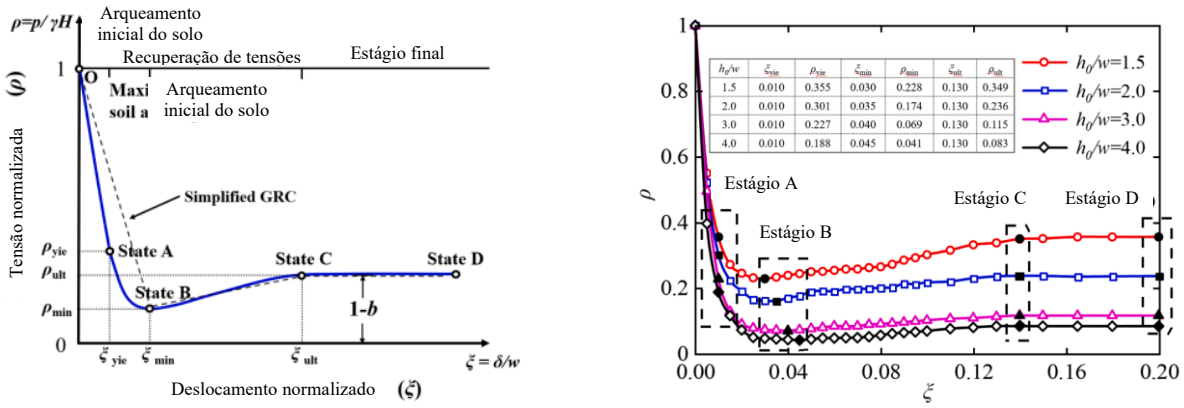


Figura 2-46. Dispositivo de teste de alçapão (Li et al., 2025). Unidade em cm.



(A) (B)

Figura 2-47. Variação da proporção de arqueamento. (A) Estágios na GRC. (B) Resultados experimentais (Li et al., 2025).

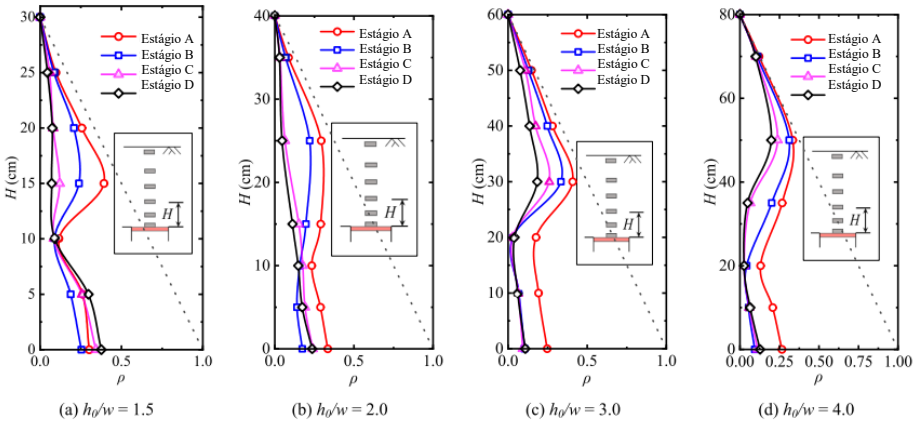


Figura 2-48. Variação da relação de arqueamento vertical no eixo central do alçapão (Li et al., 2025).

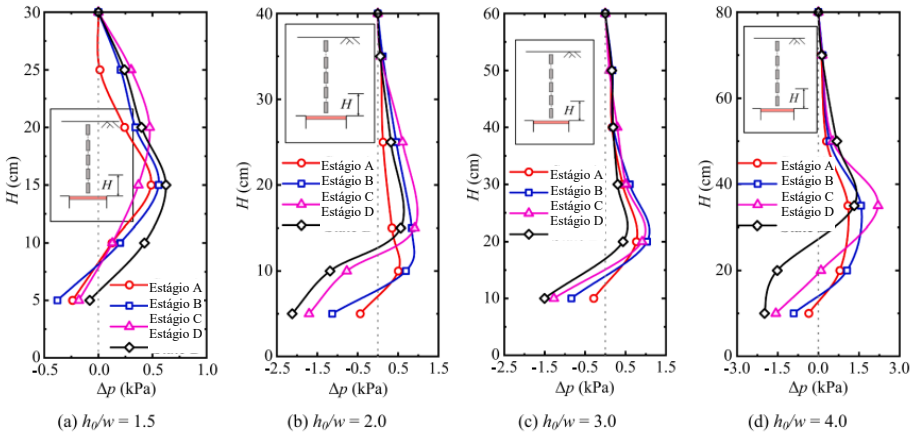


Figura 2-49. Variação da pressão tangencial no eixo central do alçapão (Li et al., 2025).

O fenômeno de arqueamento observado no ensaio do alçapão encontra correspondência direta no comportamento de contenções constituídas por estacas espaçadas. Nesse caso, o solo situado entre as estacas tende a se deslocar horizontalmente em direção ao interior da escavação, comportando-se de maneira análoga ao alçapão em movimento. As estacas, por sua vez, atuam como regiões relativamente rígidas capazes de mobilizar tensões cisalhantes ao longo da interface solo–estrutura, promovendo a transferência de parte do empuxo para zonas mais resistentes do sistema. Conforme sintetizado por Andrade (2024), essa analogia exige uma adaptação fundamental: enquanto no ensaio do alçapão a tensão aliviada é predominantemente vertical, em cortinas de estacas a redistribuição ocorre na direção horizontal perpendicular ao paramento (σ'_3), sendo a estabilidade local do solo entre as estacas mantida pela tensão principal intermediária (σ'_2), atuante ao longo da direção longitudinal da contenção (Figura 2-50 e 2-51).

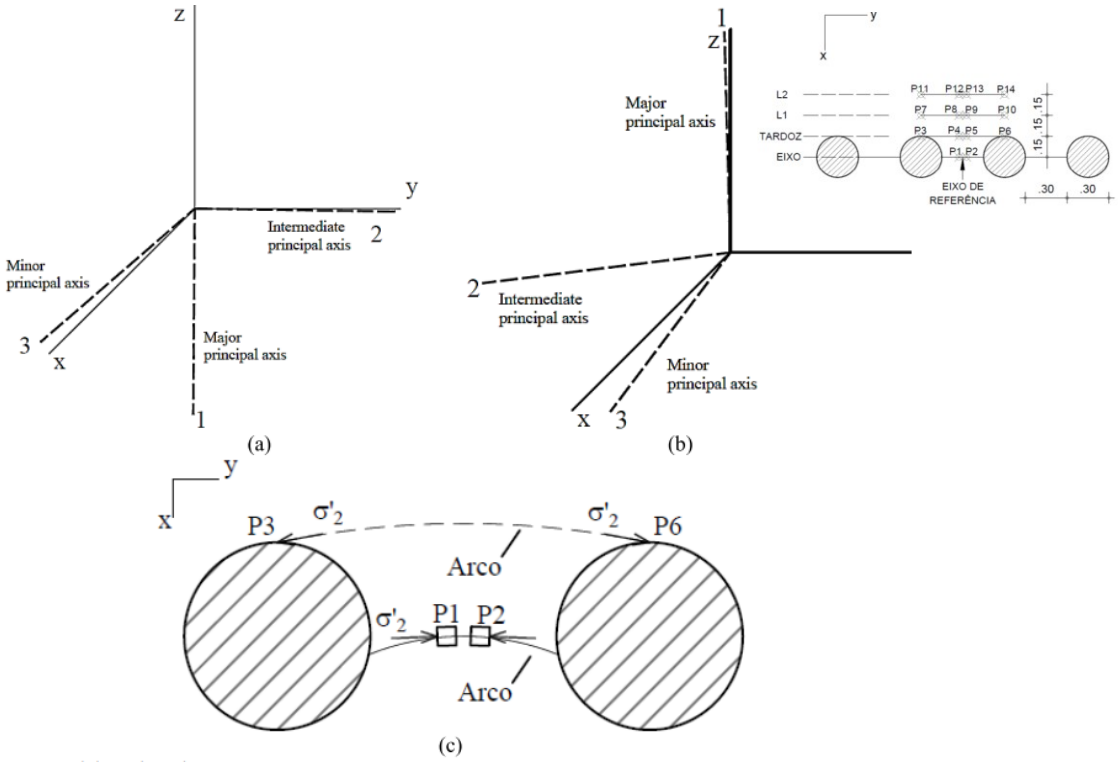


Figura 2-50. Direções principais atuantes no solo adjacente aos elementos estruturais da cortina de contenção: (a) Na posição de P1, (b) Na posição de P3, (c) Formação dos arcos entre as estacas, modificado de Andrade (2024).

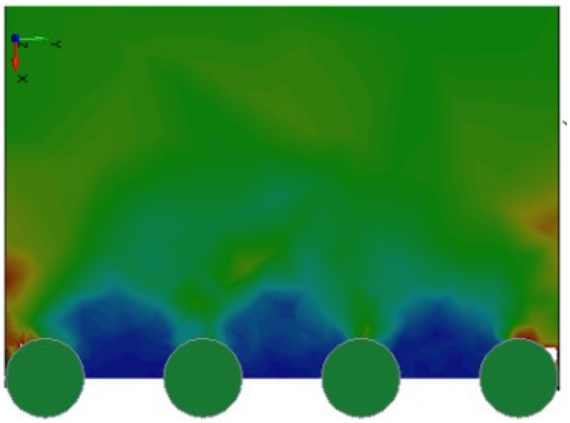


Figura 2-51.Tensão principal intermediaria no plano xy (Andrade, 2024).

A formação do arco em contenções de estacas espaçadas requer a existência de deslocamentos diferenciais entre o solo do vão e as estacas, condição necessária para a mobilização das tensões cisalhantes responsáveis pela redistribuição de cargas. Além disso, as estacas devem apresentar rigidez suficientemente elevada em relação ao solo adjacente, de modo a atuar como suportes para as tensões transferidas (Vermeer, Punlor e Ruse, 2001). Em escavações urbanas, essas condições tendem a ocorrer naturalmente, uma vez que a execução da cortina antecede a escavação, induzindo deslocamentos do maciço em direção à abertura.

Uma vez estabelecido o deslocamento relativo, o mecanismo de arqueamento se manifesta por meio de uma reorganização do estado de tensões no solo adjacente. As simulações numéricas de Vermeer, Punlor e Ruse (2001), realizadas para um muro berlinense, demonstram que as tensões horizontais passam a se concentrar nas regiões de contato entre o solo e as estacas, enquanto diminuem progressivamente ao longo do vão entre elas, tendendo a valores muito reduzidos no ponto médio entre duas estacas consecutivas. Essa redistribuição evidencia que uma parcela significativa do empuxo horizontal é transferida para as estacas, reduzindo as solicitações atuantes sobre os elementos de fechamento instalados entre elas. Os autores observaram ainda que as trajetórias das tensões principais se reorganizam em torno das estacas, indicando a formação de regiões preferenciais de transferência de carga compatíveis com o desenvolvimento do arqueamento (Figura 2-52).

Chen e Martin (2002), ao investigarem numericamente o comportamento de solos granulares em contenções com estacas espaçadas, observaram que o aumento do ângulo de dilatância acelera a formação do arco de tensões. Segundo os autores, a expansão volumétrica do

solo nas proximidades da interface estaca–solo induz tensões confinantes adicionais, favorecendo a transferência de cargas para os elementos estruturais. Os padrões de deformação obtidos apresentam tendência compatível com os modos triangulares de bandas de cisalhamento observados por Liu et al. (2024) em areias densas submetidas ao ensaio do alçapão, reforçando a influência da dilatância na geometria do arqueamento (Figura 2-53).

Liang e Zeng (2002) observaram que, em solos coesivos, o arqueamento pode se desenvolver sem que o material atinja plenamente o escoamento plástico, diferentemente do comportamento típico de materiais granulares, nos quais a mobilização do arco requer deslocamentos relativos mais pronunciados. Os autores verificaram ainda que mesmo baixos valores de coesão produzem efeito significativo na estabilização do mecanismo de transferência de tensões, reportando que uma coesão de 13,8kPa foi suficiente para o desenvolvimento pleno do arqueamento em uma configuração com elevada relação espaçamento/diâmetro (S/D) (Figura 2-54). Resultados semelhantes foram apresentados por Andrade (2024), que observou redução dos deslocamentos horizontais concomitantemente ao desenvolvimento do arqueamento, indicando que a presença de coesão favorece a formação do arco para menores níveis de deformação relativa, como observado por Li et al. (2025).

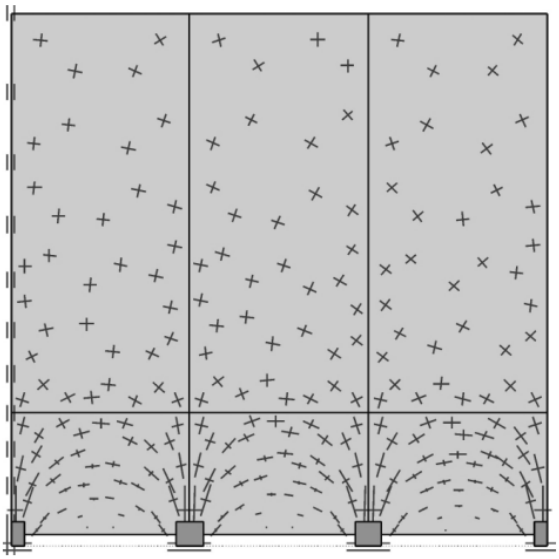


Figura 2-52. Distribuição das tensões principais no solo atrás do muro (Vermeer, Punlor e Ruse, 2001).

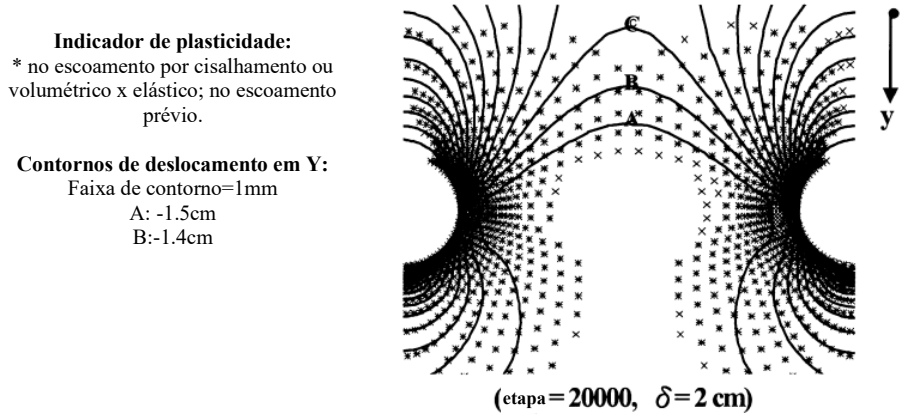


Figura 2-53. Estado do solo e contornos de deslocamento na direção Y em solo granular (Chen e Martin, 2002).

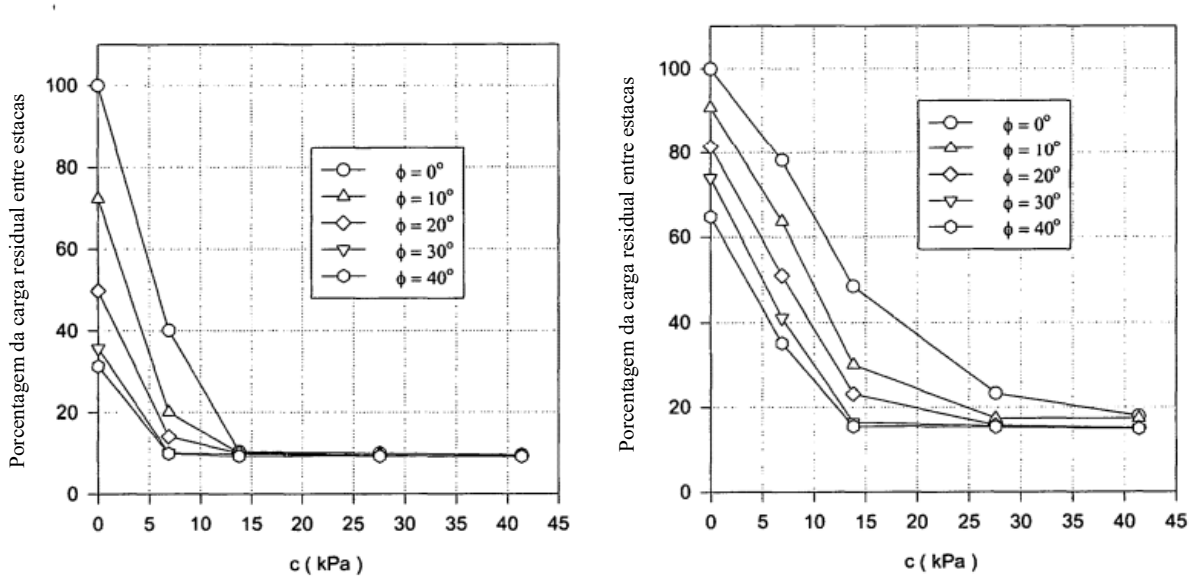


Figura 2-54. Efeito da variação da coesão variando o espaçamento sem variar o diâmetro das estacas. (A) s=4D. (B) s=2D (Liang e Zeng, 2002)

Embora diferentes estudos utilizem modelos constitutivos com distintos níveis de sofisticação e diferentes parâmetros de rigidez, poucos trabalhos investigaram de forma paramétrica a influência específica dos módulos de rigidez sobre o desenvolvimento do arqueamento. Chen e Martin (2002) observaram que variações do módulo de Young e do estado inicial de tensões não alteram significativamente a formação da zona de arco, desde que ocorram

deslocamentos suficientes para mobilização do cisalhamento plástico. De maneira semelhante, Vermeer, Punlor e Ruse (2001) verificaram que modelos constitutivos com diferentes representações da rigidez do solo produzem padrões qualitativamente semelhantes de redistribuição de tensões. Esses resultados sugerem que a formação do arqueamento depende predominantemente da mobilização da resistência ao cisalhamento e do desenvolvimento de deformações plásticas, enquanto os módulos de rigidez exercem influência secundária dentro das condições analisadas.

Além das propriedades constitutivas do solo, a geometria da contenção exerce influência decisiva sobre a formação e a estabilidade do arqueamento em cortinas de estacas espaçadas. Entre os parâmetros geométricos mais relevantes, destacam-se a relação espaçamento-diâmetro das estacas (S/D) e a profundidade relativa da escavação ou da massa de solo mobilizada. De modo geral, os estudos indicam que o arqueamento se desenvolve de forma mais eficiente para espaçamentos moderados, enquanto relações S/D excessivamente elevadas favorecem o deslocamento do solo entre as estacas e reduzem progressivamente a transferência de tensões para os elementos estruturais. Por outro lado, espaçamentos muito reduzidos restringem o desenvolvimento das bandas de cisalhamento responsáveis pela estabilização do arco, podendo inclusive eliminar a região de arqueamento plenamente desenvolvida entre estacas.

Liang e Zeng (2002) identificaram a relação S/D como o parâmetro geométrico mais importante para o desenvolvimento do arqueamento em solos granulares, observando que aproximadamente 70% do empuxo é transferido para as estacas para S/D = 2, enquanto para S/D = 5 esse valor reduz-se para menos de 20%. Segundo os autores, o arqueamento praticamente desaparece para relações S/D superiores a aproximadamente 8, condição na qual as estacas passam a atuar de forma praticamente isolada.

Resultados semelhantes foram reportados por diferentes autores. Bosscher e Gray (1986) observaram que o arqueamento permanece significativo para espaçamentos livres próximos de três diâmetros. De maneira semelhante, Xu et al. (2024) identificaram espaçamento ótimo próximo de três vezes o diâmetro das estacas, ao passo que, Liu, Liu e Song (2017) recomendaram espaçamentos entre 2D e 6D para garantir o desenvolvimento adequado do mecanismo em sistemas de microestacas verticais.

As análises numéricas de Vermeer, Punlor e Ruse (2001) e Oliveira (2014) indicam, contudo, que o padrão qualitativo de redistribuição das tensões tende a permanecer semelhante ao

longo da profundidade da contenção, caracterizado pela concentração de tensões horizontais junto às estacas e pelo alívio de tensões entre elas. Nesses estudos, o aumento da profundidade resulta principalmente no aumento das magnitudes das tensões horizontais devido ao crescimento do empuxo geostático, sem alteração substancial da forma geral do arqueamento. Oliveira (2014) verificou ainda que espaçamentos moderados entre as faces das estacas produzem melhor equilíbrio entre eficiência estrutural e mobilização do arqueamento.

Chen e Martin (2002) observaram adicionalmente que o arqueamento tende a ser mais pronunciado em condições drenadas e para menores espaçamentos relativos entre estacas, enquanto em solos finos sob condição não drenada o efeito de grupo tende a desaparecer para espaçamentos superiores a aproximadamente quatro diâmetros.

Diversos métodos analíticos foram propostos para representar o efeito de arqueamento em sistemas de contenção com estacas espaçadas e estimar a redistribuição de tensões no maciço. De maneira geral, essas abordagens buscam simplificar o problema mecânico por meio de hipóteses de equilíbrio limite, plasticidade ou formação idealizada de arcos de solo, permitindo estimativas preliminares das forças atuantes nas estacas e da geometria necessária para estabilização do maciço. Embora originalmente desenvolvidos para aplicações em estabilização de taludes e controle de deslizamentos, muitos desses métodos passaram posteriormente a ser utilizados como referência conceitual em problemas de escavações e contenções.

Entre as primeiras formulações analíticas amplamente difundidas destacam-se os trabalhos de Wang e Yen (1974) e Ito e Matsui (1975), desenvolvidos para estimar as forças laterais atuantes em estacas estabilizadoras inseridas em massas de solo em movimento. Wang e Yen (1974) propuseram uma abordagem baseada no comportamento rígido-plástico do solo e em hipóteses de talude infinito, relacionando o desenvolvimento do arqueamento ao espaçamento entre estacas e ao comprimento necessário para mobilização completa do arco de solo. Os autores observaram ainda a existência de uma largura crítica associada à perda de eficiência do sistema, acima da qual o arqueamento deixa de contribuir significativamente para a estabilização do maciço.

Ito e Matsui (1975), por sua vez, desenvolveram formulações para estimar a força lateral atuante sobre uma fileira de estacas a partir da deformação plástica ou do fluxo do solo ao redor dos elementos estruturais. O método incorpora parâmetros geométricos como diâmetro da estaca, espaçamento livre e profundidade da camada mobilizada, além de propriedades resistentes do solo, incluindo coesão e ângulo de atrito interno. Para solos moles, os autores também consideraram

parâmetros associados ao comportamento viscoso do material. As formulações foram comparadas com medições de campo em áreas de deslizamento no Japão, mostrando que a força lateral aumenta significativamente à medida que o espaçamento entre estacas diminui, em decorrência da maior mobilização do arqueamento.

Posteriormente, diferentes autores passaram a incorporar explicitamente o conceito de arco de solo nas formulações analíticas. Bosscher et al. (1986), ao investigarem o arqueamento em taludes arenosos estabilizados por estacas espaçadas, utilizaram modelos calibrados experimentalmente em caixa de areia inclinada para representar a transferência de cargas entre a massa de solo móvel e os suportes rígidos. O método considera parâmetros como densidade relativa, espaçamento entre estacas, diâmetro dos elementos estruturais e resistência ao cisalhamento do solo. Os autores observaram que o arqueamento deixa de se desenvolver adequadamente para espaçamentos excessivos, citando limites típicos entre três e cinco diâmetros para manutenção de um mecanismo eficiente de transferência de tensões.

Abordagens mais recentes passaram a utilizar geometrias idealizadas do arco para estimativa direta do espaçamento máximo entre estacas. Chen et al. (2020) propuseram uma formulação baseada na resistência ao cisalhamento de um arco parabólico desenvolvido atrás das estacas, considerando parâmetros como coesão, ângulo de atrito interno, largura da seção estrutural e carregamento atuante sobre o maciço. De maneira semelhante, Li et al. (2020) desenvolveram um método para determinação do espaçamento máximo entre estacas antideslizantes de seção retangular a partir do equilíbrio do arco de solo formado entre os elementos estruturais. Nessa formulação, admite-se uma zona triangular de compressão e um eixo parabólico para o arco, sendo o espaçamento máximo controlado pela estabilidade do arqueamento entre estacas.

De modo geral, os métodos analíticos disponíveis permitem estimativas preliminares das cargas transferidas às estacas, da influência da relação espaçamento-diâmetro e das condições necessárias para desenvolvimento do arqueamento. Além disso, essas formulações contribuíram significativamente para consolidar o entendimento conceitual do mecanismo de redistribuição de tensões em sistemas de contenção descontínuos. Entretanto, tais abordagens normalmente dependem de hipóteses simplificadoras relacionadas à geometria do arco, ao estado plano de deformação e à distribuição idealizada das tensões no maciço.

Xu et al. (2024) destacam que muitas dessas formulações analíticas foram originalmente desenvolvidas para problemas de estabilização de taludes e não representam adequadamente as

condições de descarregamento progressivo típicas de escavações profundas. Segundo os autores, modelos bidimensionais tradicionais não conseguem reproduzir satisfatoriamente a distribuição espacial tridimensional do arqueamento nem a evolução dinâmica das tensões e deformações ao longo da escavação. Além disso, simplificações frequentemente adotadas — como o uso de distribuições de pressão baseadas na teoria ativa de Rankine, a consideração de geometrias fixas para o arco e a negligência da tensão principal mínima — limitam a representação do estado real de tensões no maciço.

Os autores observaram ainda que o arqueamento em escavações apresenta caráter evolutivo, com deslocamento progressivo da região de maior influência do arco à medida que a escavação avança, comportamento que não pode ser adequadamente representado por formulações analíticas estáticas. Limitações semelhantes também são observadas na representação de deformações localizadas, da influência da dilatância, da redistribuição tridimensional das tensões e dos efeitos associados à sequência construtiva. Dessa forma, embora os métodos analíticos sejam úteis para estimativas preliminares e interpretação conceitual do fenômeno, a complexidade do estado tridimensional de tensões associado ao arqueamento tem motivado o desenvolvimento de estudos baseados em modelagem numérica tridimensional.

Diferentemente das abordagens simplificadas, os modelos numéricos tridimensionais permitem representar a redistribuição espacial de tensões, a evolução progressiva do mecanismo durante a escavação e a interação simultânea entre deslocamentos, propriedades constitutivas do solo e geometria da contenção.

De maneira geral, os estudos numéricos tridimensionais mostram consistentemente que o desenvolvimento do arqueamento promove concentração progressiva de tensões junto às estacas e alívio de tensões no centro do vão entre elementos consecutivos. Além disso, observa-se reorganização das trajetórias das tensões principais em torno das estacas, formando regiões preferenciais de transferência de carga compatíveis com a geometria arqueada do mecanismo (Vermeer, Punlor e Ruse, 2001; George et al., 2022; Andrade, 2024; Xu et al., 2024).

Vermeer, Punlor e Ruse (2001), por meio de análises tridimensionais de uma escavação suportada por estacas metálicas e pranchas de madeira, demonstraram que as tensões horizontais atuantes sobre o madeiramento reduzem rapidamente ao longo do vão entre estacas, tendendo a valores muito baixos na região central. As trajetórias das tensões principais obtidas pelos autores indicam claramente a formação de regiões arqueadas de transferência de tensões entre as estacas

(Figura 2-55), evidenciando que parcela significativa do empuxo horizontal passa a ser suportada diretamente pelos elementos estruturais. Os autores observaram ainda que a distribuição triangular clássica de empuxos permanece conservadora frente ao comportamento tridimensional efetivamente mobilizado.

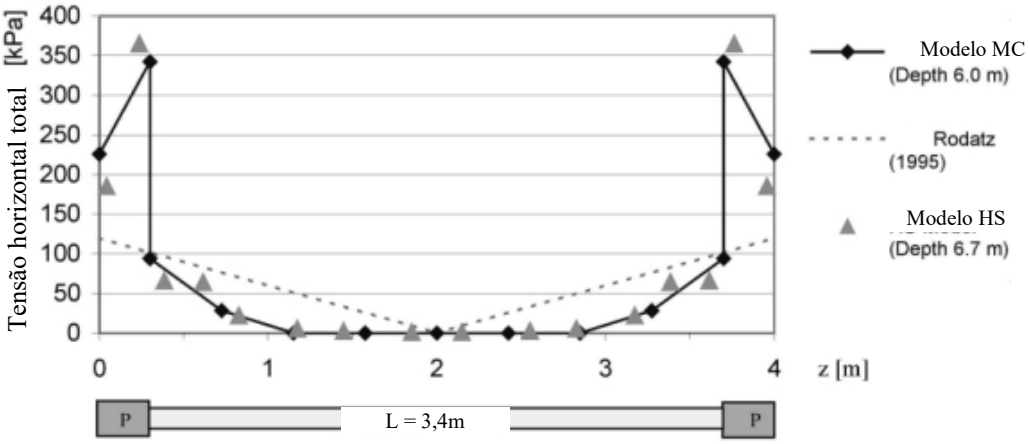


Figura 2-55. Distribuição horizontal de tensões em profundidades de 6,0 a 6,7m (Vermeer, Punlor e Ruse, 2001)

Resultados semelhantes foram obtidos por George et al. (2022), que combinaram ensaios físicos em escala reduzida com modelagem tridimensional no Plaxis 3D para investigar contenções escavadas em etapas sucessivas. Os autores verificaram que o avanço da escavação promove incremento progressivo das tensões concentradas nas estacas, acompanhado pela rotação das tensões principais no solo situado entre os elementos estruturais. Segundo os autores, negligenciar o arqueamento em projeto não necessariamente conduz a soluções conservadoras, uma vez que parte significativa das cargas laterais acaba sendo transferida diretamente às estacas.

Xu et al. (2024), ao investigarem suportes de escavações profundas compostos por estacas pré-fabricadas, também observaram que a rotação das tensões principais máximas coincide com o desenvolvimento do arqueamento horizontal no solo entre estacas (Figura 2-56). Os autores verificaram que o mecanismo apresenta caráter evolutivo ao longo da escavação, com estabilização do eixo principal do arco em profundidades próximas de três quartos da altura escavada. Os resultados reforçam que o arqueamento em escavações profundas constitui um fenômeno

intrinsecamente tridimensional, dependente não apenas da geometria da contenção, mas também da sequência construtiva e das condições de contorno.

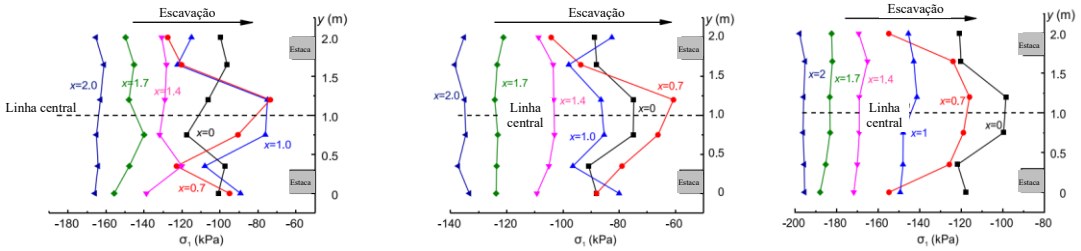


Figura 2-56. Efeitos de diferentes coesões nos deslocamentos horizontais do solo entre estacas. (a) c = 20 kPa, (b) c = 30 kPa e (c) c = 50 kPa (Xu et al., 2024)

Vahedian et al. (2020) observaram adicionalmente relação direta entre o fator de segurança da contenção e o desenvolvimento do arqueamento, identificando padrões arqueados tanto nos contornos de deslocamento lateral quanto nas trajetórias das tensões principais.

Abordagens mais recentes passaram também a incorporar análises micro-mecânicas do fenômeno. Almasi (2025), utilizando um modelo acoplado DEM-FDM para investigação de soldier piles em areia de Fontainebleau, demonstrou que o arqueamento depende fortemente das interações locais entre partículas e das propriedades de atrito e resistência ao rolamento do material granular. O autor observou distribuições não uniformes de empuxo (Figura 2-57), com máximos junto às estacas e mínimos na região central do vão, definindo coeficientes de efeito arco (AEC) entre aproximadamente 0,47 e 0,67. Os resultados mostraram ainda que o arqueamento pode reduzir o momento fletor máximo no paramento entre 40% e 60% em relação às distribuições clássicas uniformes de empuxo.

De maneira geral, os estudos tridimensionais demonstram que o arqueamento em contenções com estacas espaçadas constitui um fenômeno espacial e evolutivo, controlado simultaneamente pela geometria da contenção, pela sequência construtiva e pelas propriedades constitutivas do solo. As análises numéricas permitiram não apenas reproduzir tendências observadas experimentalmente, mas também investigar mecanismos internos dificilmente acessíveis por métodos analíticos ou ensaios físicos, incluindo a rotação das tensões principais, a evolução das zonas plastificadas e a redistribuição tridimensional das tensões ao longo da escavação.

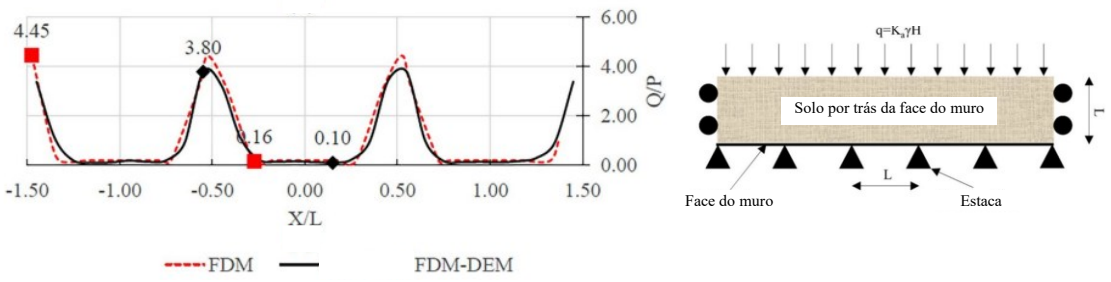


Figura 2-57. Variação da relação de pressão horizontal-sobrecarga vertical solo com o espaçamento entre estacas normalizado, modificado do Almasi (2025).

2.2.2 ESTACAS EM FILEIRA DUPLA

Os sistemas de contenção com estacas em dupla fileira constituem uma evolução dos sistemas convencionais de fileira única, sendo compostos, em sua configuração mais comum, por uma fileira interna de estacas, uma fileira externa e elementos de ligação entre ambas, como vigas de coroamento e vigas de conexão (Jia e Pan, 2025; Lan et al., 2023; Wang et al., 2023). Inicialmente empregados em obras de estabilização de taludes na década de 1980, esses sistemas passaram posteriormente a ser utilizados em escavações profundas, obras portuárias, túneis, metrôs, pontes e edifícios de grande porte (Wang et al., 2023; Jia e Pan, 2025; Lan et al., 2023).

Diferentes configurações geométricas têm sido propostas na literatura. Wang et al. (2023) classificam os sistemas em arranjos retangulares, triangulares, poligonais do tipo poli línea, em arco e em formato “T” (Figura 2-58). Tang et al. (2017) propõem uma disposição intercalada do tipo quincôncio visando melhorar a restrição de recalques e deslocamentos laterais. Zhang et al. (2024) apresentam o arranjo tipo “h” (Figura 2-59), no qual as estacas internas e externas são conectadas de modo a formar uma estrutura espacial mais rígida, favorecendo a mobilização do efeito de arqueamento tridimensional do solo. Mais recentemente, Sui et al. (2024) investigaram sistemas mistos de estacas e muros diafragma em dupla fileira com pilares intermediários de diferentes geometrias, buscando aumentar a rigidez global do sistema estrutural (Figura 2-60).

Além das variações geométricas, os sistemas também podem ser diferenciados conforme sua configuração estrutural. Jia e Pan (2025) classificam as contenções como SPW, DRPW e ARPW (Figura 2 61), destacando que os sistemas de dupla fileira exploram de forma mais eficiente

a interação solo-estrutura e a mobilização do atrito na zona ativa para resistir aos momentos de tombamento.

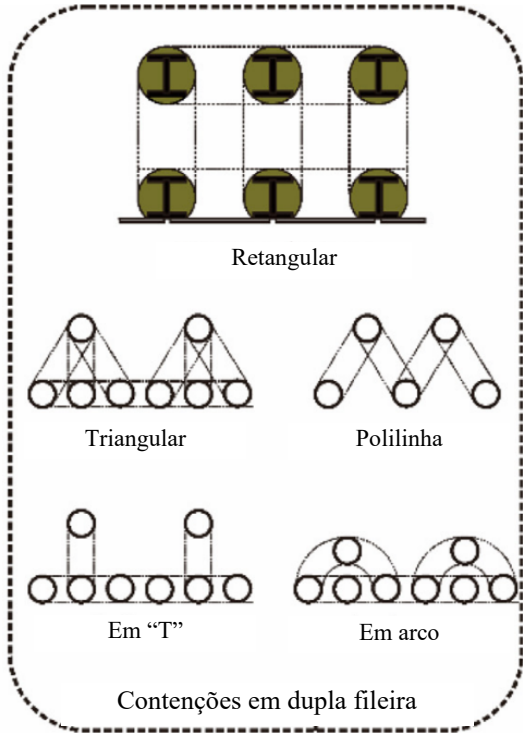


Figura 2-58. Arranjos de sistemas em fileira dupla documentados por Wang et al. (2023).

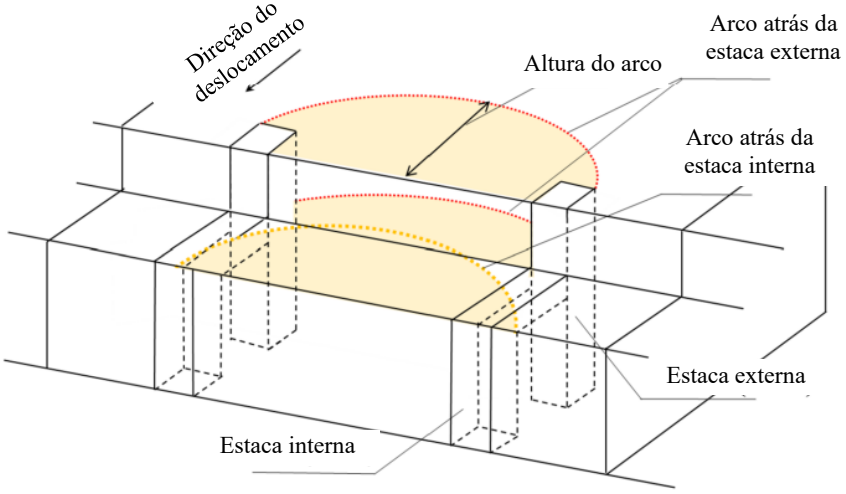


Figura 2-59. Esquema do arqueamento do solo em sistema de contenção em "h" (Zhang et al., 2024)

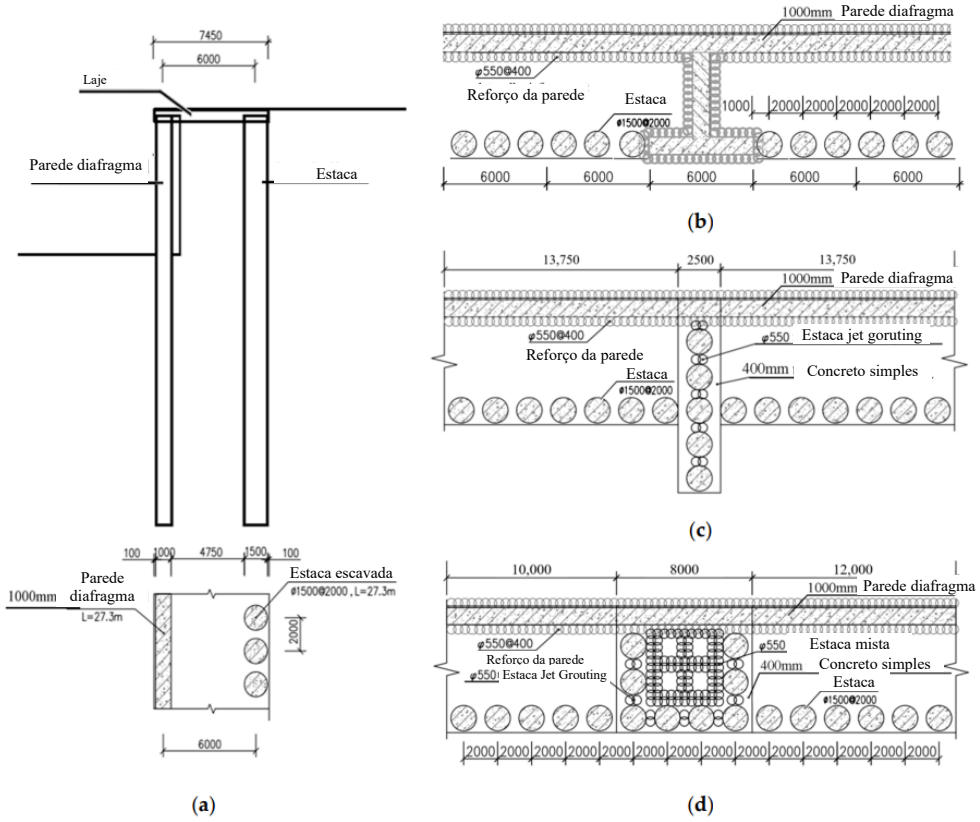


Figura 2-60. Sui et al. (2024) Diagrama esquemático de um sistema de contenção de fileira dupla: (a) seção transversal do sistema de contenção de fileira dupla; (b) pilar em forma de T; (c) pilar em forma de cruz; (d) pilar em forma quadrada (medidas em mm) (Sui et al., 2024).

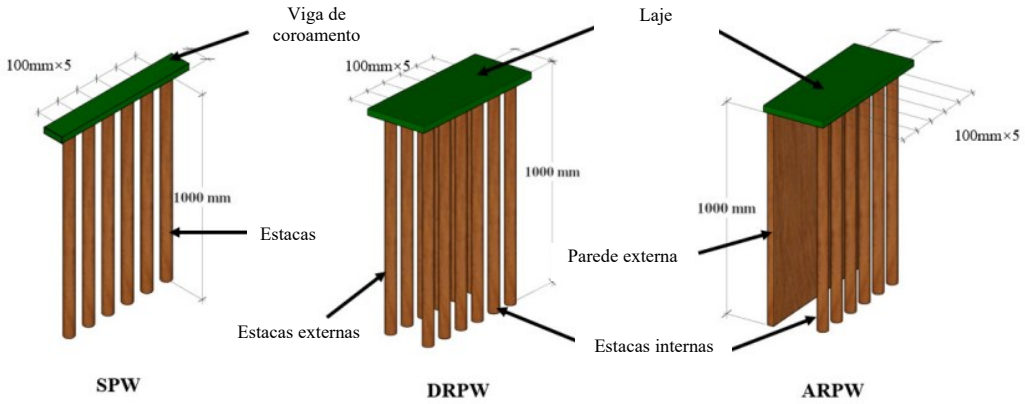


Figura 2-61. Esquema dos diferentes tipos de contenção documentados por Jia e Pan (2025).

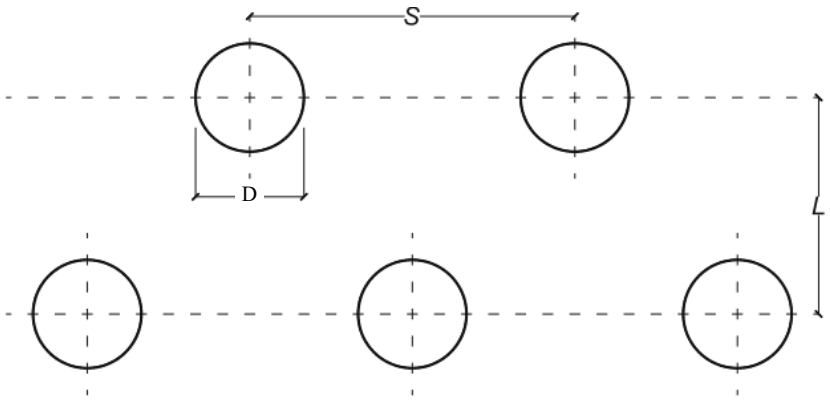


Figura 2-62. Arranjo de sistema de contenção em fileira dupla em quincôncio (Tang et al., 2017).

De maneira geral, os sistemas em dupla fileira apresentam elevada rigidez global e maior capacidade de controle de deslocamentos laterais quando comparados às estruturas convencionais de fileira única (Lan et al., 2023; Wang et al., 2022; Zhou et al., 2022). O seu comportamento mecânico baseia-se principalmente na interação solo-estaca e na redistribuição tridimensional das tensões no maciço, associada ao desenvolvimento do efeito de arqueamento do solo (Lan et al., 2023). Segundo Bo, Z. e Zhai, Y. (2015), diferentemente das contenções convencionais, os sistemas de dupla fileira desenvolvem efeitos de arqueamento distintos nas estacas interna e externa, fenômeno denominado pelos autores como “efeito de arco múltiplo”.

Outra característica relevante desses sistemas é a formação de um binário resistente decorrente da interação estrutural entre as duas fileiras conectadas, contribuindo para a redução dos deslocamentos horizontais e das deformações do terreno (Sui et al., 2024). Em consequência, os momentos fletores tendem a apresentar distribuição mais uniforme e menores valores máximos absolutos em comparação às estruturas de fileira única, reduzindo potencialmente a necessidade de armadura (Sui et al., 2024). Jia e Pan (2025) destacam ainda que os diagramas de momento fletor em sistemas de dupla fileira apresentam tipicamente formato em “S”, com ponto de inflexão intermediário, diferentemente da distribuição em formato de “C” observada em estruturas convencionais. Lan et al. (2023) observam adicionalmente que as estacas internas trabalham predominantemente à flexão, enquanto as externas desenvolvem esforços associados à tração devido à interação promovida pelas vigas de ligação.

Esses sistemas são particularmente indicados em situações nas quais o uso de tirantes ou escoras é limitado. Diversos autores destacam sua aplicação em ambientes urbanos densamente

ocupados, onde a presença de fundações vizinhas, túneis, dutos subterrâneos ou restrições legais inviabilizam a utilização de ancoragens externas (Jia e Pan, 2025; Zhou et al., 2022). Zhou et al. (2022) listam como condições típicas para sua aplicação: presença de estruturas subterrâneas adjacentes, nível freático elevado, condições geológicas inadequadas para ancoragem, restrições normativas quanto à invasão de propriedades vizinhas e necessidade de controle rigoroso dos deslocamentos horizontais. Ye e He (2022) ressaltam ainda que os sistemas de dupla fileira dispensam escoras e tirantes, reduzindo interferências construtivas e limitações operacionais associadas à execução sequencial desses elementos.

Em termos de desempenho, diferentes estudos relatam comportamento superior ao de sistemas convencionais de fileira única. Wang et al. (2023), ao compararem diretamente os dois sistemas sob a mesma geometria de escavação, observaram redução do deslocamento horizontal máximo de 12,4 mm para 10,6 mm no sistema de dupla fileira, além de menores recalques superficiais relativos. Tang et al. (2017), ao compararem um sistema em quincôncio com um sistema convencional de estacas ancoradas, verificaram recalques superficiais equivalentes a aproximadamente 70% daqueles observados no sistema com tirantes, bem como menores deslocamentos laterais nas regiões superior e intermediária das estacas. Zhao e Ye (2014), Yuan et al. (2021) e Lan et al. (2023) também reportam melhor controle de deformações laterais e maior rigidez global quando comparados aos sistemas convencionais.

O desempenho estrutural dos sistemas em dupla fileira é fortemente influenciado pelos parâmetros geométricos, especialmente o espaçamento entre fileiras. Peng e Liu (2018) sugerem valores ótimos entre 3D e 4D, enquanto Rong (2017) propõe intervalos entre 4D e 5D. Jia e Pan (2025), com base em resultados experimentais, indicam uma faixa adequada entre 2D e 6D, ao passo que Wang et al. (2022) apontam que, na prática de engenharia, os valores usualmente adotados variam entre 3D e 5D. Lan et al. (2023) citando a Dong et al. (2022), sugerem que espaçamentos menores, entre 1,6D e 2D, podem apresentar melhor desempenho técnico-econômico.

Apesar das diferenças entre os intervalos propostos, existe consenso de que o espaçamento entre fileiras exerce influência decisiva sobre o comportamento estrutural do sistema. Espaçamentos muito reduzidos fazem com que a contenção passe a se comportar de maneira semelhante a uma fileira única, enquanto espaçamentos excessivos reduzem a eficiência estrutural da fileira externa e limitam o desenvolvimento do efeito espacial associado ao arqueamento

tridimensional do solo (Lan et al., 2023; Sui et al., 2024). Além disso, o aumento do espaçamento tende inicialmente a reduzir os deslocamentos horizontais; entretanto, valores excessivos resultam em aumento dos esforços internos e redução da eficiência global do sistema (Ilyas et al., 2004; Ooi et al., 2004; Qian e Guo, 2011).

Outros parâmetros estruturais também exercem influência relevante no desempenho da contenção. Lan et al. (2023) indicam que o aumento do comprimento das estacas acima de determinados limites possui efeito reduzido no controle de deslocamentos, podendo resultar em desperdício econômico. De maneira semelhante, Ying e Chu (2007) e Shen et al. (2017) observaram que o aumento do comprimento das estacas externas curtas não produz melhorias significativas na estabilidade global. Quanto às vigas de ligação, Lin et al. (2010) e Shen et al. (2013) verificaram que o aumento de sua rigidez reduz os deslocamentos horizontais apenas até determinado limite, acima do qual os benefícios tornam-se pouco expressivos.

Apesar das vantagens observadas, a literatura ainda apresenta importantes limitações quanto à compreensão do comportamento mecânico desses sistemas. Zhou et al. (2022) afirmam que a prática de projeto permanece à frente do desenvolvimento teórico, especialmente no que se refere aos mecanismos de deformação e à distribuição de empuxos de terra entre as fileiras interna e externa. Wang et al. (2022) também apontam que ainda não existe um método racional consolidado para definição do espaçamento entre fileiras, resultando frequentemente em projetos conservadores e economicamente ineficientes.

Outro aspecto recorrente refere-se à compreensão ainda limitada do efeito de arqueamento tridimensional do solo em sistemas de dupla fileira. Wang e Chen (2017), Ren et al. (2019), Bo, Z. e Zhai, Y. (2015) e Zhang et al. (2024) destacam que o fenômeno ainda não é completamente compreendido, particularmente quanto à interação espacial entre as fileiras e à influência do espaçamento sobre a redistribuição de tensões no maciço. Zhang et al. (2024) ressaltam ainda que muitas análises permanecem baseadas em modelos bidimensionais, incapazes de representar adequadamente as características tridimensionais de deformação e transferência de tensões associadas ao efeito de arco do solo.

Adicionalmente, Jia e Pan (2025) observam que a maioria das pesquisas ainda negligência fenômenos associados às águas subterrâneas, como percolação e piping, apesar de sua relevância prática em escavações profundas. Sui et al. (2024) ressaltam ainda que sistemas inovadores com

pilares intermediários carecem de validação por meio de dados de campo, especialmente em solos moles.

Apesar do reconhecimento crescente da importância do arqueamento do solo no comportamento de sistemas de contenção em dupla fileira, a compreensão dos mecanismos responsáveis pela redistribuição tridimensional das tensões ainda permanece limitada. Diferentemente das contenções convencionais de fileira única, nas quais o arqueamento associado a paredes descontínuas e estacas espaçadas já foi amplamente investigado experimental e numericamente, os sistemas em dupla fileira apresentam interação espacial mais complexa entre as fileiras interna e externa, dificultando a caracterização dos mecanismos de transferência de carga no maciço.

Nesse contexto, Zhang et al. (2024) investigaram numericamente, por meio do Método dos Elementos Discretos (DEM), a formação e evolução do arqueamento em um sistema de contenção do tipo “h”, configuração análoga às contenções em dupla fileira conectadas por vigas de ligação. O estudo buscou avaliar a redistribuição das tensões horizontais no solo sob diferentes estágios de deslocamento do maciço, enfatizando a evolução espacial do efeito de arco entre as estacas interna e externa.

Os resultados indicaram concentração progressiva das tensões horizontais nas regiões correspondentes aos elementos estruturais mais rígidos, enquanto as zonas intermediárias apresentaram redução relativa das tensões, configurando um padrão típico de arqueamento. Observou-se ainda que o formato geral da distribuição de tensões permaneceu aproximadamente constante ao longo da profundidade, variando principalmente a magnitude das tensões mobilizadas (Figura 2-63). No estágio final de deslocamento, entretanto, o padrão de redistribuição tornou-se menos nítido, dificultando a identificação clara da geometria do arco de tensões.

Os autores propuseram quatro estágios evolutivos do fenômeno — inicial, desenvolvimento, sobreposição e estável — definidos principalmente a partir dos deslocamentos horizontais observados no maciço. Contudo, essa interpretação apresenta uma limitação conceitual importante, uma vez que o arqueamento do solo é essencialmente um fenômeno de redistribuição de tensões, e não propriamente de deslocamentos. Embora deslocamentos diferenciais sejam necessários para a mobilização do arqueamento, a caracterização do fenômeno deve basear-se prioritariamente na evolução das tensões e da transferência de carga entre regiões deformáveis e regiões rígidas do sistema.

Apesar dessa limitação, os resultados apresentados por Zhang et al. (2024) mostram correspondência qualitativa com os estágios clássicos da curva de reação do solo (Ground Reaction Curve – GRC), previamente documentados em ensaios de alçapão realizados por Terzaghi (1936) e Li et al. (2025), bem como em estudos posteriores de modelagem numérica em contenções descontínuas (Vermeer, Punlor e Ruse, 2001). Observa-se inicialmente uma fase aproximadamente linear de redistribuição de tensões, seguida por um estágio de arqueamento mais pronunciado, posteriormente acompanhado de redistribuição secundária e estabilização do sistema.

Entretanto, o comportamento obtido por Zhang et al. (2024) apresenta uma inversão importante em relação ao fenômeno clássico observado em ensaios de alçapão. Enquanto no problema tradicional ocorre redução das tensões sobre a região móvel devido ao deslocamento do solo em direção à abertura, no modelo analisado as tensões aumentam progressivamente sobre as estacas (Figura 2-64). Esse comportamento decorre diretamente da condição de contorno adotada pelos autores, na qual o maciço é deslocado horizontalmente contra o sistema estrutural. Tal condição representa situação oposta àquela observada em escavações reais, nas quais o solo tende a se deslocar em direção ao interior da escavação devido ao alívio de tensões induzido pela remoção de material.

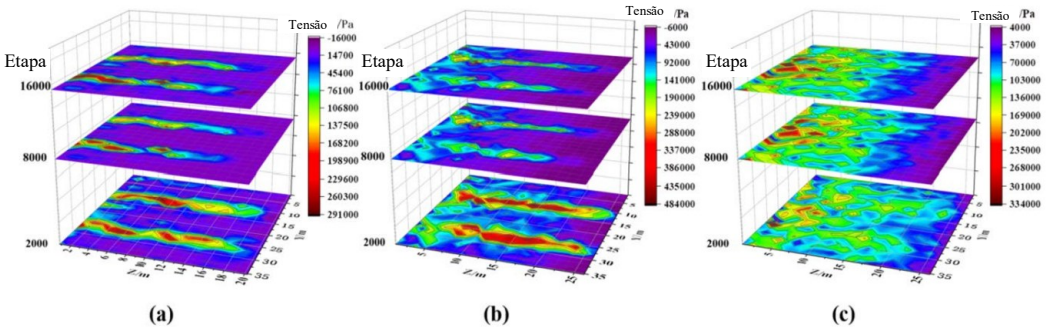


Figura 2-63. Diagrama de distribuição de tensão horizontal sob diferentes perfis: (a) Perfil-1, (b) Perfil-2 e (c) Perfil-3.

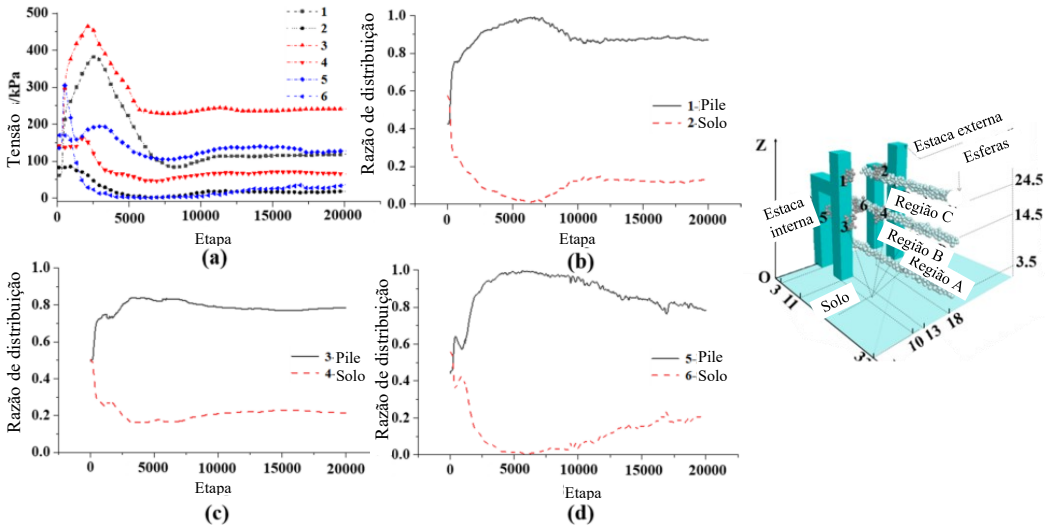


Figura 2-64. Proporção de carga estaca-solo: a) distribuição da carga estaca-solo em função do tempo e b, c, d) alterações na proporção de carga estaca-solo em diferentes pontos. Modificado do Zhang et al (2024)

Consequentemente, embora o estudo contribua para a visualização qualitativa da redistribuição tridimensional das tensões entre as fileiras, a condição de carregamento adotada limita a representatividade física do modelo para aplicações em contenções urbanas reais. Além disso, os autores concentram a análise na evolução cinemática do sistema, sem desenvolver formulações quantitativas capazes de descrever a distribuição de tensões entre as fileiras ou a geometria efetiva do arco mobilizado no maciço.

Limitações semelhantes podem ser observadas em outros estudos recentes sobre sistemas de dupla fileira. Wang et al. (2023), por exemplo, investigaram experimentalmente e numericamente um sistema composto por estacas duplas pré-fabricadas submetido a escavação em solo siltoso-argiloso, combinando modelo físico reduzido e simulações tridimensionais em elementos finitos. Os resultados indicaram redução significativa dos deslocamentos laterais e melhor desempenho global em comparação aos sistemas convencionais de fileira única, reforçando a elevada rigidez estrutural proporcionada pela interação entre as duas fileiras.

Do ponto de vista mecânico, Wang et al. (2023) observaram que as estacas internas apresentam transição de comportamento em balanço para comportamento convexo com o avanço da escavação, enquanto as estacas externas permanecem predominantemente em balanço durante todo o processo. Os autores também identificaram concentração de tensões nas regiões

correspondentes aos elementos estruturais mais rígidos e redução relativa das tensões nas regiões intermediárias do solo, comportamento compatível com a mobilização do arqueamento tridimensional (Figura 2-65).

Entretanto, embora o estudo apresente distribuições de tensões com geometria compatível com a formação de arcos de tensões, os autores não desenvolvem uma análise específica do fenômeno de arqueamento nem investigam explicitamente os mecanismos de redistribuição entre as estacas interna e externa. A interpretação permanece predominantemente descritiva e baseada em tensões equivalentes de Von Mises, sem aprofundamento quanto à transferência efetiva de carga no maciço ou quanto à evolução espacial das zonas de concentração de tensões.

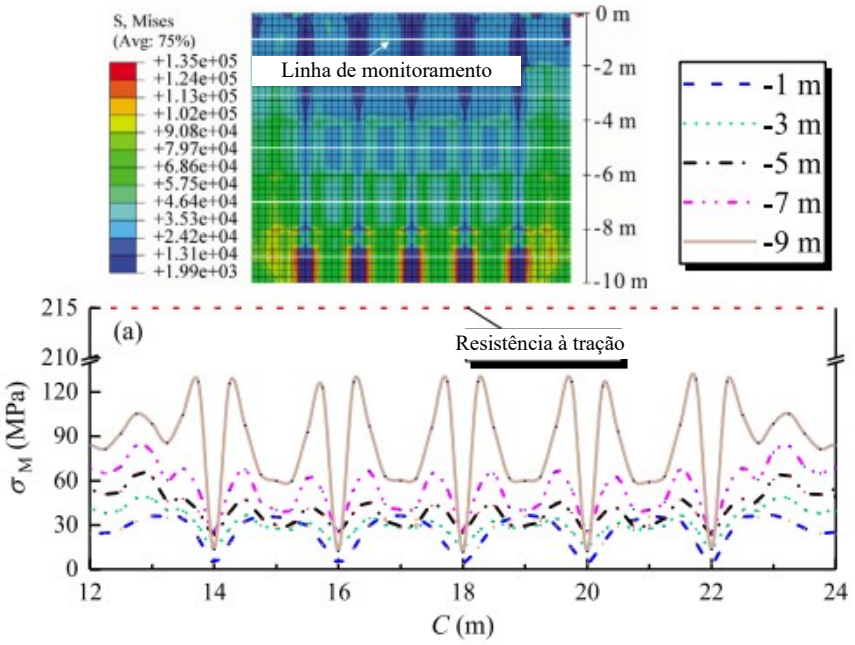


Figura 2-65. Distribuição da tensão de Von Misses (Wang et al., 2023).

Além disso, Wang et al. (2023) ressaltam a escassez de dados de monitoramento de campo para sistemas de dupla fileira, conseguindo compilar apenas treze casos instrumentados documentados na literatura. Segundo os autores, os deslocamentos horizontais máximos normalizados apresentaram média aproximada de 0,24% da profundidade de escavação, sugerindo desempenho superior ao de contenções convencionais para escavações com profundidades inferiores a 20m (Figura 2-66). Apesar disso, a reduzida base de dados disponível ainda limita o

estabelecimento de envelopes representativos de desempenho, diferentemente do que ocorre para sistemas convencionais de fileira única.

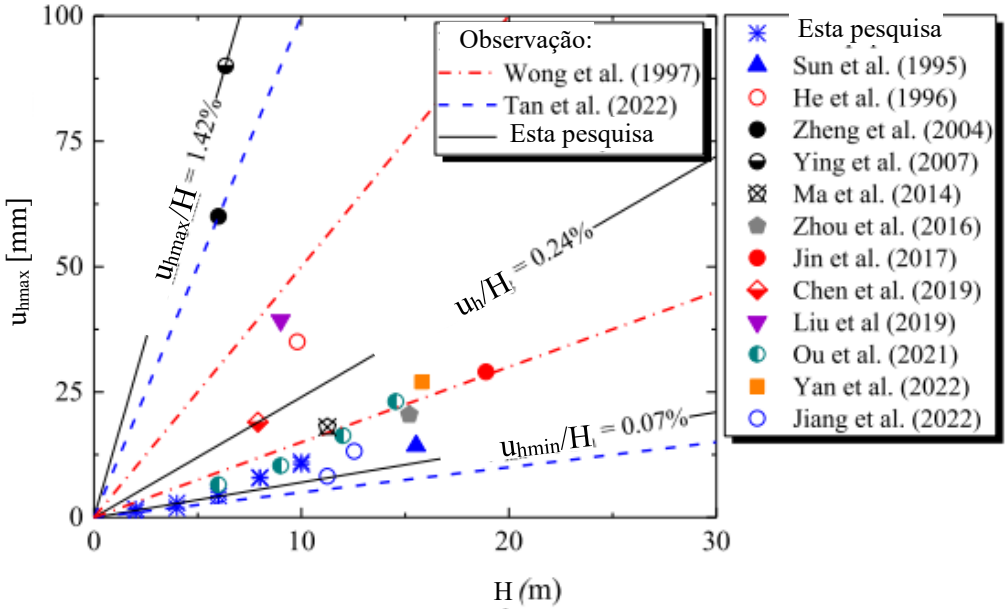


Figura 2-66. Análise estatística da altura da escavação contra dos deslocamentos horizontais (Wang et al., 2023).

No que se refere especificamente aos empuxos de terra, Wang et al. (2023) discutem formulações previamente propostas por He et al. (1996) e Mei et al. (2009) para estimativa dos empuxos atuantes nas estacas interna e externa. O modelo de He et al. (1996) considera que a pressão na estaca interna resulta da interação entre a pressão ativa mobilizada na estaca externa e as tensões desenvolvidas no solo entre as fileiras. Já o modelo de Mei et al. (2009) incorpora explicitamente a dependência entre deslocamento lateral e mobilização do empuxo de terra.

Os resultados experimentais apresentados por Wang et al. (2023) indicam que essas formulações ainda apresentam limitações importantes. O modelo de Mei et al. (2009), por exemplo, tende a superestimar os empuxos próximas ao topo das estacas, embora apresente resultados mais compatíveis em maiores profundidades. Adicionalmente, o estudo não fornece informações detalhadas sobre a mobilização dos empuxos passivos, aspecto fundamental para análises preliminares de estabilidade e para compreensão do mecanismo resistente associado ao binário estrutural desenvolvido entre as fileiras.

Resultados semelhantes foram observados por Jia e Pan (2025), que realizaram ensaios em modelo físico reduzido e simulações numéricas em elementos finitos para avaliar diferentes configurações de contenções em dupla fileira. Os autores identificaram distribuições de pressão significativamente distintas daquelas previstas pelas formulações clássicas de Rankine, particularmente nas regiões compreendidas entre as fileiras.

Os resultados mostraram que os empuxos atuantes na fileira interna apresentam distribuição não linear ao longo da profundidade, com máximos concentrados abaixo da face de escavação, enquanto os empuxos na fileira externa sofrem forte influência do alívio de tensões induzido pela escavação. Além disso, as tensões desenvolvidas no solo entre as fileiras apresentaram comportamento espacial complexo e elevada variabilidade experimental, dificultando a definição de padrões consistentes de distribuição.

Jia e Pan (2025) observaram ainda que os empuxos obtidos experimentalmente situam-se frequentemente entre os estados ativo e passivo previstos pela teoria de Rankine (Figura 2-67 e 2-68), indicando que os mecanismos resistentes mobilizados em sistemas de dupla fileira não podem ser adequadamente representados pelas hipóteses clássicas de equilíbrio limite para solos semi-infinitos. Segundo os autores, a interação tridimensional entre as fileiras e a participação do solo intermediário no equilíbrio estrutural produzem mecanismos de transferência de carga incompatíveis com as simplificações adotadas pelas formulações tradicionais de empuxo.

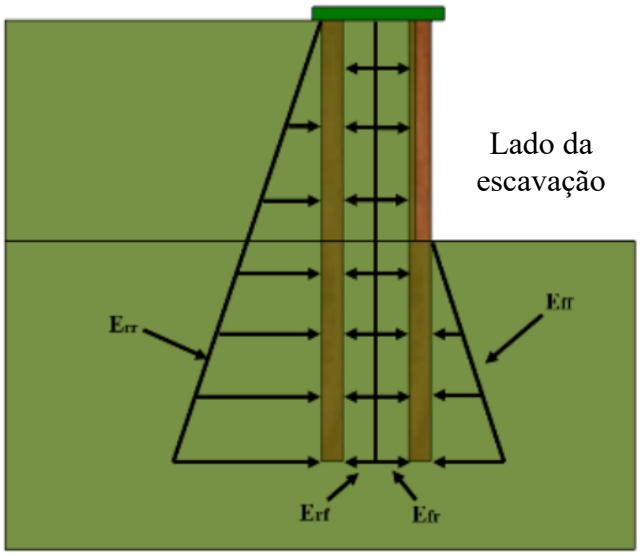


Figura 2-67. Diagrama de empuxos de terra (Jia e Pan, 2025).

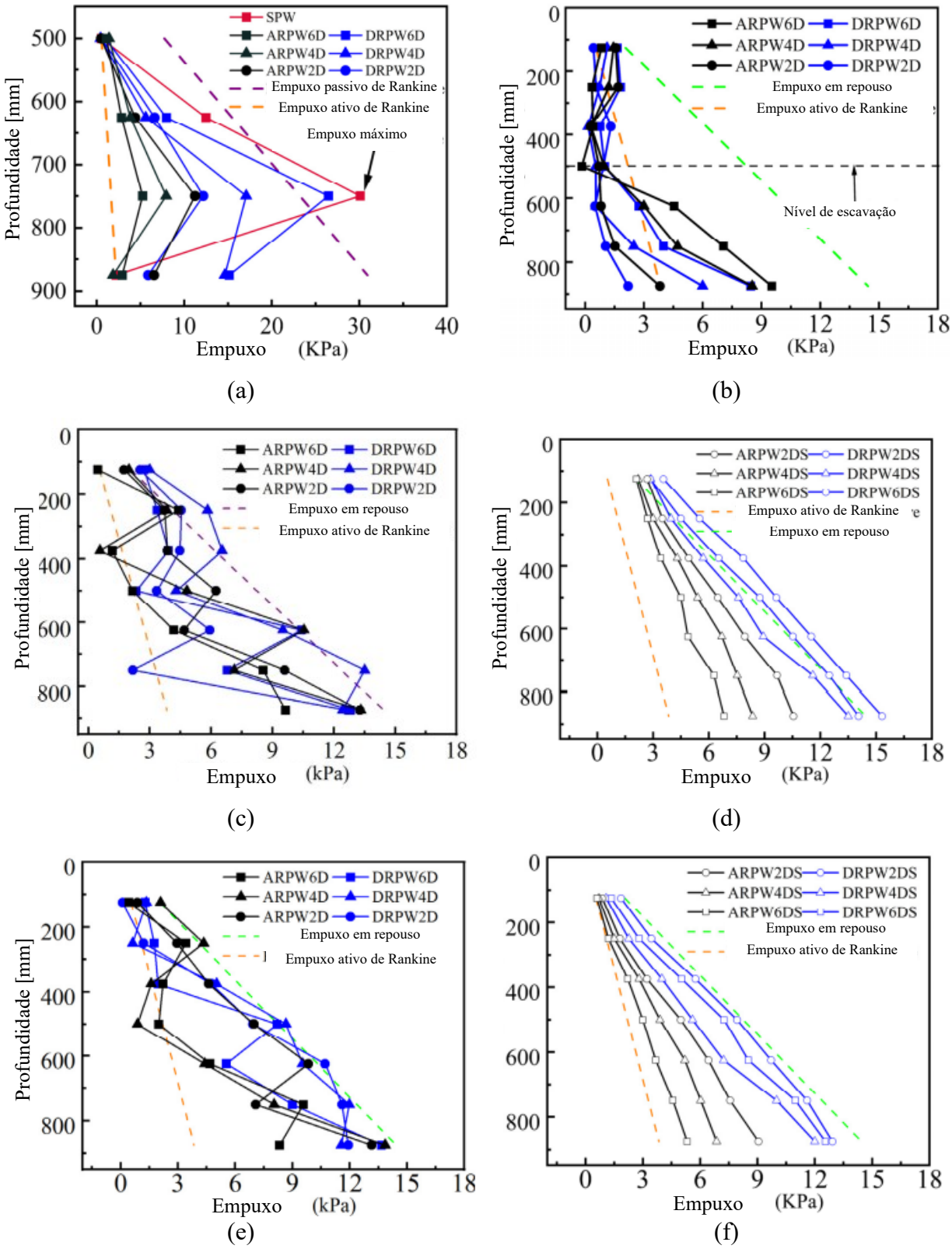


Figura 2-68. Empuxos. (a) Eff experimental. (b) Err experimental. (c) Efr experimental. (d) Efr numérico. (e) Erf experimental. (f) Erf numérico (Jia e Pan, 2025).

De maneira geral, os estudos disponíveis indicam que o arqueamento tridimensional do solo constitui um dos principais mecanismos responsáveis pelo desempenho superior dos sistemas de dupla fileira no controle de deformações. Entretanto, permanece limitada a compreensão quantitativa acerca da redistribuição de tensões entre as fileiras, da evolução espacial do arco de tensões e da mobilização simultânea dos empuxos ao longo da escavação. Como consequência, ainda não existem métodos analíticos consolidados capazes de representar adequadamente o comportamento mecânico desses sistemas em análises preliminares de projeto, mantendo a prática de engenharia fortemente dependente de abordagens empíricas, modelos numéricos e experiências de campo relativamente restritas.

2.3 MONITORAMENTO GEOTÉCNICO: INCLINOMETRIA

O monitoramento geotécnico constitui uma etapa fundamental na avaliação do desempenho de estruturas de contenção e escavações, permitindo acompanhar a resposta do maciço e da estrutura ao longo das diferentes fases construtivas. Entre as diversas técnicas de instrumentação empregadas em obras geotécnicas, a inclinometria destaca-se como uma das mais utilizadas para o monitoramento de deslocamentos horizontais em profundidade, especialmente em contenções, taludes e escavações profundas.

O inclinômetro é um instrumento de precisão utilizado para medir deslocamentos horizontais relativos em profundidade, registrando as alterações na geometria de um tubo-guia ranhurado embutido no solo ou em elementos estruturais (Figura 2-69). Essa técnica constitui uma ferramenta essencial na instrumentação geotécnica de estruturas de contenção, pois permite avaliar a estabilidade e o desempenho dessas obras sob condições reais de campo (Machan e Bennett, 2008). Sua principal finalidade em contenções é monitorar a magnitude, a taxa e a direção dos deslocamentos horizontais, identificando precocemente o desenvolvimento de empuxos excessivos ou deformações capazes de comprometer a própria estrutura ou instalações vizinhas (Green e Mikkelsen, 1988; Machan e Bennett, 2008). Em escavações profundas, o inclinômetro é particularmente importante para medir a deformação diferencial do terreno situado atrás ou na própria parede, podendo também ser empregado, de forma indireta, na estimativa de momentos fletores atuantes na estrutura de contenção (Green e Mikkelsen, 1988; Machan e Bennett, 2008).

O princípio básico da inclinometria consiste na medição do ângulo de inclinação de uma sonda em relação à vertical (gravidade) em intervalos discretos ao longo de um furo. Os sensores mais empregados são os servoacelerômetros, capazes de detectar mudanças de inclinação em dois planos perpendiculares (eixos A e B) (Machan e Bennett, 2008). Para cada intervalo de leitura, cujo comprimento corresponde usualmente ao espaçamento entre as rodas da sonda (0,50m), o desvio lateral incremental é obtido a partir do ângulo de inclinação medido (Figura 2-69).

O deslocamento horizontal acumulado em qualquer profundidade é então obtido por integração numérica dos deslocamentos incrementais a partir de um ponto de referência fixo, geralmente localizado na extremidade inferior do tubo ranhurado instalada em terreno considerado estável (Figura 2-70).

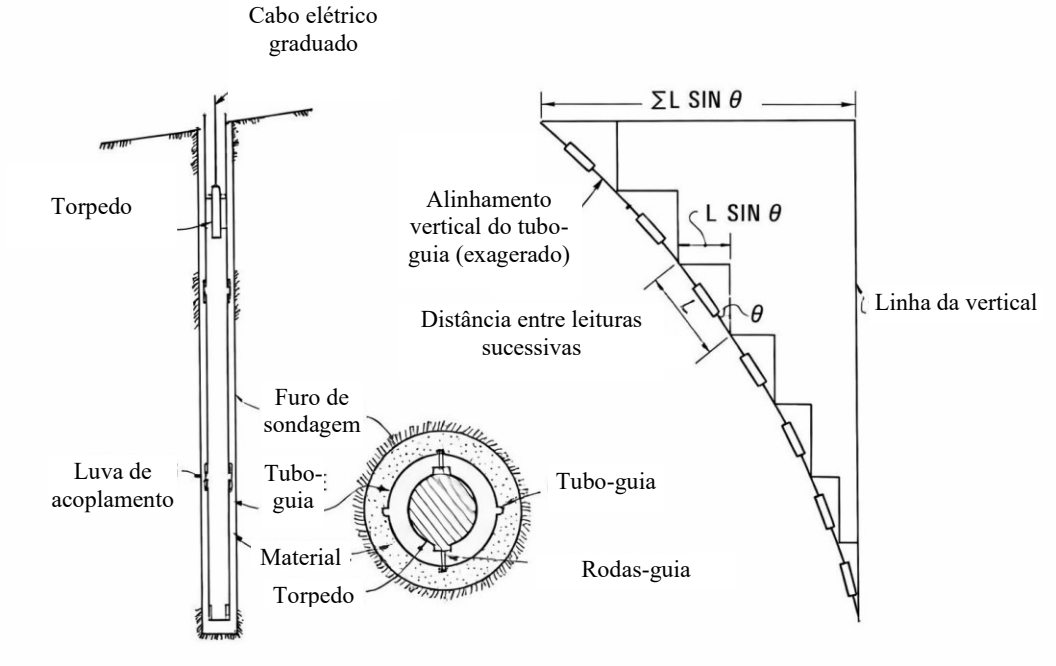


Figura 2-69. Esquema da sonda inclinométrica (Dunnucliff, 1988).

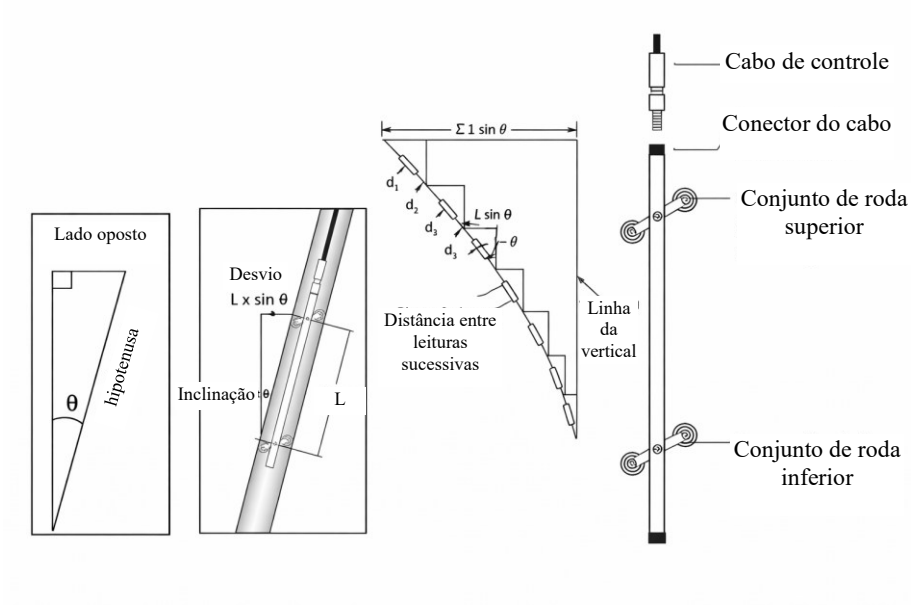


Figura 2-70. Princípios de medição da inclinometría (Machan e Bennett, 2008).

Para cada profundidade são realizadas leituras duplas, com a sonda orientada nas posições 0° e 180°, procedimento que permite eliminar erros associados à leitura zero (bias) e calcular as chamadas somas de verificação, fundamentais para o controle de qualidade dos dados obtidos (Green e Mikkelsen, 1988; Machan e Bennett, 2008).

Um sistema inclinométrico padrão é composto por: (a) tubo-guia ranhurado, (b) sonda contendo os sensores, geralmente biaxiais, (c) cabo graduado para controle preciso da profundidade e (d) unidade de leitura e aquisição de dados (Green e Mikkelsen, 1988; Machan e Bennett, 2008). O tubo ranhurado, normalmente fabricado em PVC ou alumínio, possui quatro ranhuras internas ortogonais responsáveis por guiar as rodas da sonda e garantir a repetibilidade da orientação durante as leituras (Figura 2-71).

A instalação do sistema requer que o espaço anelar entre o tubo ranhurado e a parede do furo seja preenchido com calda de cimento-bentonita — ou, em menor grau, areia compactada — de modo a assegurar adequado acoplamento entre o tubo e o solo adjacente (Figura 2-72). É essencial que a extremidade inferior do tubo seja ancorada em um estrato suficientemente estável, estendendo-se tipicamente entre 3 m e 6 m abaixo da zona de movimentação prevista, para que possa funcionar como datum fixo de referência (Mikkelsen, 1996; Machan e Bennett, 2008). A leitura inicial, denominada leitura zero, deve ser obtida preferencialmente a partir da média de dois ou mais conjuntos de leituras realizados antes do início das atividades construtivas (Machan e

Bennett, 2008). Em estruturas como paredes diafragma ou estacas escavadas, o tubo inclinométrico pode ainda ser fixado à armadura antes da concretagem.

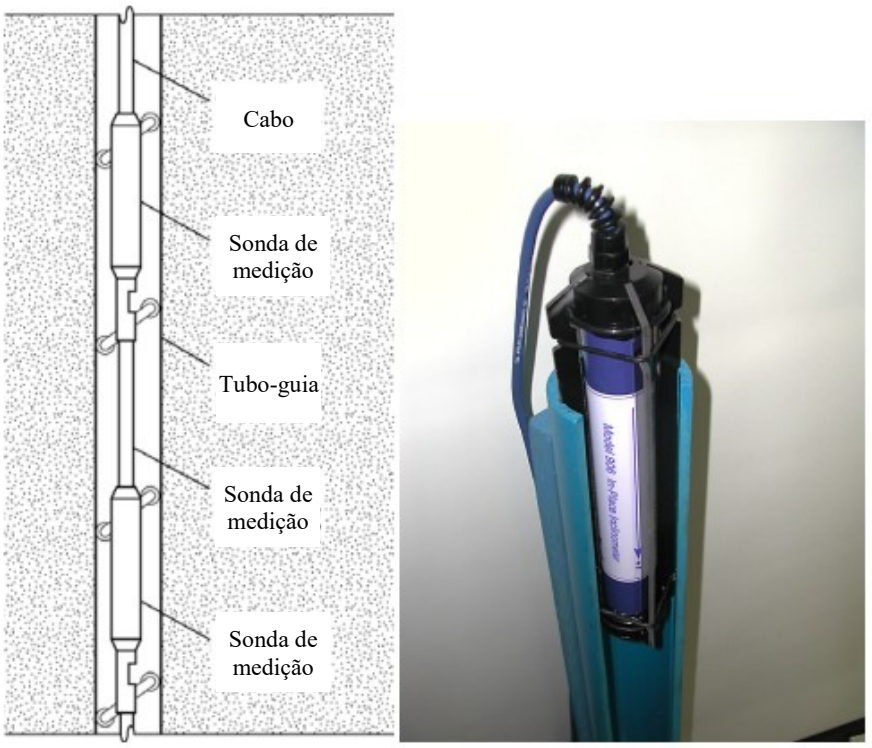


Figura 2-71. Diagrama esquematico da instalação da sonda (Machan e Bennett, 2008).

No processamento dos dados inclinométricos, é fundamental distinguir erros aleatórios de erros sistemáticos (Figura 2-73). Os erros aleatórios, inerentes aos sensores e às condições de medição, não podem ser eliminados analiticamente, mas sua influência pode ser reduzida mediante repetição das leituras e adoção de procedimentos padronizados de operação (Green e Mikkelsen, 1988). Já os erros sistemáticos são passíveis de identificação e, em grande parte, de correção. De acordo com Machan e Bennett (2008) e Mikkelsen (2003), destacam-se os seguintes tipos principais:

(a) Erro de bias ou offset (leitura zero): consiste na alteração do valor de leitura da sonda em repouso, manifestando-se como um deslocamento acumulado aproximadamente linear ao longo da profundidade. Trata-se do erro sistemático mais frequente em medições inclinométricas e sua correção pode ser realizada por meio da análise das somas de verificação e de procedimentos específicos de ajuste dos dados (Green e Mikkelsen, 1988; Machan e Bennett, 2008). Cornforth

(2005) apresenta uma descrição detalhada dos procedimentos manuais de correção, embora atualmente existam softwares capazes de realizar esse ajuste automaticamente.

(b) Erro de profundidade: associado a variações na posição vertical da sonda durante as campanhas de leitura, podendo decorrer de assentamentos, deformações do tubo, estiramento do cabo graduado, substituição do cabo por outro com marcações diferentes ou inconsistências operacionais. Esse tipo de erro pode demandar análise especializada e correções relativamente complexas.

(c) Deriva de sensibilidade: erro sistemático menos frequente, associado a alterações eletrônicas no pré-amplificador da sonda inclinômetro. Sua identificação em campo é difícil e, quando detectado, geralmente requer recalibração ou reparo do equipamento pelo fabricante (Machan e Bennett, 2008; Mikkelsen, 2003).

A adequada identificação e correção desses erros — especialmente do erro de bias — é condição necessária para que a precisão nominal do sistema, tipicamente da ordem de ±1,2 mm a ±6 mm para profundidades de até 30 m, possa ser efetivamente alcançada em aplicações de monitoramento de estruturas de contenção (Machan e Bennett, 2008).

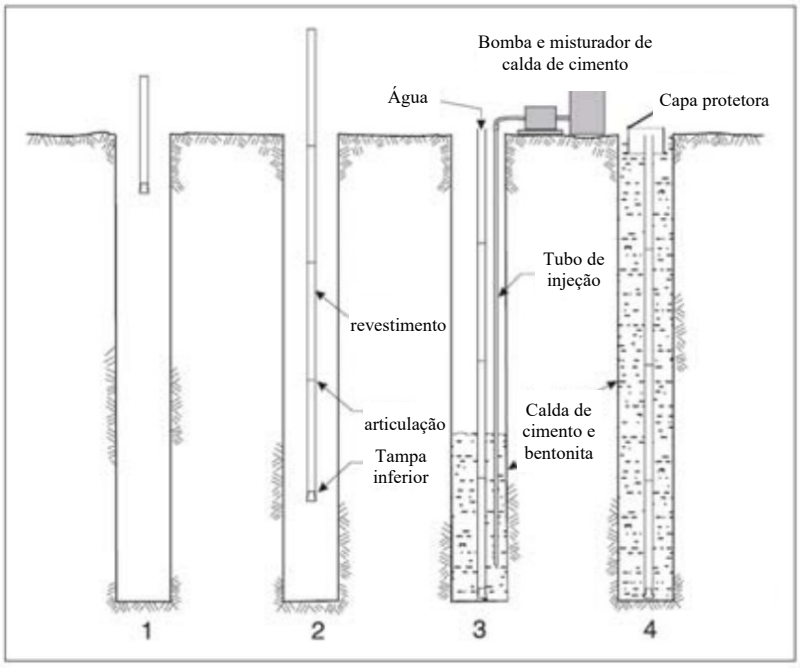


Figura 2-72. Exemplos de rejuntamento do espaço anular entre o tubo e o furo de sondagem (Machan e Bennett, 2008).

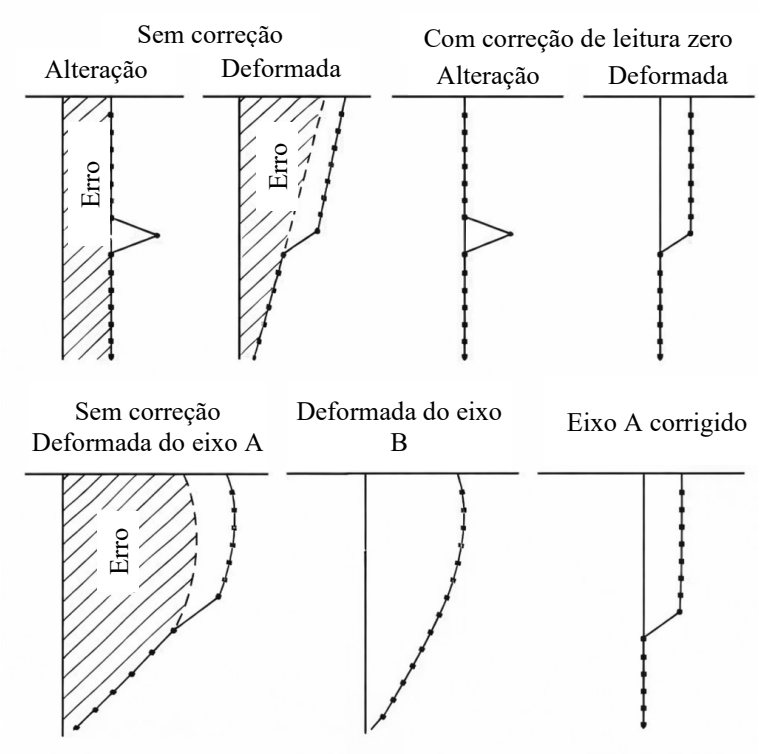


Figura 2-73. Erros típicos de deslocamento de bias e rotação (Green e Mikkelsen, 1988)

2.4 CONTEXTO GEOTÉCNICO DO DISTRITO FEDERAL

O Distrito Federal (DF) situa-se na porção centro-sul da Faixa de Dobramentos Brasília, setor oriental da Província Estrutural Tocantins (Cardoso, 2002 citando a Almeida e Hasui, 1984). Sua geologia é composta predominantemente por metassedimentos dos grupos Paranoá (~65%), Canastra (~15%), Araxá (~5%) e Bambuí (~15%) (Cardoso, 2002 citando a Freitas-Silva e Campos, 1998) que incluem quartzitos, metarritmitos, filitos, ardósias, xistos e rochas carbonatadas, materiais de origem dos solos regionais (Figura 2-74). Apesar dessa diversidade litológica, os solos do DF exibem características geotécnicas relativamente homogêneas, resultado do intenso intemperismo químico sob clima tropical. Elevadas temperaturas, precipitação significativa e longa estabilidade geomorfológica geraram perfis de alteração espessos, frequentemente superiores a dezenas de metros (Cardoso, 2002citando a Melfi e Pedro, 1977, 1978).

O clima tropical sazonal define duas estações bem-marcadas: seca (maio a setembro, com precipitação < 50 mm/mês) e chuvosa (outubro a abril, concentrando 47% da chuva anual entre novembro e março – Baptista, 1998 citando a EMBRAPA, 1978). Essa sazonalidade controla a infiltração, a redistribuição de umidade e a variação da sucção matricial no perfil do solo, influenciando diretamente seu comportamento geotécnico.

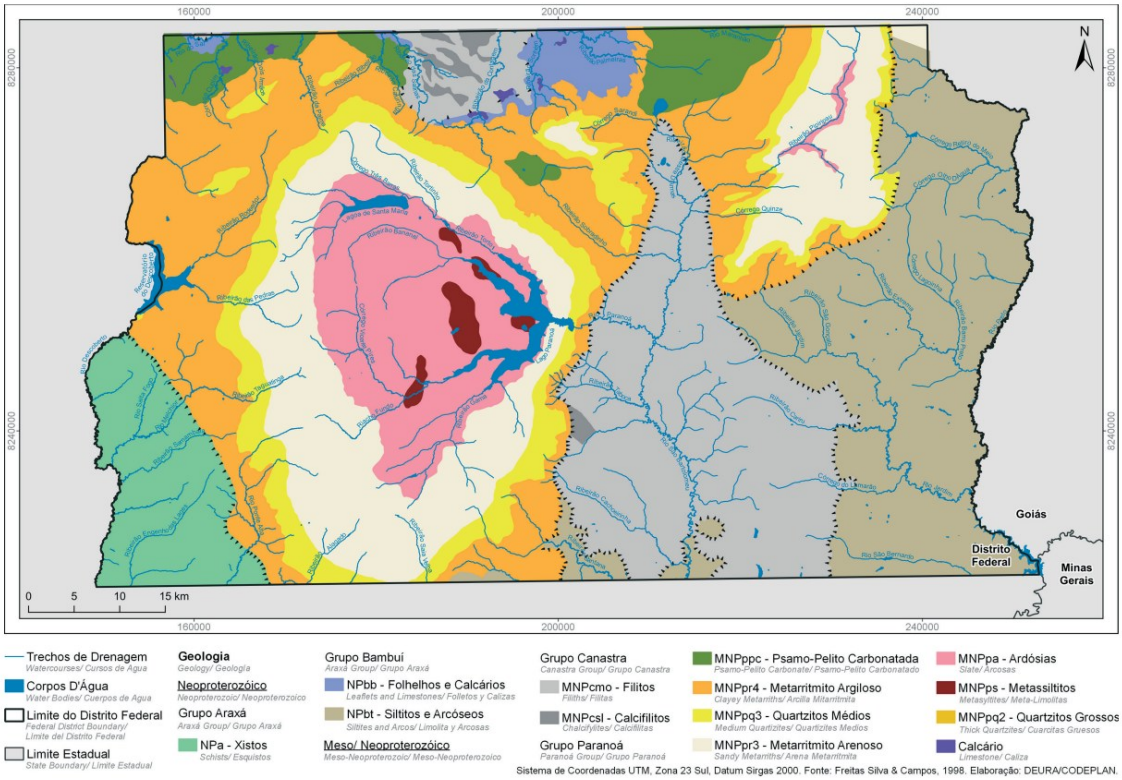


Figura 2-74. Geologia do distrito federal (IPEDF, 2020).

A geomorfologia regional – com Chapadas Elevadas, Chapadas Baixas, Bordas de Chapada, Escarpas, Planos Intermediários e Planícies (Cardoso, 2002 citando a Martins, 2000) – condiciona diferentes graus de intemperismo e drenagem, controlando a distribuição espacial dos solos. Os Latossolos Vermelhos e Vermelho-Amarelos ocupam cerca de 54% do DF (Figura 2-75), ocorrendo nos topos de chapada; os Cambissolos representam ~31%, predominando em vertentes mais movimentadas e posições com menor evolução pedogenética (Cardoso, 2002 citando a EMBRAPA, 1978). Os Latossolos são materiais avermelhados, ricos em caulinita e oxi-hidróxidos de ferro e alumínio, muito porosos, bem drenados, e estrutura granular; os Cambissolos, menos

evoluídos, preservam mais minerais primários. Rochas pelíticas (filitos, ardósias, xistos) originam solos argilosos. Solos de rochas quartzíticas apresentam maior proporção de quartzo na areia e menor teor de argilominerais (Cardoso, 2002).

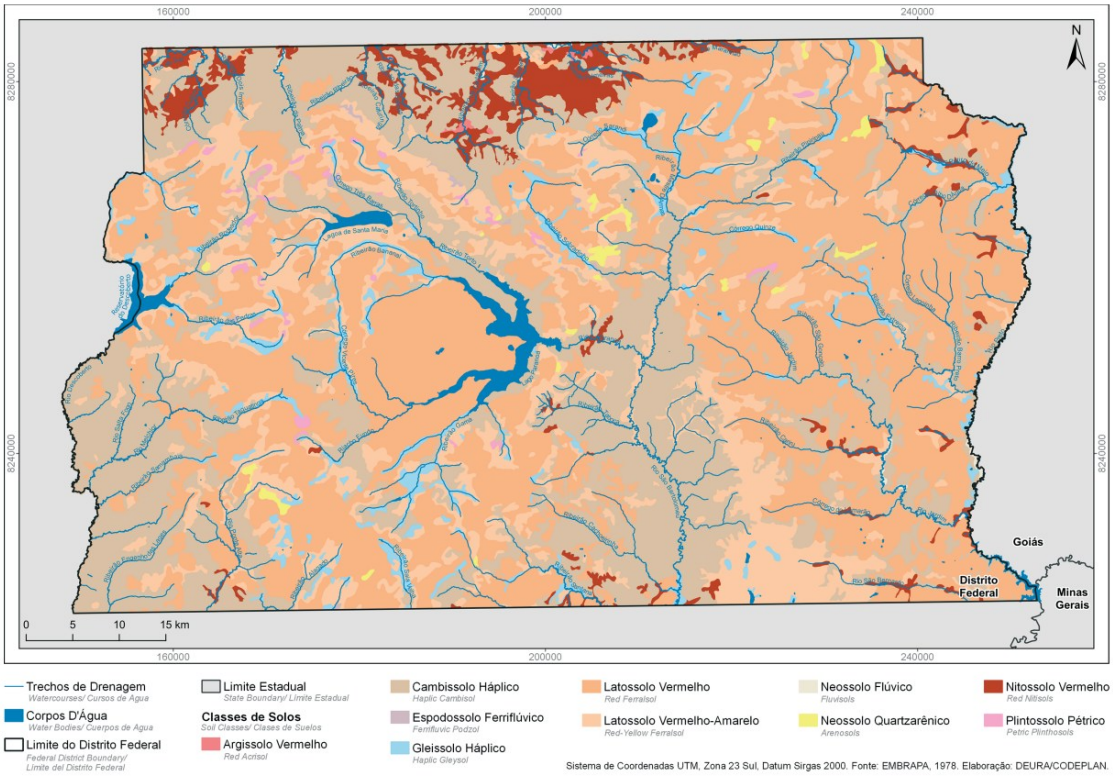


Figura 2-75. Pedologia do distrito federal (IPEDF; 2020 citando a Freitas e Campos; 1998).

Um dos aspectos geotécnicos mais marcantes do DF é a denominada argila porosa de Brasília– um material laterítico altamente intemperizado, com índices de vazios frequentemente maiores que 1,0, baixa resistência aparente quando saturado e estrutura formada por agregados estabilizados por oxi-hidróxidos de ferro e alumínio (Cardoso, 2002 citando a Gidigasu, 1976; Brito Galvão, 1993; Camapum de Carvalho et al., 1993 e Camapum de Carvalho e Mortari, 1994). Essa estrutura, estável enquanto o solo se encontra não saturado, pode sofrer colapso volumétrico significativo com a redução da sucção matricial. Os perfis de alteração típicos refletem essa longa evolução: um pedolito espesso (0–30 m ou mais) – contendo horizontes O, A, B latossólico/textural/câmbico, cascalho laterítico, couraça ferruginosa, carapaça e zona mosqueada – sobrejaz uma zona saprolítica que pode atingir dezenas de metros antes da rocha sã (Cardoso,

2002 citando a Martins, 2000). A Tabela 2-1, adaptada de Cardoso (2002), sistematiza essa estratigrafia.

O regime hídrico aprofunda a compreensão do comportamento desses solos. Estima-se que ~12% da precipitação anual infiltre para aquíferos (Coimbra, 1987). Medições no Campo Experimental de Geotecnia da UnB (Figura 2.76) mostram que as maiores variações sazonais de umidade ocorrem nos primeiros três metros (zona ativa), com máximos ao final da estação chuvosa e mínimos ao final da seca. Abaixo disso, as variações são pequenas (Souza, 2005).

Tabela 2-1. Perfil estratigráfico típico do solo tropical laterítico modificado do Cardoso (2002).

Horizonte	**Subdivisão**		**Descrição sucinta**
Pedolito (0–30 m)	Horizonte O e A		Camada superficial com matéria orgânica, raízes, atividade biológica.
	Horizonte B (latossólico, textural ou câmbico)		Horizonte mineral subsuperficial, com estrutura granular ou em blocos, alta porosidade, enriquecido em argila e sesquióxidos.
	Cascalho laterítico	Horizontes Ferruginosos	Fragmentos endurecidos de Fe e Al, soltos.
	Couraça ferruginosa		Camada endurecida, rica em Fe e Al.
	Carapaça		Transição entre couraça e zona mosqueada, com nódulos endurecidos em matriz friável.
	Zona Mosqueada		Matriz clara (branca, creme) com mosqueados vermelhos/amarelados de Fe. Material friável.
Saprólito	Saprólito fino (argiloso)	Saprólito	Rico em argilominerais 1:1 (caulinita), empobrecido em Fe (cores claras). Preserva estruturas da rocha-mãe.
	Saprólito grosso (arenoso)		Presença de minerais 2:1 (illita), próximo à rocha sã.
	Rocha muito alterada		-
	Rocha alterada		Transição com fragmentos de rocha fresca em matriz intemperizada.
Protólito	Rocha sã		Rocha não alterada (metarritmitos, quartzitos, filtos, ardósias, xistos).

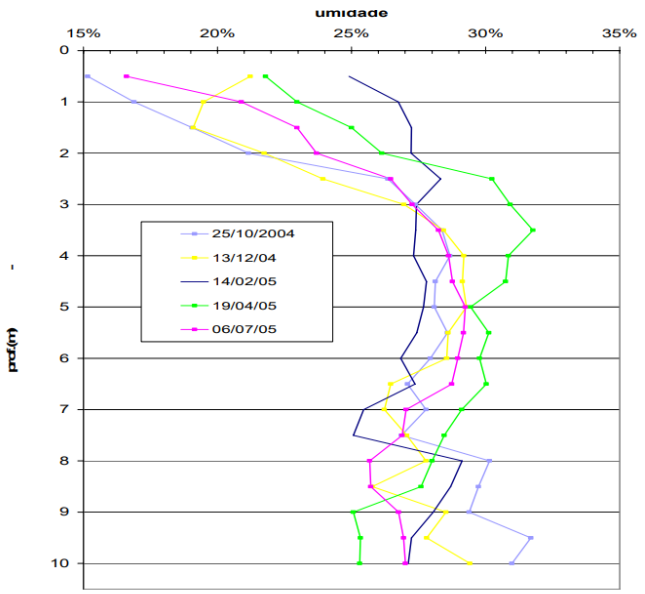


Figura 2-76. Perfil de umidade do Campo Experimenta de Geotecnia da UnB (Souza, 2005).

2.4.1 SOLOS TROPICAIS E LATERITICOS: FUNDAMENTOS CONCEITUAIS

Solos tropicais formam-se entre os trópicos de câncer e capricórnio (30°N e 30°S) sob altas temperaturas e intensa ação da água (Cardoso 2002 citando a Gidigasu, 1976), onde o intemperismo químico é sincrônico e gera perfis espessos (dezenas de metros), contrastando com o intemperismo diacrônico de regiões temperadas. Cerca de 40% das terras emersas e 65% do território brasileiro são cobertos por esses materiais (Cardoso 2002 citando a Gidigasu, 1976; Villibor et al., 2019). Solos tropicais muito intemperizados (camadas expostas, mais superficiais), na sua formação, sofrem processos de laterização que corresponde à lixiviação de sílica e bases, enriquecimento relativo em Fe e Al, resultando em caulinita, hidróxidos de Al e oxi-hidróxidos de Fe (goethita, hematita – Schellmann, 1982). Esses processos são diretamente controlados pelo clima sazonal e pela topografia que definem a intensidade da percolação e o tempo de residência da água no perfil.

Nas condições pedogenéticas características do Distrito Federal, descritas anteriormente, a laterização favorece a formação de uma estrutura agregada típica. Partículas finas de argila unem-se por sesquióxidos (floculação), formando agregados estáveis (Botelho da Costa, 1973; Cardoso, 2002; Ng et al., 2020). Esses agregados geram uma rede de poros bimodal (dupla porosidade):

macroporos entre agregados e microporos no interior deles (Figura 2-77). Os índices de vazios são elevados não por história de tensões, mas pela própria pedogênese (Cardoso, 2002). As ligações entre agregados ocorrem por sucção e agentes cimentantes que são relativamente frágeis, tornando a estrutura metaestável.

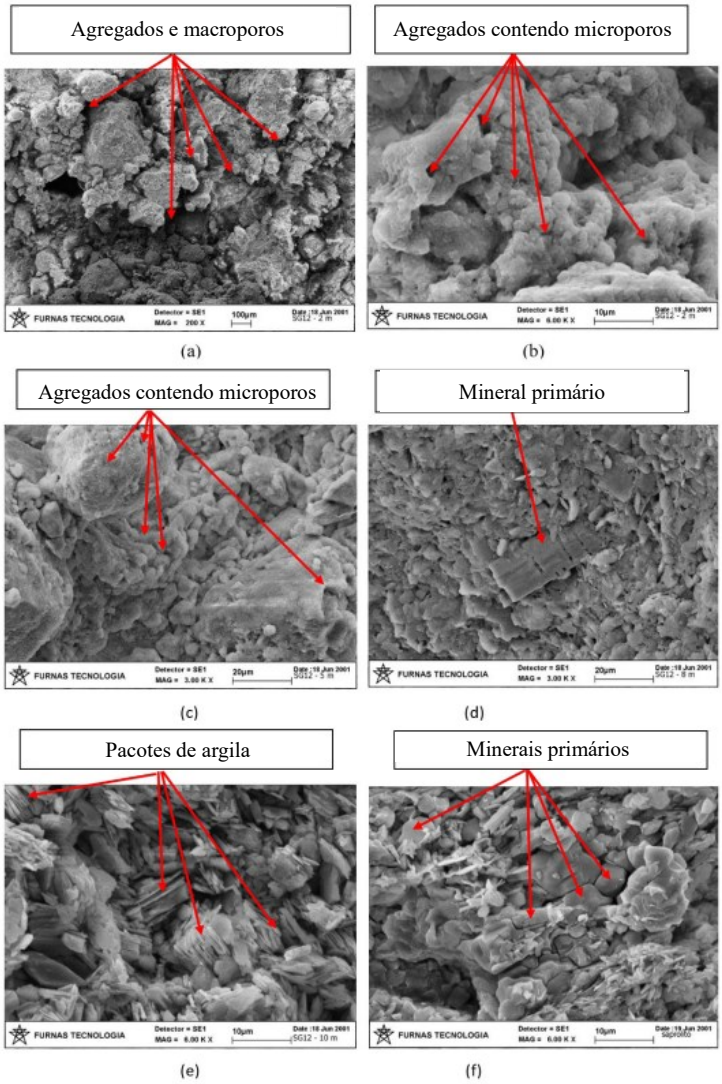


Figura 2-77. Microestrutura dos solos ao longo de um perfil de intemperismo: solo profundamente intemperizado (a, b e c); solo moderadamente intemperizado (d); solo pouco intemperizado (e e f) (Camapum de Carvalho e Gitirana Junior, 2021).

2.4.2 ESTRUTURA METAESTAVÉL DE SOLOS LATERITICOS

A estrutura metaestável dos solos lateríticos do DF caracteriza-se por elevada porosidade e heterogeneidade, composta por microporos relativamente estáveis e macroporos mais suscetíveis à deformação (Cardoso, 1995; Queiroz, 2015). Esses macroporos são os principais responsáveis pelas reduções volumétricas observadas quando os mecanismos que sustentam a estrutura são enfraquecidos.

Modelos clássicos de estrutura metaestável (Dudley, 1970; Figura 2-78) incluem sistemas sustentados por capilaridade, partículas dispersas e agregados interligados por pontes de argila. Para a argila porosa de Brasília, o modelo mais representativo é o de agregados conectados por pontes de argila (Cardoso, 1995; Araki, 1997; Cardoso, 2002), ilustrado na Figura 2-79.

A metaestabilidade dos solos tropicais manifesta-se por deformações volumétricas abruptas associadas à degradação da estrutura do solo, seja pela redução da sucção ou pelo aumento das tensões aplicadas (Cardoso, 1995; Camapum de Carvalho e Gitirana Júnior, 2021). Conciani et al. (2022) relatam que, na presença de água, ocorre a dissolução dos agentes cimentantes, enquanto Cardoso (1995) observou que a inundação promove a dispersão das pontes de argila responsáveis pela estabilidade dos agregados. Entretanto, o mesmo autor verificou que o colapso estrutural também pode ocorrer sob incremento de tensões, mesmo sem inundação, evidenciando que a macroestrutura é progressivamente destruída pela solicitação mecânica. Resultado semelhante foi obtido por Borges (2014), que observou a destruição dos macroporos em amostras de argila porosa natural de Brasília submetidas ao aumento das tensões verticais. Em conjunto, esses resultados indicam que a estrutura exerce influência significativa no comportamento mecânico dos solos tropicais em condições não saturadas, quando atua em associação com a sucção. Em contrapartida, sob saturação, a dissolução ou dispersão dos vínculos estruturais reduz substancialmente sua contribuição para a resistência e rigidez do solo, fazendo com que o comportamento passe a ser governado predominantemente pelo arranjo das partículas e pelas tensões efetivas. Adicionalmente, alterações na química do fluido, como a elevação do pH, podem dissolver os óxidos cimentantes e acelerar a degradação estrutural (Conciani et al., 2022).

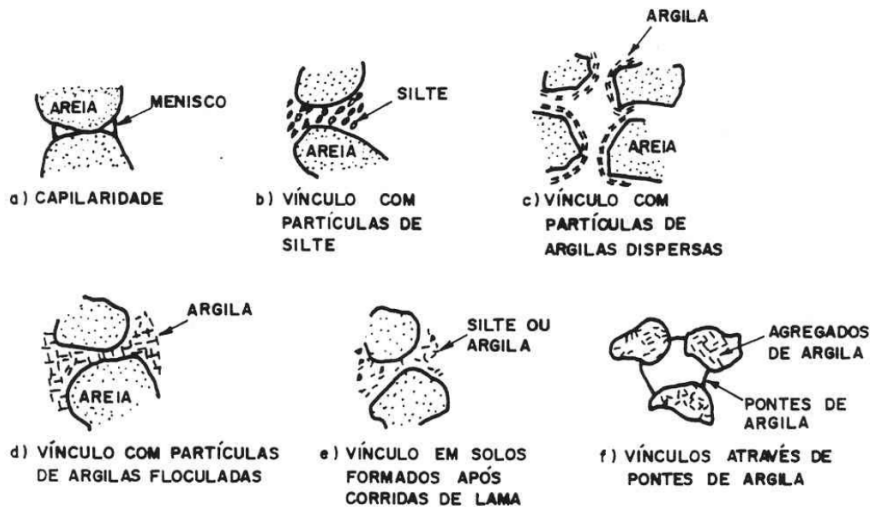


Figura 2-78. Modelos para explicar estruturas metaestáveis. Adaptado de Ferreira (1995), com base em Dudley (1970).

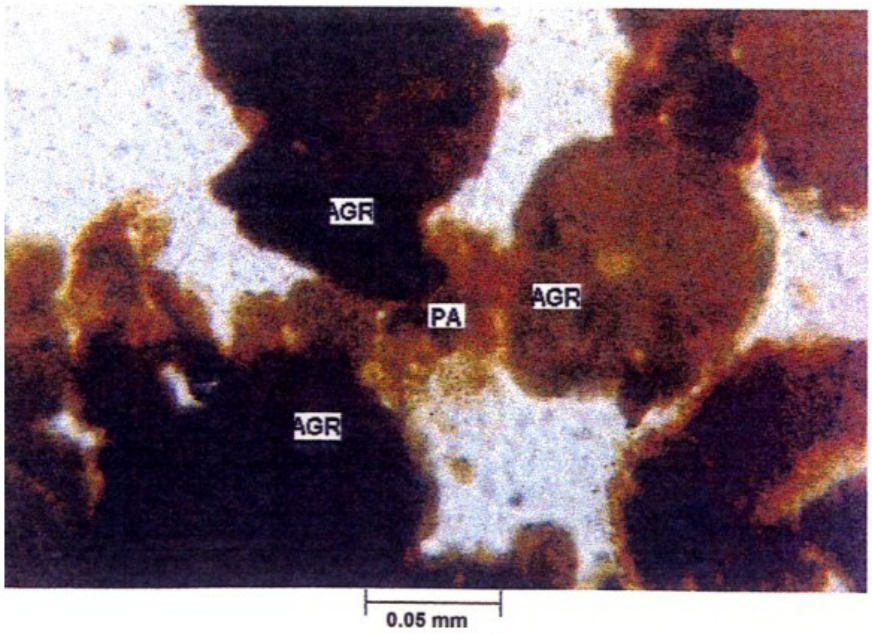


Figura 2-79. Ponte de argila (PA) entre agregados (AGR) (Cardoso, 1995).

2.4.3 SOLOS NÃO SATURADOS E COMPORTAMENTO MECÂNICO: O FENÔMENO DO COLAPSO SOB PONTO DE VISTA DOS ENSAIOS

A mecânica dos solos clássica, desenvolvida para materiais saturados de clima temperado, não capta plenamente o comportamento dos solos tropicais (Conciani et al., 2022), que

permanecem não saturados na maior parte do tempo devido ao clima e aos perfis espessos (Souza, 2005). Nesses materiais, a dupla porosidade condiciona a retenção de água e a sucção: os microporos (dentro dos agregados) retêm água mesmo a baixos graus de saturação; os macroporos (entre agregados) controlam o fluxo hidráulico e as deformações volumetricas (Queiroz, 2015; Camapum de Carvalho et al., 2015; Conciani et al., 2022 – Figura 2-80). A sucção total divide-se em mátrica (capilaridade + interações água-matriz) e osmótica (diferencial de potencial químico por sais dissolvidos). Em problemas geotécnicos, a sucção mátrica é a mais relevante, conferindo coesão aparente (tensões capilares que aumentam as forças entre partículas) e aumentando resistência e rigidez (Ferreira, 1995; Conciani et al., 2022 – Figura 2-81). A relação entre teor de água e sucção é descrita pela curva característica solo-água, que em solos lateríticos frequentemente exibe comportamento bimodal: um primeiro ponto de entrada de ar (macroporos) a baixas sucções, e um segundo (microporos) a sucções muito mais elevadas (Souza, 2005; Borges, 2014 – Figura 2-82).

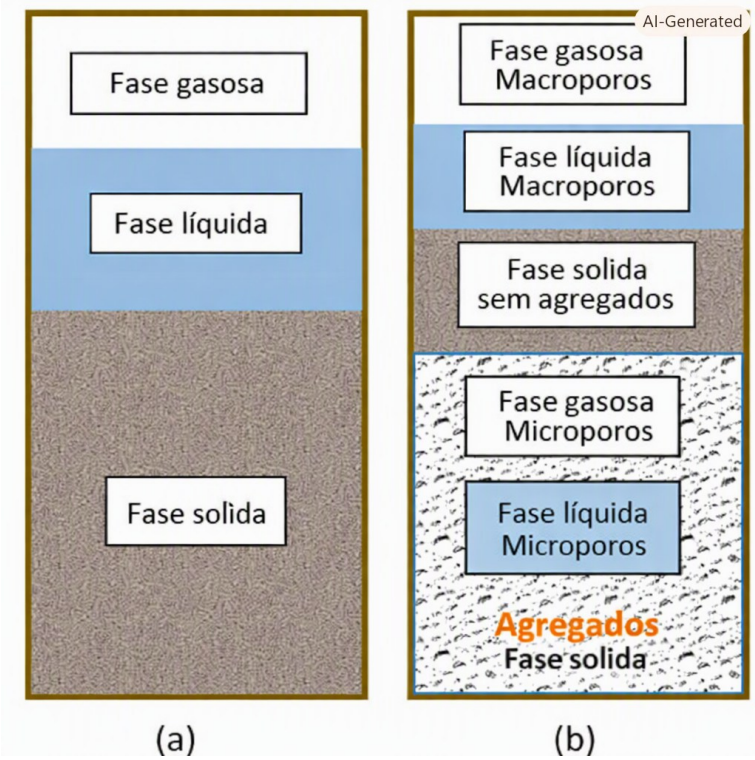


Figura 2-80. Fases de distribuição: (a) solos saprólitos; (b) solos lateríticos (Camapum de Carvalho, 2015)

A influência da sucção na resposta mecânica é clara na compactação e na resistência. No ramo seco da curva de compactação, a sucção eleva a resistência à densificação; com o aumento da umidade, a sucção cai e permite o rearranjo dos agregados (Camapum de Carvalho et al., 2015; Camapum de Carvalho e Gitirana Júnior, 2021). No cisalhamento, a sucção nos macroporos contribui diretamente para a resistência; quando reduzida, há perda de resistência. A sucção nos microporos tem efeito limitado sobre a resistência global (Camapum de Carvalho e Gitirana Júnior, 2021). Ensaios indicam que a resistência máxima ocorre próximo ao ponto de entrada de ar dos microporos (Camapum de Carvalho e Gitirana Júnior, 2021 citando a Valencia et al., 2007; Valencia et al., 2019). De forma geral, o aumento da sucção promove enrijecimento, picos de resistência, eleva a tensão de pré-adensamento (ou plastificação) e reduz as deformações na ruptura (Alonso, 1987; Vilar, 2021). A Figura 2-83, ilustra esses efeitos para um solo tropical com sucção controlada de 50 kPa.

A redução abrupta da sucção (por saturação sob tensão constante) desencadeia o fenômeno de colapso: rearranjo radical da estrutura devido à perda das tensões capilares e à dissolução/destruição das pontes de argila e cimentações frágeis (Conciani et al., 2022). O método direto e mais difundido para quantificar o colapso por saturação é o ensaio edométrico simples com inundação por estágio de carga (Jennings e Knight, 1975), no qual se comparam as curvas de compressão edométrica de dois corpos de prova – um na umidade natural (não saturado) e outro saturado. A diferença entre as curvas é o colapso (Figura 2-84, modificada de Jennings e Knight, 1975, conforme Vilar, 2021).

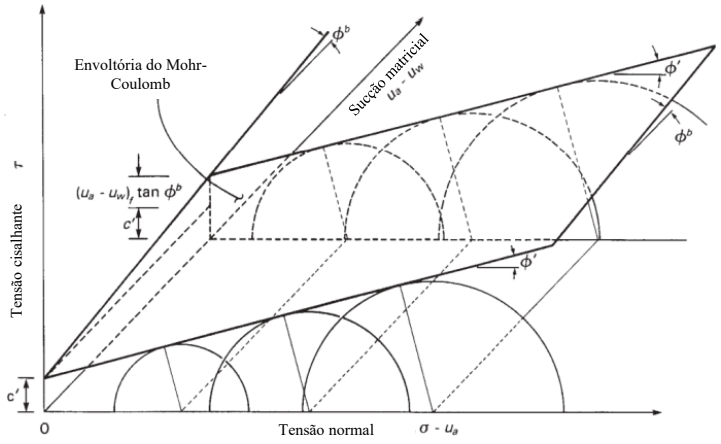


Figura 2-81. Superfície de resistência não saturada (Fredlund et al., 2012).

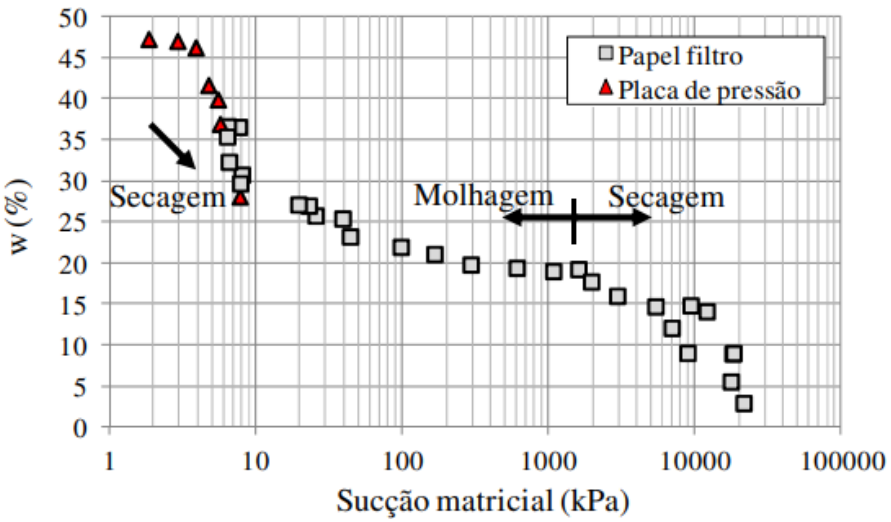


Figura 2-82. Curva de retenção do solo natural (Borges, 2014).

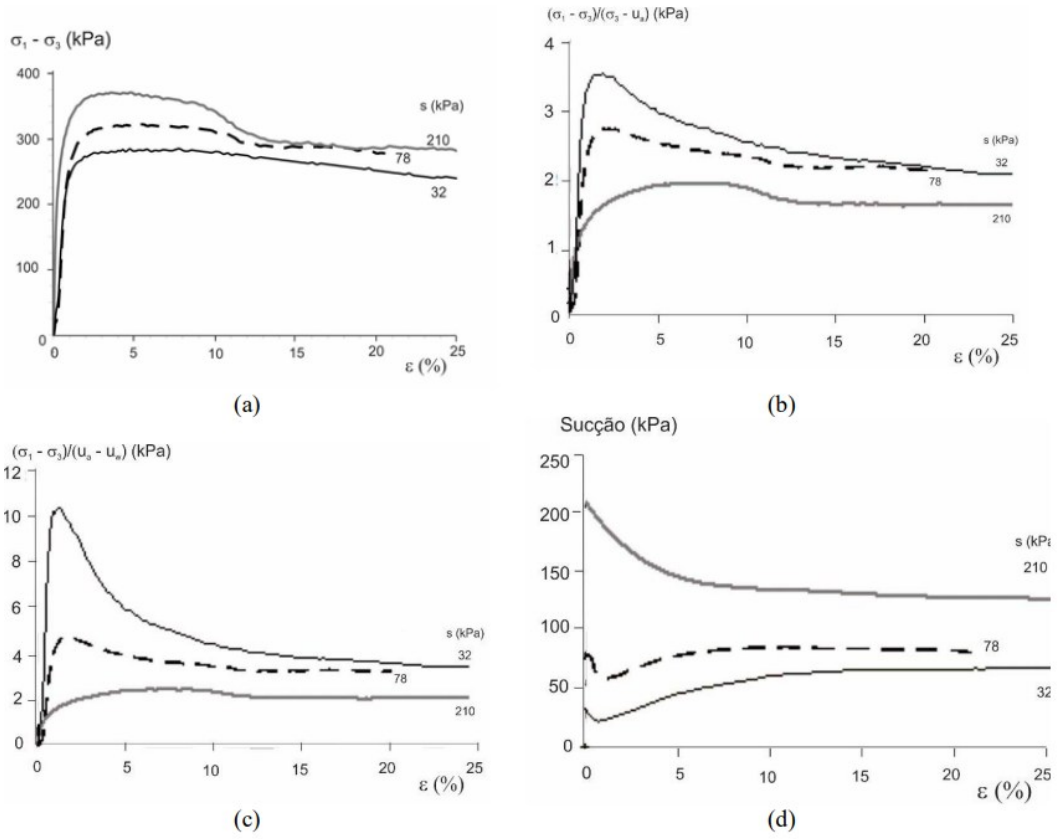


Figura 2-83. Resultados de ensaios triaxial com sucção controlada igual a 50kPa em solo tropical. (a) Tensão desviadora. (b) Tensão desviadora normalizada com a pressão de confinamento. (c) Tensão desviadora normalizada com a sucção mátrica. (d) Desenvolvimento da sucção (Vilar, 2021).

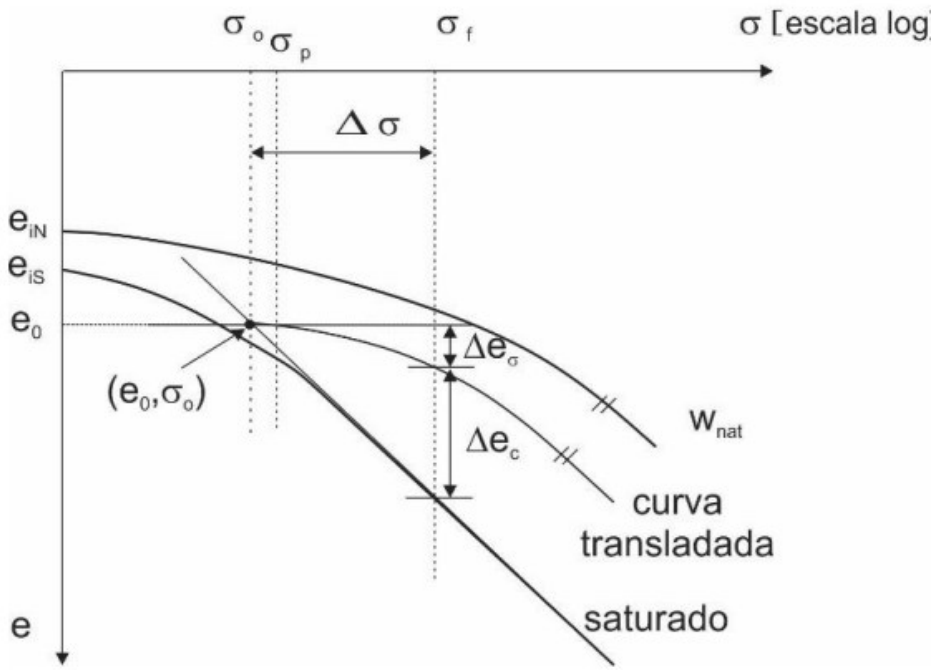


Figura 2-84. Modificado de Jennings e Knight (1975), conforme apresentado em Vilar (2021).

2.4.4 CASOS HISTORICOS DE COLAPSO EM SOLOS TROPICAIS BRASILEIROS

Embora o fenômeno do colapso seja frequentemente caracterizado por meio de ensaios laboratoriais, suas consequências em campo podem ser expressivas quando ocorrem reduções significativas da sucção ou alterações da estrutura metaestável do solo. Diversos casos documentados no Brasil evidenciam que o colapso constitui um problema geotécnico relevante, capaz de provocar recalques diferenciais, danos estruturais e comprometimento de obras de infraestrutura.

Um dos episódios mais emblemáticos foi registrado na cidade de Terra Roxa (Rodrigues; 2007 citando a Lopes; 1987). Após uma tempestade que acumulou aproximadamente 155mm de precipitação em apenas quatro horas, ocorreram recalques bruscos associados ao umedecimento de solos porosos. Os danos incluíram fissuras em alvenarias com aberturas de até 100 mm, inclinação de paredes, ruptura de vigas e muros de concreto, além de rompimentos em redes de

abastecimento de água e esgoto. A magnitude dos efeitos levou parte da população a associar o evento a um terremoto relacionado ao reservatório de Itaipu.

Outro caso amplamente citado ocorreu em Araraquara (SP), durante o verão de 1995, quando foram registrados cerca de 660 mm de chuva em apenas dez dias. Conforme relatado por Cintra (2004), com base em dados da Defesa Civil (1995), aproximadamente 4.000 edificações apresentaram danos estruturais decorrentes de recalques induzidos pelo colapso dos solos porosos locais. O episódio tornou-se referência na literatura nacional por demonstrar a vulnerabilidade de fundações superficiais instaladas sobre solos metaestáveis submetidos à infiltração intensa de água.

Na cidade de Pereira Barreto (SP), o enchimento do reservatório da UHE Três Irmãos elevou o nível freático em até 20 m, criando condições favoráveis à saturação progressiva dos solos de fundação. Rodrigues (2007) descreve que o fenômeno resultou em recalques de até 145mm sob fundações diretas, exigindo o reforço ou reconstrução de aproximadamente 300 residências. Os danos incluíram fissuração severa, desaprumo de edificações e rompimentos em redes de infraestrutura urbana (Figura 2-85).

No Nordeste brasileiro, Aragão e Melo (1982) documentaram problemas generalizados no Conjunto Massangano, em Petrolina (PE), onde cerca de 600 residências recém-construídas desenvolveram manifestações patológicas associadas ao colapso do solo. Segundo Souza (2004), esse caso teve papel importante na consolidação de critérios geotécnicos específicos para fundações em solos colapsíveis da região semiárida.

Casos semelhantes também foram observados em São Carlos (SP). Silveira e Souto Silveira (1963), conforme citado por Cintra e Aoki (2010), identificaram que infiltrações decorrentes de vazamentos em tubulações de água e esgoto eram responsáveis por recalques adicionais em fundações apoiadas sobre solos porosos, resultando em fissuras e danos recorrentes em edificações.

No Distrito Federal, Silva et al. (2008), citados por Camapum de Carvalho et al. (2015), relataram um caso de degradação progressiva em uma cortina atirantada executada em solo laterítico de Brasília. Após aproximadamente 32 anos de operação, a estrutura apresentou perda de capacidade de carga dos tirantes e deformações residuais excessivas. Os autores associaram esse comportamento à degradação da estrutura do solo, possivelmente agravada por alterações químicas induzidas pela interação entre o concreto e o meio geotécnico.

Outro exemplo registrado no Distrito Federal foi apresentado por Pérez. (2017), referente à faixa de pedestres localizada entre a CLN 408 e a residência estudantil Colina da Universidade de Brasília (Figura 2-86). O autor observou que vazamentos em registros da rede de esgoto provocaram aumento da umidade do solo, redução da sucção matricial e consequente perda de resistência entre os agregados, resultando em desníveis superficiais e trincamentos. Além do efeito da saturação, foi sugerido que a composição química do líquido percolante pode ter contribuído para intensificar a degradação estrutural do solo.



Figura 2-85. Avarias de construções localizadas às margens do lago Três irmãos (Rodrigues, 2007).



Figura 2-86. Desníveis e craqueamento, produto do colapso do solo por infiltração de água (Pérez, 2017).

2.4.5 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO DO DISTRITO FEDERAL

O comportamento mecânico dos solos do Distrito Federal é condicionado pela estrutura metaestável e pela condição de não saturação, discutidas nas seções anteriores. Nesse contexto, Guimarães (2002) realizou um detalhamento do perfil do solo do CEGUnB a cada dois metros, extraindo amostras indeformadas de dois poços. Com base nesses dados, Rebolledo et al. (2019a) definiram um perfil típico composto por seis camadas, agrupadas em três horizontes distintos: argila porosa (colapsível) até aproximadamente 5,0 m de profundidade, solo laterítico residual até 8,0 m e saprolito até a profundidade máxima explorada (Figura 2-87). Os valores de NSPT apresentam baixa resistência nos primeiros 5m e aumentam com a profundidade, com limites e desvios padrão crescentes: 3–4 (3,0-3,5 m), 3–5 (3,5-5,0 m), 3–7 (5,5-6,5 m), 4–11 (7,0-8,5 m), 4–15 (8,5-10 m) e 8–35 (10-20 m), indicando maior dispersão e variabilidade em profundidade. A campanha de ensaios incluiu caracterização física completa, ensaios edométricos em condições natural e saturada, e ensaios triaxiais do tipo CU (Consolidado não Drenado) e CK0U (Consolidado anisotropicamente sob condição não drenado) em ambas as condições de umidade.

Os ensaios edométricos seguiram o procedimento de Jennings e Knight (1975), que permite quantificar o potencial de colapso. No ensaio “convencional”, as amostras foram saturadas logo após o primeiro carregamento (5 kPa); no ensaio “simples”, foram carregadas com umidade natural

até 200 kPa e, então, saturadas. A Figura 2-89, adaptada de Pérez. (2017), evidencia o fenômeno do colapso nas profundidades de 3, 4, 7 e 10 m, com deformações volumétricas significativamente maiores nas curvas correspondentes à amostra saturada em relação à de umidade natural. Conforme observado por Pérez. (2017), as Tabelas 2-2 e 2-3 mostram que a razão de pré-adensamento (OCR) no estado natural é consideravelmente maior que na condição saturada, sendo que apenas no primeiro metro o solo se comporta como fortemente pré-adensado; no restante do perfil, o comportamento tende a ser de solo normalmente adensado, reforçando a influência da sucção e da estrutura na rigidez inicial. Segundo Guimarães (2002), o perfil do campo experimental apresenta para o horizonte laterítico, comportamento colapsível até 8,5m, e para o horizonte saprolítico comportamento expansivo a partir desta profundidade.

Com relação aos ensaios triaxiais, a presente pesquisa concentrou-se naqueles realizados com amostras em umidade natural. Esta escolha é justificada pela baixa percolação no maciço e pelo regime de chuvas sazonal, que raramente satura completamente o perfil a ponto de justificar análises não drenadas típicas de solos de clima temperado. Nessas condições, a geração de poropressão durante o cisalhamento não drenado é mínima, e o comportamento mecânico é governado fundamentalmente pela sucção matricial e pela integridade da estrutura agregada, conforme discutido na Seção 2.4.3.

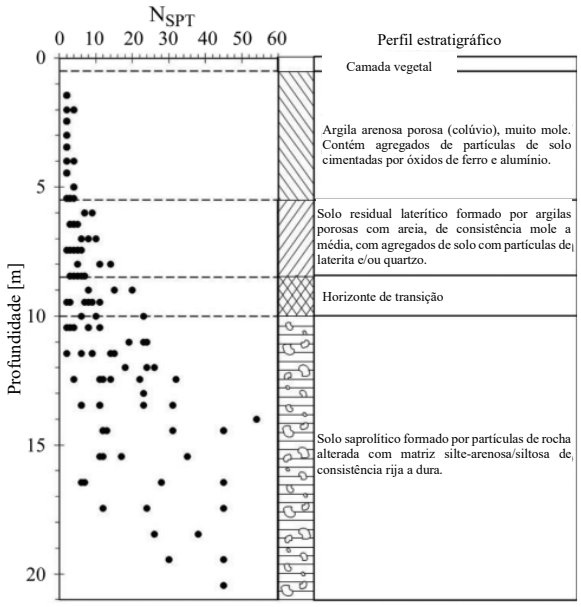


Figura 2-87. Perfil estratigráfico do Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (Rebolledo et al. 2019a).

Os resultados dos ensaios triaxiais (Figura 2-88) revelam padrões de comportamento distintos ao longo do perfil: Até os 4 m de profundidade (zona de argila porosa), as curvas tensão-deformação não apresentaram pico de resistência bem definido nem amolecimento pós-pico, provavelmente devido às deformações ainda relativamente baixas para mobilizar a ruptura da estrutura. A partir dos 6 m de profundidade (transição para o solo residual e saprolito), observam-se picos de resistência bem definidos seguidos de amolecimento, com deformações atingindo até 20%. Este comportamento reflete uma estrutura mais rígida e frágil, onde a ruptura é mais abrupta.

Tabela 2-2. Resultados dos ensaios de adensamento "convencional" ou saturados feitos por Guimarães (2002), tomados de Pérez. (2017).

Parâmetro	**Profundidade [m]**									
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
C_c	0,518	0,626	0,484	0,502	0,484	0,452	0,319	0,249	0,078	0,115
C_s	-	0,024	0,019	0,018	0,015	0,016	0,017	0,014	0,030	0,048
OCR	2,3	1,2	1,9	1,0	1,1	1,2	0,9	0,9	1,1	1,0
$e_{inicial}$	1,70	1,70	1,34	1,37	1,36	1,20	1,14	0,91	0,94	0,96
e_{final}	0,95	0,67	0,75	0,74	0,79	0,58	0,72	0,76	0,99	1,00
w_l [%]	28,4	29,2	27,1	25,6	25,0	19,4	20,4	18,0	28,8	31,3

Tabela 2-3. Resultados dos ensaios de adensamento "simples" ou em condições de teor de umidade natural até 200 kPa feitos por Guimarães (2002), tomados de Pérez. (2017).

Parâmetro	**Profundidade (m)**									
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
C_c	0,530	0,596	0,603	0,515	0,588	0,458	0,328	0,270	0,100	0,123
C_s	0,043	0,024	0,021	0,020	0,019	0,017	0,018	0,023	0,045	0,044
OCR	7,69	2,22	1,67	0,84	1,42	1,39	1,02	0,92	1,27	1,00
$e_{inicial}$	1,68	1,71	1,35	1,38	1,37	1,20	1,17	0,96	0,94	0,93
e_{final}	0,82	0,75	0,63	0,66	0,80	0,77	0,54	0,77	0,85	0,88
w [%]	28,0	27,5	27,2	25,2	24,2	20,1	20,1	17,3	-	30,5

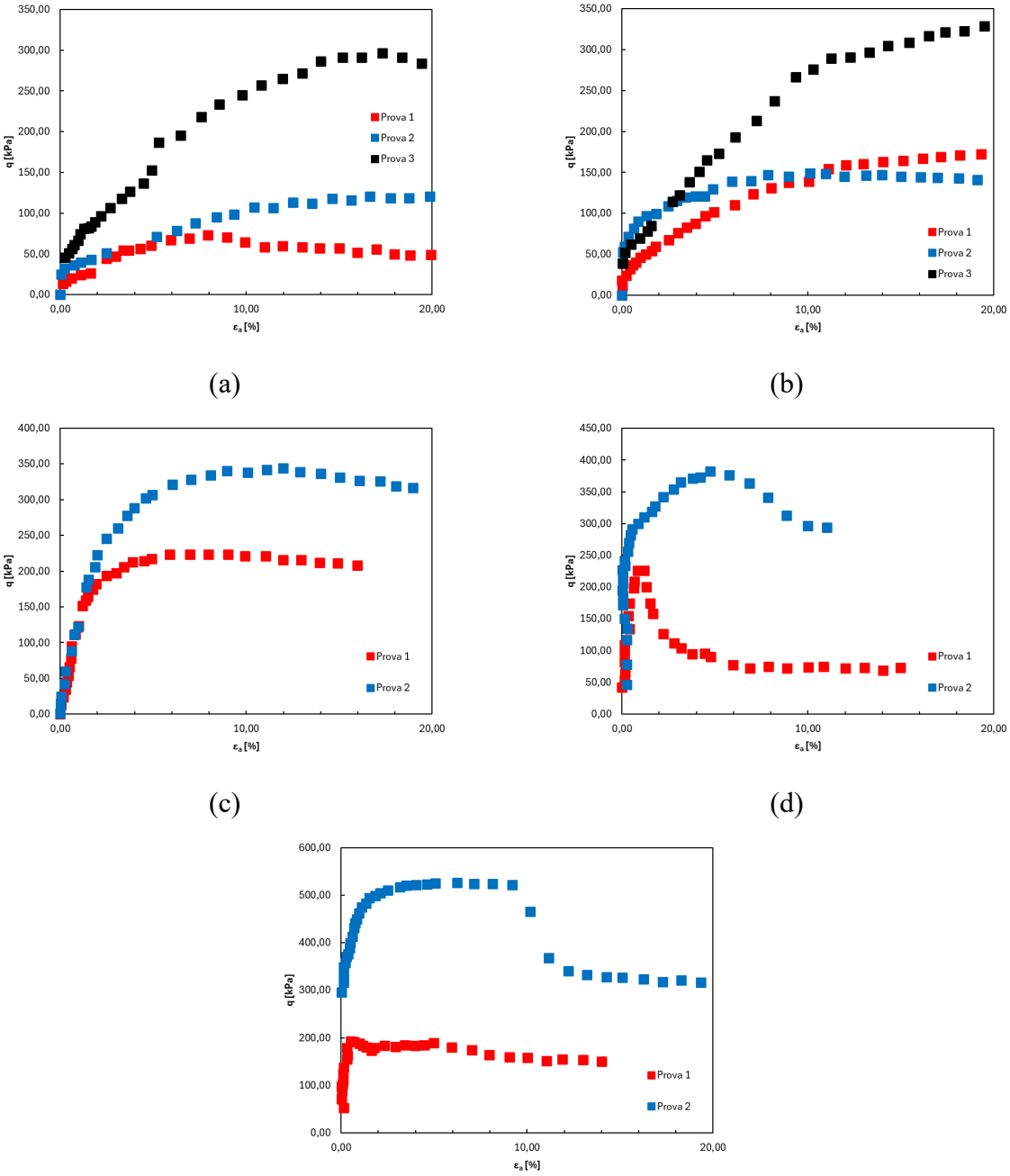


Figura 2-88. Ensaios triaxiais feitos por Guimarães (2002), modificado de Pérez (2017). (a) 2m de profundidade. (b) 4m de profundidade. (c) 6m de profundidade. (d) 8m de profundidade. (e) 10m de profundidade.

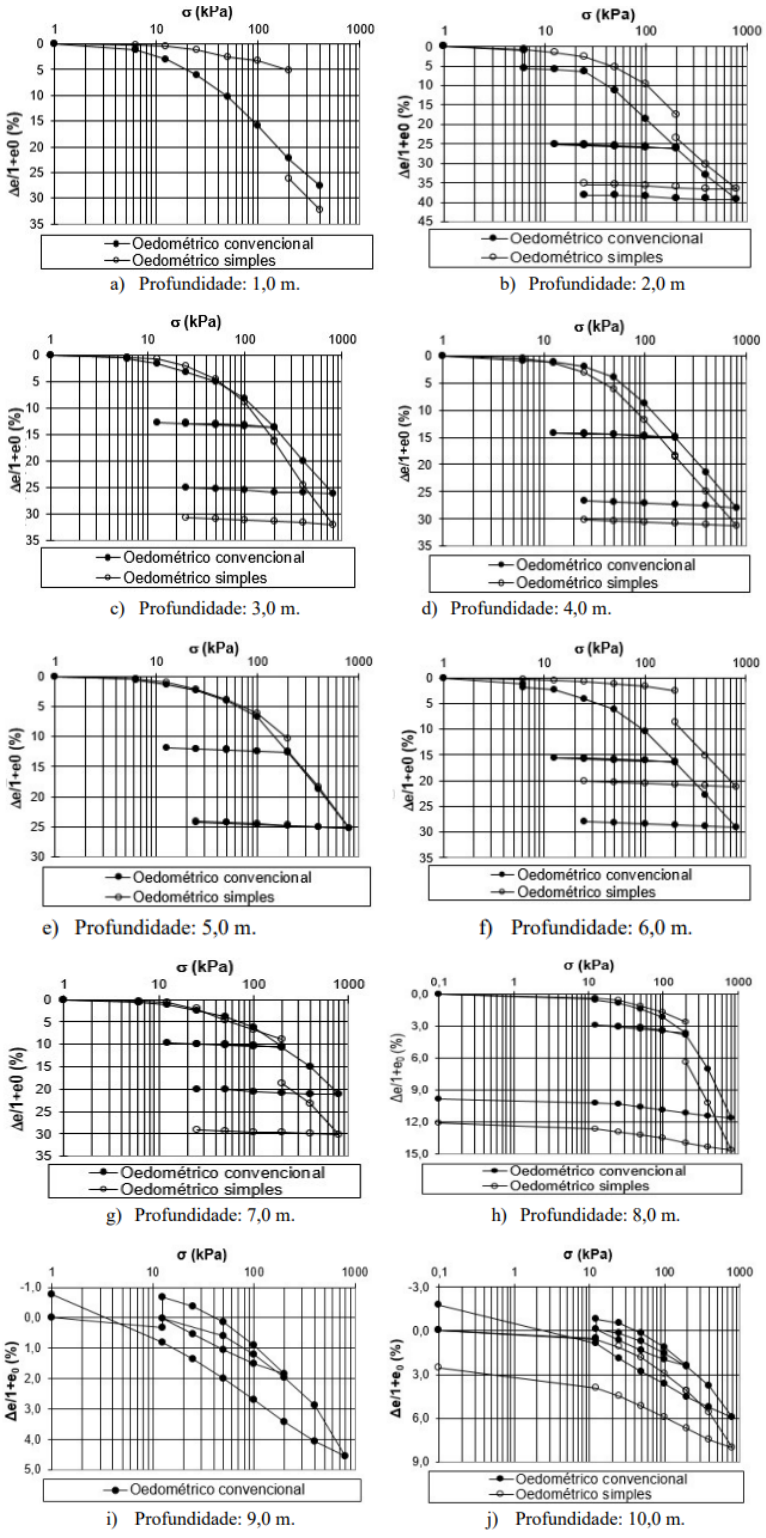


Figura 2-89. Curvas de compressibilidade feitas por Guimarães (2002), tomadas de Pérez. (2017)

Tabla 1. Parâmetros físico-mecânicos dos ensaios triaxiais em condições naturais feitos por Guimarães (2002), tomados de Pérez. (2017).

Prof. [m]	N° Prova	e	w [%]	S_r [%]	γ[kN/m³]	G_s	c' [kPa]	φ' [°]
2,0	1	1,74	21,7	34,2	12,17	2,74	4	37
	2	1,74	21,9	34,5	12,18			
	3	1,56	22,3	39,1	13,07			
4,0	1	1,24	24,2	51,6	14,67	2,65	12	36
	2	1,44	24,2	44,7	13,51			
	3	1,35	24,6	48,2	14,04			
6,0	1	1,02	19,8	51,1	15,59	2,63	20	39
	2	1,06	20,3	50,3	15,33			
	3	1,06	20,8	51,4	15,38			
8,0	1	0,88	25,7	77,8	17,86	2,68	75	21
	2	0,89	26,1	78,6	17,88			
	3	0,86	25,9	80,5	18,10			
10,0	1	1,03	33,0	98,9	18,41	2,81	22	23
	2	1,02	30,6	84,3	18,18			
	3	1,02	27,8	77,1	17,85			

Ruge (2014), em um programa de investigação voltado à caracterização e avaliação do comportamento mecânico dos solos do Distrito Federal, identificou um perfil constituído por uma camada de argila porosa vermelha até aproximadamente 11m de profundidade, sobrejacente a uma camada de silte argiloso vermelho (Figura 2-90). Com base nos resultados de sondagem, o autor afirmou correspondência com o perfil proposto por Guimarães (2002); subdividindo o perfil em três horizontes: areia argilo-siltosa porosa (0–3,5 m), argila areno-siltosa (3,5–8,5 m) e saprolito (8,5–26 m).

Os valores de NSPT na argila porosa vermelha permaneceram entre 2 e 6 golpes, considerando um desvio-padrão em torno da média, apresentando baixa variabilidade nos primeiros 5 m e aumento gradual até aproximadamente 11m de profundidade, no entanto observa-se uma mudança na inclinação a partir dos 6m de profundidade sugerindo que uma subdivisão poderia ter sido feita, tal subdivisão foi proposta por Guimarães (2002) entre a camada superficial mais porosa e o horizonte laterítico subjacente, que também foi sugerida por Pastore (1996) citado por Mota (2003). Na camada de silte argiloso vermelho (11–25 m), os valores de NSPT mantiveram-se relativamente constantes, entre 9 e 14 golpes, aumentando de forma mais significativa apenas em maiores profundidades.

Foram coletadas amostras indeformadas a 6 m e 9 m de profundidade para realização de ensaios edométricos e triaxiais em condições natural e saturada. Os resultados dos ensaios edométricos (Figura 2-91 e 2-92) evidenciaram a influência conjunta da estrutura e da sucção sobre a compressibilidade do material. Segundo Ruge (2014), a comparação entre as curvas obtidas indica que a estrutura agregada exerce papel significativo enquanto o solo permanece não saturado, resultado consistente com a interpretação apresentada nas Seções 2.4.2 e 2.4.3, onde a estabilidade da macroestrutura foi associada à ação combinada das pontes de argila, dos agentes cimentantes e da sucção matricial.

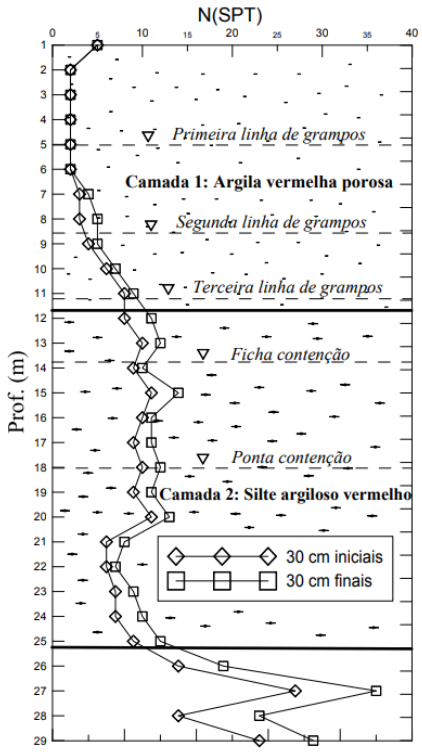


Figura 2-90. Perfil típico do sítio estudado por Ruge (2014).

A comparação entre os ensaios edométricos realizados em condição natural e saturada (Figura 2.95) mostrou que a inclinação da reta de compressão virgem aumenta após a saturação, indicando maior compressibilidade do material. Em contrapartida, a inclinação da reta de recompressão apresentou variações pouco significativas entre as duas condições. Esse comportamento, de acordo com Ruge (2014) está alinhado com as observações de Alonso et al.

(1990), segundo as quais a sucção influencia predominantemente a posição da superfície de plastificação, sem alterar de forma expressiva a inclinação da linha de recompressão. Os resultados também indicam comportamento típico de um solo normalmente adensado a ligeiramente sobre-adensado.

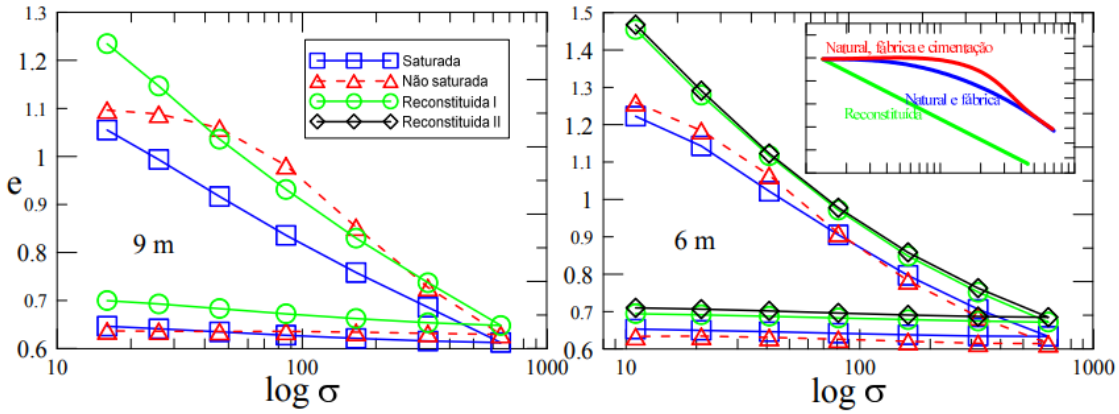


Figura 2-91. Ensaio edométrico a 9 e 6 m de profundidade e comportamento típico de argilas com estrutura estável e metaestável Ruge (2014).

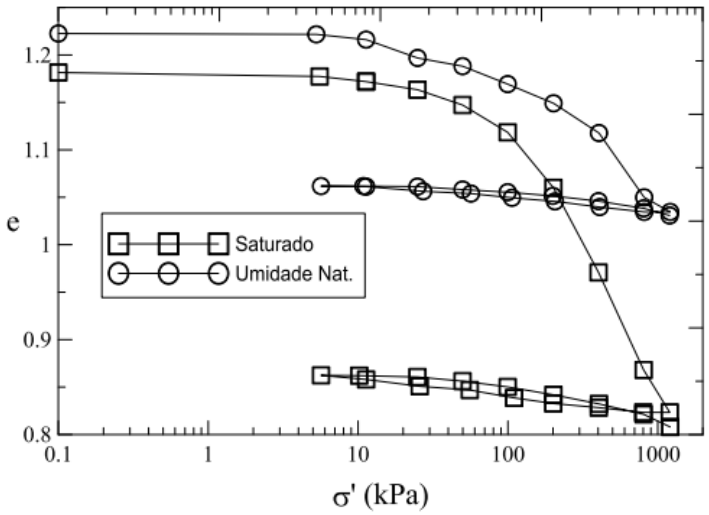


Figura 2-92. Resultado de ensaios de edométricos em condição saturada e de umidade natural para amostras a 9 m de profundidade (Ruge, 2014).

Adicionalmente, Ruge (2014) realizou ensaios edométricos com controle de sucção (Figura 2-92), observando redução progressiva da tensão de pré-adensamento com a diminuição da sucção

matricial. Esse resultado reforça experimentalmente a discussão apresentada anteriormente, evidenciando que parte da rigidez aparente observada nos solos lateríticos do Distrito Federal decorre da condição não saturada e tende a ser perdida à medida que ocorre o umedecimento do material.

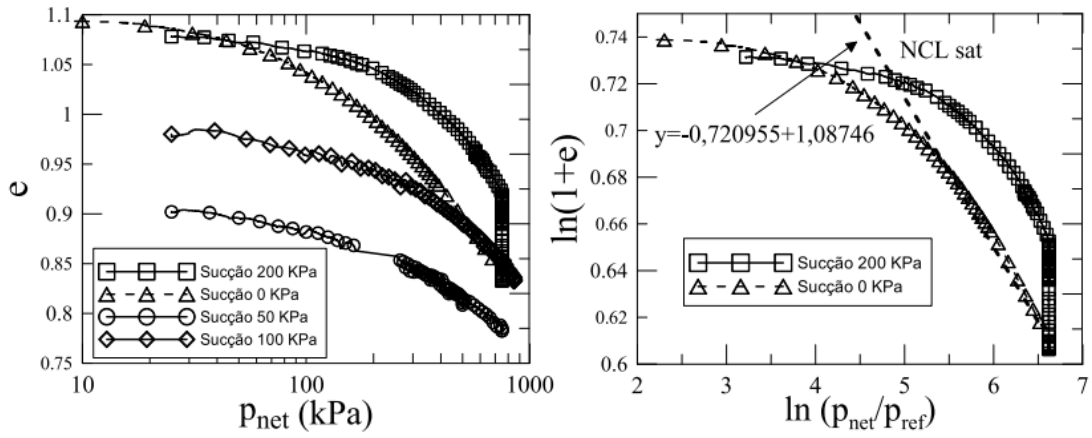


Figura 2-93. Ensaio de compressão edométrica a 9 m de profundidade variando a sucção (Ruge, 2014).

Com relação aos ensaios triaxiais, foram avaliadas amostras em condições saturadas e não saturadas, sob diferentes níveis de sucção. Os resultados obtidos para a condição saturada (Figura 2.93) mostraram comportamento contrativo ao longo do carregamento, sem evidências significativas de dilatância até a aproximação do estado crítico. Em contraste, os ensaios realizados em condição não saturada (Figura 2.94) apresentaram aumento da rigidez inicial e desenvolvimento de picos de resistência mais pronunciados com o incremento da sucção matricial e amolecimento pos-pico após ultrapassar o 10% de deformação. Esses resultados corroboram as observações apresentadas por Vilar (2021) e discutidas na Seção 2.4.3, evidenciando que a sucção contribui para o aumento da resistência e da rigidez dos solos lateríticos, enquanto sua redução promove comportamento progressivamente mais compressível e menos resistente.

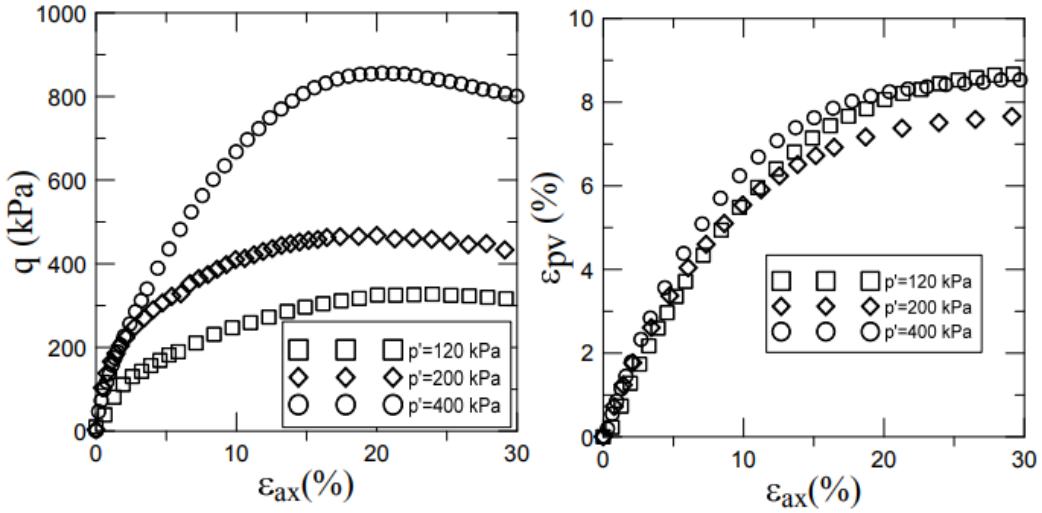


Figura 2-94. Resultado de ensaios triaxiais em condição saturada para amostras a 9 m de profundidade (Ruge, 2014).

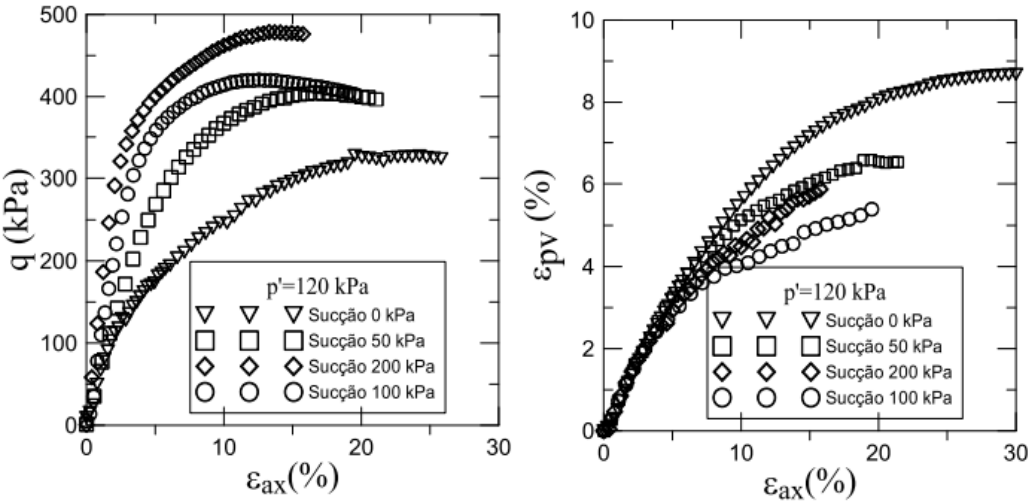


Figura 2-95. Resultado de ensaios triaxiais em condição não saturada (Ruge, 2014).

Mendoza (2013), a partir de sondagens SPT realizadas no setor do Guará (DF), identificou um perfil típico constituído por uma camada superficial de argila vermelha arenosa de consistência mole, com valores de NSPT entre 1 e 6 golpes (considerando um desvio-padrão em torno da média) até aproximadamente 5 m de profundidade, seguida por um silte arenoso marrom de consistência média, com NSPT entre 13 e 31 golpes por pé até cerca de 8 m. A sequência estratigráfica prossegue com um silte arenoso branco de consistência dura até 9 m, uma argila siltosa marrom

de consistência média até 15 m e, por fim, um silte arenoso rijo até aproximadamente 16 m, profundidade em que foi atingido o critério de rechaço (Figura 2-96).

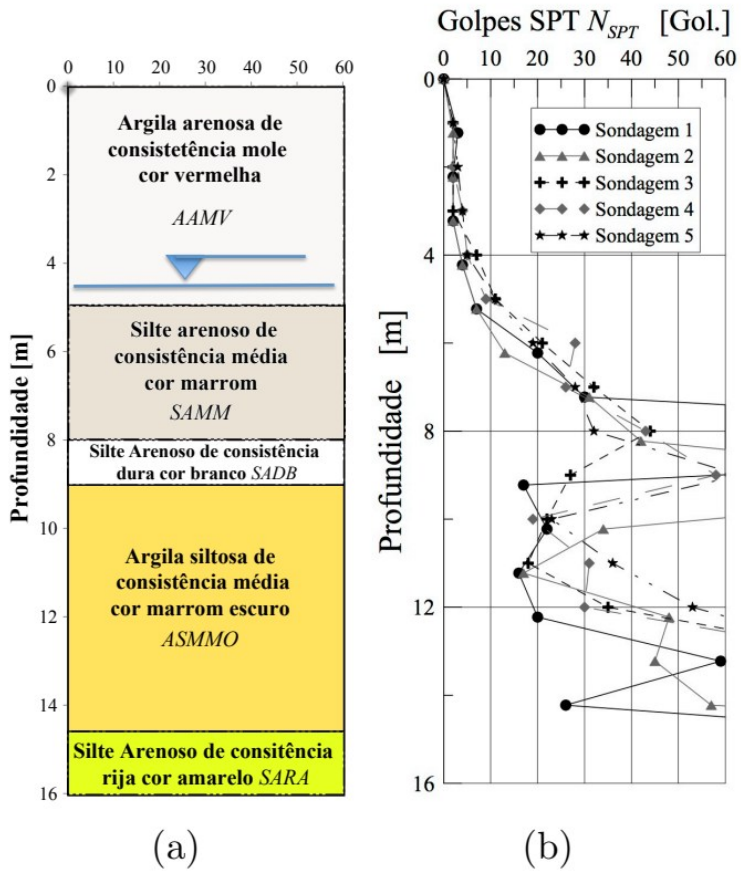


Figura 2-96. Perfil típico do campo experimental SOLOTRAT, Guará (DF). (a) Sequência estratigrafia. (b) SPT (Mendoza, 2013).

O estudo concentrou-se na camada de argila porosa de Brasília, da qual foram extraídas amostras indeformadas em bloco a 3 m de profundidade para realização de caracterização física completa (Tabela 2-4), ensaios de compressão isotrópica e anisotrópica e ensaios triaxiais em condição saturada com diferentes velocidades de deformação. Os resultados dos ensaios de compressão mostraram que a variação da trajetória de tensões, representada por relações $\eta = q/p'$ iguais a 0,0, 0,3, 0,5 e uma trajetória combinada 0,5–0,0, não produziu alterações significativas na inclinação da reta de compressão virgem do material (Figuras 2-97 a 2-100). De forma semelhante, a variação da velocidade de deformação exerceu influência reduzida sobre a resposta do solo,

levando o autor a concluir que o material apresenta baixa sensibilidade viscosa nas condições avaliadas.

Os ensaios triaxiais realizados em condição saturada (Figura 2.97) foram interpretados por Mendoza (2013) como indicativos de processos de desestruturação durante o carregamento. Entretanto, essa interpretação deve ser analisada com cautela. Para os níveis de deformação investigados, da ordem de 15%, não foram observados picos de resistência seguidos de amolecimento nem mudanças abruptas no comportamento mecânico que evidenciassem de forma inequívoca a transição entre estados estruturados e desestruturados. Além disso, conforme discutido nas Seções 2.4.2 e 2.4.3, a saturação tende a reduzir significativamente a contribuição da estrutura para a resistência do material devido à eliminação da sucção e à degradação dos vínculos estruturais. Dessa forma, os resultados apresentados por Mendoza (2013) indicam o comportamento do solo já em condição saturada, não constituindo evidência conclusiva da evolução de um processo de desestruturação ao longo do ensaio.

Tabela 2-4. Caracterização básica do material sob estudo em amostras indeformadas (Mendoza, 2013).

Prof [m]	**w [%]**	**w_L [%]**	**w_P [%]**	**I_P [%]**	**γ [kN/m³]**	**Areia [%]**	**Silte [%]**	**Argila [%]**
0 – 5	32,4	42	30	12	14,85	16,4	11,3	72,3

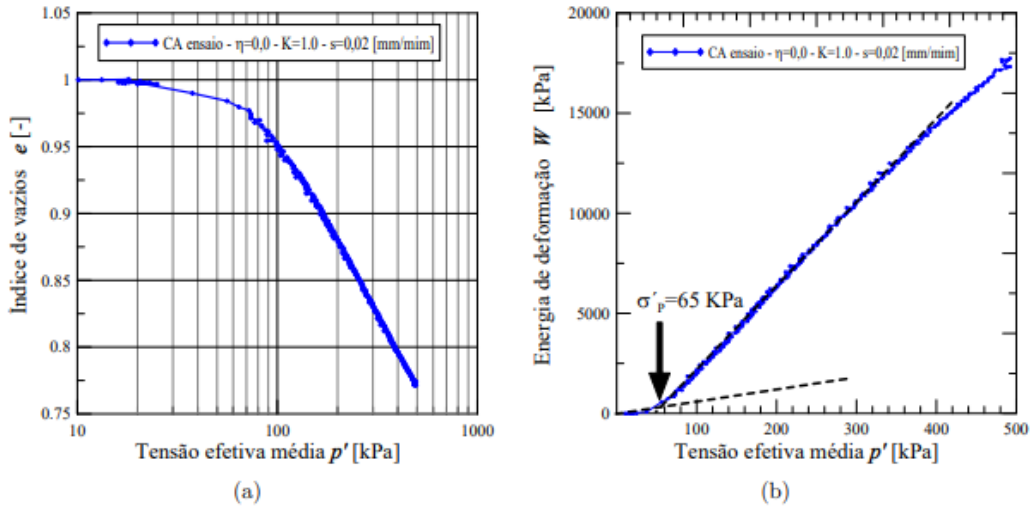


Figura 2-97. Ensaio de compressão com η = 0,0 (Mendoza, 2013).

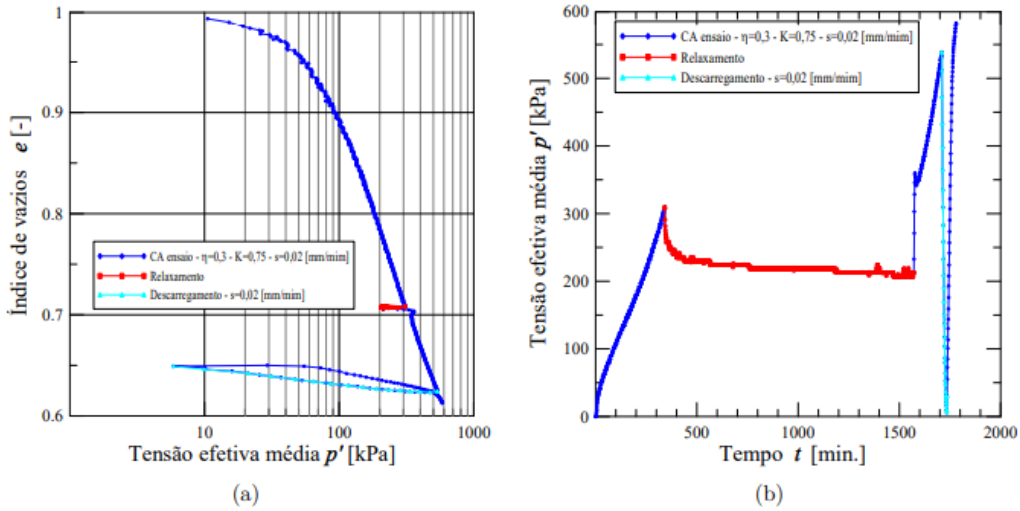


Figura 2-98. Ensaio de compressão com η = 0,3 (Mendoza, 2013).

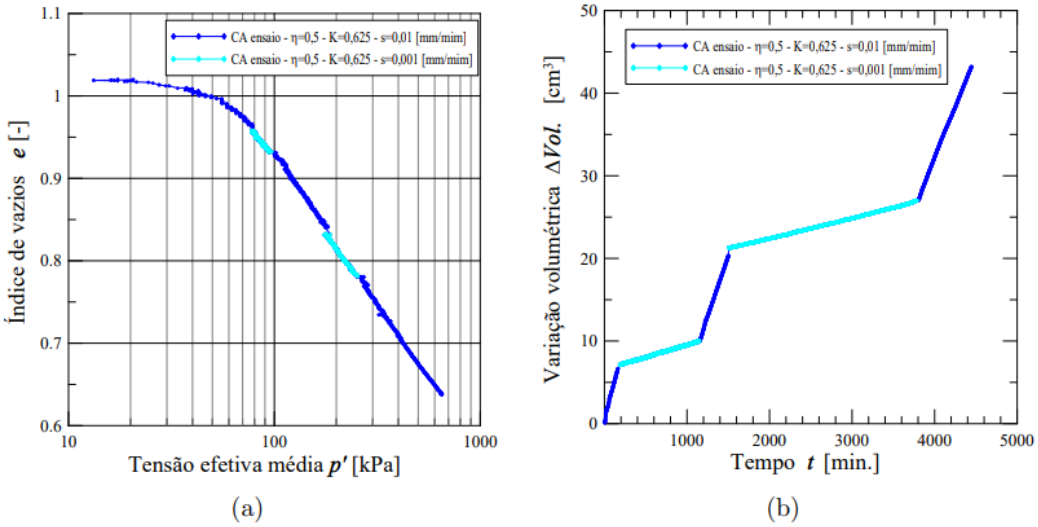


Figura 2-99. Ensaio de compressão com η = 0,5 (Mendoza, 2013).

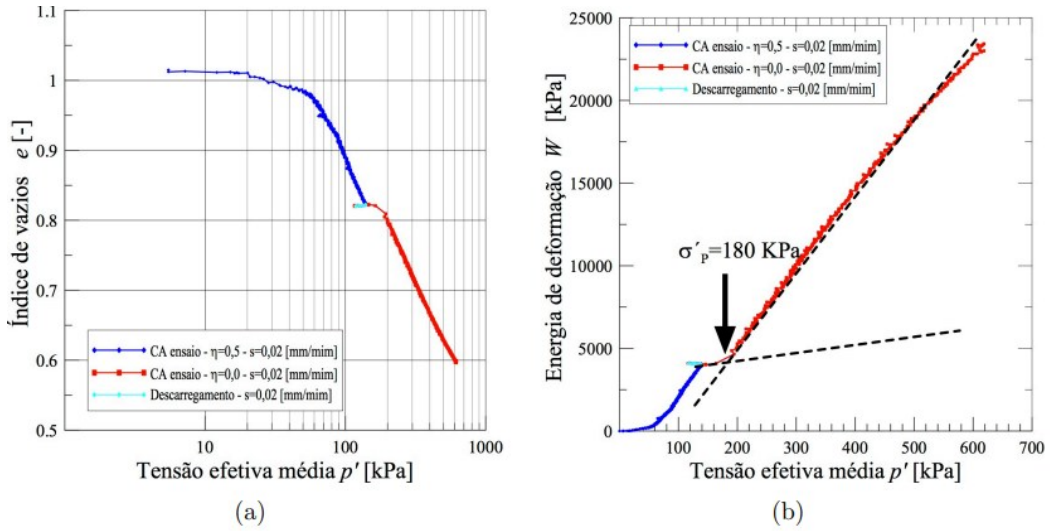


Figura 2-100. Ensaio de compressão com η = 0,5 – 0,0 (Mendoza, 2013).

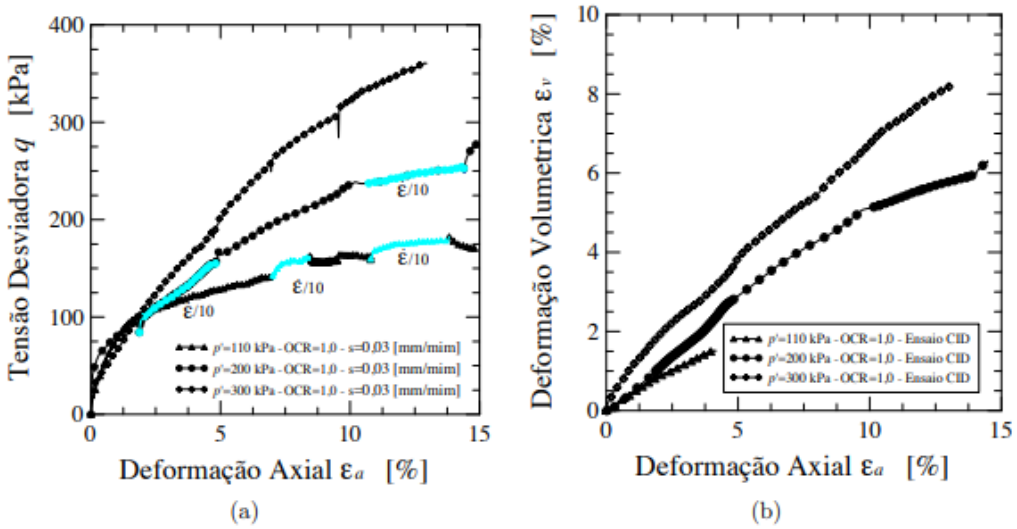


Figura 2-101. Ensaio triaxial drenado saturado a 3m de profundidade (Mendoza, 2013).

2.5 MODELAGEM NUMERICA EM GEOTECNIA

A modelagem numérica constitui uma ferramenta amplamente empregada na Geotecnia para a análise de problemas envolvendo interação solo-estrutura, permitindo avaliar condições geométricas, construtivas e de carregamento que dificilmente podem ser investigadas de forma analítica. A escolha do modelo computacional adequado depende de diversos fatores, incluindo o

tempo e recursos financeiros disponíveis, o conhecimento e experiência do analista, os softwares acessíveis e o grau de precisão requerido pelo problema (Hinton e Owen, 1979). Diversas técnicas numéricas têm sido desenvolvidas para esse fim, destacando-se os métodos das diferenças finitas, dos elementos de contorno e dos elementos finitos, entre outros.

De modo geral, os métodos numéricos empregados na Mecânica dos Solos baseiam-se na hipótese do meio contínuo, segundo a qual o solo é tratado como um material homogêneo em uma escala representativa de análise, desconsiderando-se as descontinuidades e heterogeneidades locais. Conforme discutido por Yin et al. (2020) citando a Gourves (1991), essa simplificação é válida quando o comportamento macroscópico do material pode ser descrito por propriedades médias definidas em um VER. Para que as forças e deslocamentos reais possam ser relacionados às tensões e deformações de um meio contínuo virtual dentro de uma faixa aceitável, o tamanho da amostra (ou VER) deve ser, geralmente, pelo menos dez vezes maior que o diâmetro máximo das partículas do solo.

Nesse contexto, o Método dos Elementos Finitos (MEF) destaca-se como uma das ferramentas mais difundidas na engenharia geotécnica, em razão de sua capacidade de representar geometrias complexas, diferentes condições de contorno e relações constitutivas avançadas. Historicamente, embora a discretização do contínuo remonte à antiguidade, as raízes práticas do método moderno residem na análise matricial de estruturas desenvolvida por engenheiros como Hrenikoff (1941) e McHenry (1943) (citados por Hinton e Owen, 1979). O termo "elemento finito" foi introduzido formalmente por Clough (1960), e o método foi posteriormente expandido e popularizado para diversas áreas da engenharia por autores como Zienkiewicz (1977).

2.5.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos (MEF) fundamenta-se na discretização de um domínio contínuo em um conjunto finito de sub-regiões denominadas elementos, interconectados por nós. Por meio de funções de interpolação (ou funções de forma), o campo de deslocamentos contínuos é aproximado, permitindo que um problema físico complexo com infinitos graus de liberdade seja transformado em um sistema discreto de equações algébricas passível de solução numérica (Potts e Zdravkovic, 1999). O processo de discretização resulta na formação de uma malha composta por elementos finitos interligados por nós. Os nós constituem os pontos nos quais são definidos os

graus de liberdade do problema e onde os deslocamentos são calculados diretamente pela solução numérica. No interior dos elementos são definidos pontos de integração, utilizados para a integração numérica das equações do elemento e para a avaliação das variáveis de estado do material, como tensões, deformações e parâmetros constitutivos. Dessa forma, os deslocamentos são obtidos nos nós e posteriormente interpolados para o interior dos elementos, permitindo a determinação da resposta mecânica em todo o domínio analisado (Potts e Zdravkovic, 1999).

Para a execução sistemática dessa técnica, a análise percorre um fluxo que se inicia com a subdivisão da geometria em uma malha de elementos e nós, fase essencial para reduzir a complexidade do contínuo a um número finito de incógnitas. Subsequentemente, desenvolve-se a formulação da resposta matemática de cada unidade individual, estabelecendo-se as relações locais entre variáveis nodais e os esforços internos por meio de matrizes que associam deslocamento, deformação e as propriedades do material. Estes componentes são então agrupados no processo de montagem para formar o sistema global de equações, garantindo que haja compatibilidade de movimentos e equilíbrio de forças entre os elementos adjacentes. Com o sistema estruturado, aplicam-se algoritmos para a resolução numérica das equações simultâneas, determinando-se os deslocamentos nos pontos nodais (Potts e Zdravkovic, 1999). Por fim, a interpretação dos resultados ocorre no pós-processamento, etapa na qual variáveis secundárias de grande interesse geotécnico, como tensões e deformações, são calculadas nos pontos de integração de cada elemento (Potts e Zdravkovic, 1999).

A formulação baseada em termos de deslocamentos é expressa nas equações 2-4 e 2-5.

$$\{F\} = [K]\{u\} \qquad (2\text{-}4)$$

$$\{u\} = [K]^{-1}\{F\} \qquad (2\text{-}5)$$

Onde:

$\{F\}$ - Vetor de forças nodais aplicadas.

$[K]$ - Matriz de rigidez global.

$\{u\}$ - Vetor de deslocamentos nodais.

A matriz de rigidez de cada elemento é obtida pela integração numérica sobre o seu volume (Equação 2-6).

$$[K] = \int_V [B]^T [D][B] dV \qquad (2\text{-}6)$$

Onde:

$[B]$ - Matriz que associa deslocamento com deformação.

$[D]$ - Matriz de constantes do material, determinada pelo modelo constitutivo (tensão-deformação).

V - Volume.

Por fim, as deformações e tensões são obtidas nos pontos de integração do elemento, pelas Equações 2-7 e 2-8, respectivamente, onde também são armazenadas as variáveis internas associadas ao modelo constitutivo. A partir desses valores, os resultados podem ser extrapolados para os nós e posteriormente visualizados em todo o domínio analisado. A precisão dos resultados e o tempo computacional da análise dependerão do número de pontos de integração do refinamento da malha de elementos finitos e das condições de contorno. Em problemas geotécnicos, uma etapa adicional precede o processo incremental-iterativo: a definição do estado inicial de tensões do maciço. Diferentemente de muitas aplicações estruturais, o comportamento do solo depende fortemente das tensões previamente existentes, resultantes do peso próprio dos materiais e de seu histórico de formação geológica. Assim, antes da aplicação de carregamentos ou da simulação de etapas construtivas, é necessário estabelecer um campo inicial de tensões em equilíbrio com as condições do terreno. Esse estado pode ser obtido por procedimentos baseados nas tensões efetivas e no coeficiente de empuxo em repouso (K_0), por carregamento gravitacional ou pela imposição direta de tensões iniciais, dependendo da geometria do problema e das características do maciço analisado.

$$[\varepsilon] = [B]\{u\} \qquad (2\text{-}7)$$

$$[\sigma] = [D][\varepsilon] \qquad (2\text{-}8)$$

Onde:

$[\sigma]$ - Tensor de tensões.

$[\varepsilon]$ - Tensor de deformações.

O formalismo apresentado nas equações 2-4 a 2-8 pressupõe comportamento linear, com matriz de rigidez global constante. Contudo, na presença de não linearidade geométrica (grandes deformações, necessidade de atualizar a geometria) ou físicas (relação constitutiva não linear), a rigidez passa a depender dos deslocamentos. Nessas situações a solução direta não é mais possível, sendo uma necessária aplicação incremental das cargas.

Como mostrado nas equações 2-9 e 2-10 a carga externa total é dividida em incrementos. Para cada incremento, resolve-se um sistema linearizado e atualizam-se os deslocamentos.

$$\{F_n\} = \{F_{n-1}\} + \{\Delta F_n\} \quad (2\text{-}9)$$

$$\{u_n\} = \{u_{n-1}\} + \{\Delta u_n\} \quad (2\text{-}10)$$

A cada passo *n*, para cada elemento, os deslocamentos nodais incrementais permitem obter deformações e tensões incrementais nos pontos de integração como mostrado nas equações 2-10 e 2-12.

$$\{\Delta\varepsilon_n\} = [B]\{\Delta u_n\} \quad (2\text{-}11)$$

$$\{\Delta\sigma_n\} = [D]_n\{\Delta\varepsilon_n\} \quad (2\text{-}12)$$

A matriz constitutiva é atualizada conforme o modelo do material. As tensões totais são acumuladas, e as forças internas do elemento são calculadas conforme a equação 2-13.

$$\{F_{int}^n\} = \int_V [B]^T \{\sigma_n\} dV \quad (2\text{-}13)$$

O equilíbrio global exige que a força externa aplicada se iguale à força interna. Como a solução incremental geralmente introduz resíduos, empregam-se métodos iterativos, como Newton-Raphson ou suas variantes, para corrigir os deslocamentos até que o resíduo seja desprezível. A cada iteração *k* dentro do incremento, resolve-se a expressão mostrada na equação 2-14.

$$[K_T]_n^{(k-1)}\{\Delta u_n^k\} = \{F_n^{ext}\} - \{F_n^{int}\}^{(k-1)} \qquad (2\text{-}14)$$

Onde:

$[K_T]$ - Matriz de rigidez tangente.

A matriz de rigidez tangente é calculada com base no estado atual do material e da geometria. O processo iterativo, prossegue até que o resíduo (diferença entre forças externas e internas) seja inferior a uma tolerância pré-definida. Esse procedimento incremental-iterativo é essencial para capturar fenômenos como propagação da plastificação, perda de estabilidade e caminhamento até a ruptura, sendo de grande relevância em análises realistas de estruturas e materiais (Potts e Zdravkovic, 1999).

2.5.2 MODELOS CONSTITUTIVOS

Conforme discutido na Seção 2.5.1, a resposta obtida em uma análise por elementos finitos depende não apenas da discretização adotada, mas também da capacidade do modelo constitutivo em representar o comportamento mecânico do material. Segundo Potts e Zdravkovic (1999), a confiabilidade das previsões numéricas está diretamente relacionada à habilidade do modelo em reproduzir fenômenos observados em laboratório e em campo, como irreversibilidade das deformações, dilatância induzida por cisalhamento e efeitos do histórico de tensões. De forma semelhante, Yin et al. (2020) destacam que a solução de problemas geotécnicos complexos depende do desenvolvimento de modelos constitutivos capazes de representar adequadamente a resposta observada dos solos dentro do arcabouço da mecânica do contínuo.

De maneira geral, as relações constitutivas podem ser representadas por diferentes abordagens. A elasticidade assume uma relação única entre tensões e deformações, resultando em comportamento linear e totalmente reversível. A plasticidade introduz a ocorrência de deformações permanentes após o atingimento de um limite de carregamento definido por uma superfície de escoamento (Yin et al., 2020). Já a hipoplasticidade constitui uma formulação não linear incremental baseada em taxas, que dispensa a decomposição explícita das deformações em parcelas elásticas e plásticas e não requer a definição prévia de uma superfície de escoamento (Yin et al., 2020).

Apesar da existência dessas diferentes abordagens, a elastoplasticidade permanece como o arcabouço constitutivo mais utilizado em análises geotécnicas por elementos finitos. Sua ampla aplicação decorre da separação entre deformações recuperáveis e permanentes, da disponibilidade de algoritmos de integração numérica robustos, da consistência termodinâmica e da possibilidade de associar seus parâmetros a propriedades físicas do material (Yin et al., 2020).

Os avanços recentes nessa formulação permitiram incorporar fenômenos anteriormente não contemplados pelos modelos elastoplásticos convencionais, incluindo deformações dependentes do tempo (creep), efeitos de taxa de deformação, anisotropia, estrutura e desestruturação de solos cimentados (Yin et al., 2020). Em solos não saturados, o desenvolvimento de modelos constitutivos específicos possibilitou incorporar a influência da sucção matricial sobre a resistência e a deformabilidade do material. Nesse contexto, os trabalhos desenvolvidos no âmbito da Escola de Barcelona representaram um marco importante ao introduzir a sucção como uma variável adicional de estado dentro da formulação elastoplástica, ampliando a capacidade dos modelos em representar o comportamento de solos não saturados (Vilar, 2021 citando a Alonso et al., 1990).

2.5.2.1 SOLO DE BRASILIA

Conforme discutido nas Seções 2.4.2, 2.4.3 e 2.4.5, o comportamento mecânico dos solos lateríticos do Distrito Federal apresenta características que diferem significativamente daquelas observadas em solos sedimentares de climas temperados, exigindo atenção especial na seleção de modelos constitutivos para análises numéricas.

Uma primeira característica relevante é a condição predominantemente não saturada desses materiais. Em condições naturais, a sucção matricial contribui para o aumento da resistência ao

cisalhamento, da rigidez e da tensão de pré-adensamento aparente do solo. Como consequência, alterações no teor de umidade podem provocar reduções significativas dessas propriedades, conduzindo ao fenômeno de colapso por umedecimento amplamente documentado na literatura regional. Os resultados experimentais apresentados por Guimarães (2002), Ruge (2014), Borges (2014) e Vilar (2021) demonstram que a sucção exerce influência direta tanto na resistência quanto na deformabilidade em solos lateríticos.

Uma segunda característica importante é a presença de estrutura metaestável associada à organização microestrutural dos agregados e às ligações existentes entre eles. Conforme discutido anteriormente, essas ligações podem ser progressivamente degradadas pelo aumento das tensões efetivas ou pela redução da sucção, resultando em processos de desestruturação acompanhados por deformações volumétricas significativas. Dessa forma, além do colapso induzido por umedecimento, os solos do Distrito Federal também podem apresentar colapso associado ao carregamento mecânico em condições não saturadas. Entretanto, diversos estudos indicam que a influência da estrutura tende a diminuir substancialmente após a saturação do material, uma vez que a perda de sucção reduz ou elimina os mecanismos responsáveis pela estabilidade da estrutura metaestável.

Os ensaios triaxiais realizados por Ruge (2014) evidenciam ainda que o aumento da sucção promove elevação da resistência de pico e da rigidez inicial, além do desenvolvimento de comportamento mais frágil, acompanhado de amolecimento pós-pico para níveis elevados de deformação. Em contrapartida, sob condição saturada, o solo apresenta resposta predominantemente contrativa e aproxima-se de um comportamento mais próximo ao estado crítico. Esses resultados indicam que tanto a sucção quanto a estrutura exercem influência importante sobre a resposta tensão-deformação do material.

Por outro lado, a literatura disponível sugere que os solos lateríticos do Distrito Federal apresentam baixa sensibilidade a fenômenos viscosos. Mendoza (2013), a partir de ensaios de compressão realizados sob diferentes velocidades de deformação, observou influência limitada da taxa de carregamento na resposta mecânica do material. Dessa forma, efeitos dependentes do tempo, como creep, tendem a possuir importância secundária para os problemas de engenharia abordados neste trabalho.

À luz dessas observações, um modelo constitutivo destinado à representação do comportamento dos solos do Distrito Federal deveria, idealmente, ser capaz de reproduzir: (i) a

influência da sucção sobre a resistência e a rigidez; (ii) os fenômenos de colapso associados ao umedecimento; (iii) os efeitos da estrutura e da desestruturação em condições não saturadas; (iv) a não linearidade da rigidez com o nível de tensões; e (v) a evolução elastoplástica das deformações durante o carregamento. Entretanto, a incorporação simultânea de todos esses mecanismos implica aumento significativo da complexidade matemática, do número de parâmetros e das exigências de calibração experimental.

Para a presente pesquisa, essas particularidades devem ser analisadas em conjunto com os objetivos da modelagem numérica. O estudo concentra-se no comportamento de contenções, utilizando o programa Plaxis como ferramenta de análise por elementos finitos. Dessa forma, além da capacidade de representar mecanismos mencionados, a escolha do modelo constitutivo deve considerar aspectos práticos relacionados à disponibilidade e ao grau de maturidade da sua implementação da formulação na plataforma computacional adotada, à robustez numérica, à disponibilidade de parâmetros para calibração e à influência efetiva desses mecanismos sobre a resposta esperada da contenção. Nesse contexto, os principais modelos potencialmente aplicáveis ao problema estudado são discutidos a seguir.

Dentre os modelos avançados disponíveis, o Creep-SCLAY1S Laera et al. (2018) implementado como UDSM no Plaxis, destaca-se por sua capacidade de simular, de forma acoplada, três fenômenos relevantes: a anisotropia plástica, o comportamento dependente do tempo (fluência) e a desestruturação progressiva em solos moles. O modelo baseia-se em uma formulação viscoplástica onde as deformações totais são decompostas em parcelas elástica e de fluência, sem a existência de um domínio puramente elástico. A superfície de estado atual (CSS) e a superfície de adensamento normal (NCS) são elipses rotacionadas no espaço p'-q (Figura 2-102), e a evolução da estrutura é governada por leis de endurecimento rotacional e de degradação da cimentação. Apesar de seu formalismo avançado, a aplicação do Creep-SCLAY1S ao solo laterítico do Distrito Federal, nas condições deste trabalho, apresenta aspectos que merecem ser avaliados quanto à sua relevância para o problema estudado.

O modelo foi concebido e calibrado primordialmente para argilas moles, cujo comportamento é fortemente influenciado por efeitos viscosos (taxa de deformação e fluência). Como detalhado na Seção 2.4.5, os solos lateríticos do DF, em particular a argila porosa de Brasília, apresentam, de acordo com Mendoza (2013), baixa sensibilidade à velocidade de deformação, indicando que fenômenos de fluência têm importância secundária no contexto de

carregamentos de curta a média duração. O Creep-SCLAY1S, ao ter a fluência como mecanismo central de deformação plástica (Equações 2-15 a 2-19), pode introduzir complexidade adicional cuja relevância deve ser avaliada.

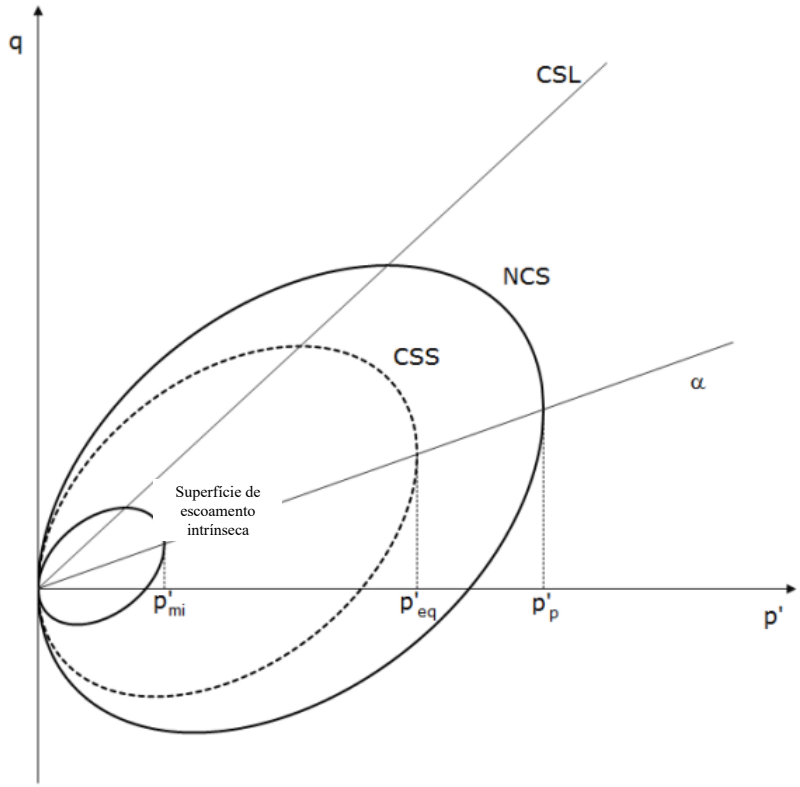


Figura 2-102. Superfície de plastificação intrínseca, CSS e NCS do modelo Creep-SCLAY1S no espaço de tensão triaxial. Laera et al. (2018)

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^c \qquad (2\text{-}15)$$

$$d\varepsilon_q = d\varepsilon_q^e + d\varepsilon_q^c \qquad (2\text{-}16)$$

$$d\varepsilon_v^c = d\Lambda \frac{\partial p'_{eq}}{\partial p'} \qquad (2\text{-}17)$$

$$d\varepsilon_q^c = d\Lambda \frac{\partial p'_{eq}}{\partial q} \qquad (2\text{-}18)$$

$$d\Lambda = \frac{\mu^*}{\tau}\left(\frac{p'_{eq}}{p'_p}\right)^{\beta}\left(\frac{M(\theta_\alpha)^2 - \alpha_{K_0^{NC}}}{M(\theta_\alpha)^2 - \eta^2_{K_0^{NC}}}\right) \qquad (2\text{-}19)$$

Onde:

μ^* - Indice de fluência modificado da compressão secundaria edométrica.

τ - Tempo de referência.

$\alpha_{K_0^{NC}}$ - Inclinação da superfície de fluência no estado normalmente adensado.

$\eta^2_{K_0^{NC}}$ - Razão de tensão no carregamento K_0^{NC}.

β - Expoente de fluência.

$d\varepsilon_v$ - Incremento das deformações volumétricas totais.

$d\varepsilon_q$ - Incremento das deformações desviadoras totais.

$d\varepsilon^e$ - Incremento das deformações elásticas.

$d\varepsilon_v^c$ - Incremento das deformações viscoplásticas.

$d\Lambda$ - Multiplicador viscoplástico.

Uma das principais características do modelo é a simulação da desestruturação (Equação 2-19). Esse processo, contudo, está intrinsecamente associado ao acúmulo de grandes deformações plásticas. Entretanto, conforme documentado nos casos de contenção instrumentados no DF por Magalhães (2003), Medeiros (2005) e Ruge (2014), e sintetizado na Seção 2.2.1, os deslocamentos horizontais máximos normalizados situam-se na faixa de 0,05% a 0,25% o que sugere que provavelmente mecanismos de tensão são desenvolvidos plenamente nesse regime de pequenas deformações, onde os acréscimos de tensão podem ser insuficientes para mobilizar a ruptura generalizada do solo ou para disparar um processo significativo de degradação da estrutura. Nesse sentido, análises experimentais e paramétricas poderiam ser empregadas para avaliar a sensibilidade da resposta do modelo aos parâmetros associados à desestruturação, permitindo

determinar em que medida esse mecanismo influencia a resposta tensão-deformação do material e, consequentemente, o comportamento da contenção.

$$d\chi = -\xi\chi(|d\varepsilon_v^q| + \xi_d |d\varepsilon_q^q|) \quad (2\text{-}20)$$

Onde:

ξ - Taxa de desestruturação absoluta.

ξ_d - Taxa de desestruturação relativa as deformações desviadoras.

χ - Quantidade de cimentação.

A formulação do Creep-SCLAY1S promove um acoplamento direto entre os mecanismos de fluência e desestruturação (Equação 2-19). A degradação do parâmetro de cimentação é função das deformações de visco plásticas, e não das deformações plásticas totais. Como discutido, caso se desejasse isolar o efeito da desestruturação mecânica (colapso por carregamento, discutido na Seção 2.4.2) para investigá-lo parametricamente, haveria limitações ao desligar a viscosidade no modelo, pois isso eliminaria o próprio mecanismo que governa a evolução da estrutura. Além disso, os mecanismos de desestruturação não constituem módulos independentes da formulação. A evolução da estrutura encontra-se diretamente acoplada ao processo viscoplástico que governa a expansão, rotação e degradação das superfícies de plastificação (Equações 2-20 e 2-22). Tentativas de contornar essa limitação, como atribuir valores artificiais ao tempo de referência ou ao índice de fluência modificado, poderia dificultar a interpretação isolada dos mecanismos. O modelo SCLAY1 (Wheeler et al., 2003), que é a base elastoplástica do Creep-SCLAY1S sem a componente de visco plasticidade, seria uma alternativa conceitualmente mais adequada, porém não está mais disponível nas versões recentes do PLAXIS, restando apenas sua extensão viscoplástica.

$$p'_m = p' + \frac{(q - \alpha p')^2}{\left(M(\theta_\alpha)^2 - \alpha^2\right) p'} \quad (2\text{-}21)$$

$$p'_m = (1+\chi)\, p'_{mi} \qquad (2\text{-}22)$$

Onde:

p'_m - Tamanho da superfície de plastificação.

p'_{eq} - Tamanho da CSS.

p'_p - Tamanho da NCS.

p'_m corresponde a p'_p, e a razão ou diferença entre p'_p e p'_{mi} é uma medida do efeito da cimentação (Figura 2-102).

$M(\theta_\alpha)$ - Razão de tensão no estado crítico como função do ângulo de Lode modificado.

χ - Quantidade de cimentação.

α - Inclinação da superfície de fluência.

Ainda no âmbito dos modelos constitutivos desenvolvidos para materiais estruturados, destaca-se a formulação SSLCC, proposta por Mendoza e Farias (2020) e calibrada para o solo poroso de Brasília com base em ensaios saturados (Mendoza, 2013). O modelo insere-se na tradição do MCC, incorporando dois conceitos avançados: (i) a superfície de escoamento subcarregada, que promove uma transição suave entre os estados sobre-adensado e normalmente adensado, e (ii) variáveis de estado internas para densidade e a estrutura, cujas evoluções são governadas por funções auxiliares (Equações 2-22 e 2-24). A superfície de escoamento é descrita pela equação 2-25:

$$G(\rho) = c \cdot \rho \cdot |\ \rho| \qquad (2\text{-}23)$$

$$Q(\omega) = b \cdot \omega \qquad (2\text{-}24)$$

$$Q(\omega) = b \cdot \omega \qquad (2\text{-}25)$$

Onde:

G, Q - Funções auxiliares.

b, c - Constantes de calibração.

ω - Variável de estado da estrutura.

ρ - Variável de desestruturação.

A regra de fluxo não associada é introduzida por meio da modificação da razão de dilatância:

$$\frac{d\epsilon_d^p}{d\epsilon_v^p} = \frac{2(1-\rho_1\omega)\eta}{M(\theta)^2 - \eta^2} \qquad (2\text{-}26)$$

Embora o modelo SSLCC represente um avanço conceitual relevante, optou-se por não o adotar na presente pesquisa por três razões principais, alinhadas às evidências experimentais discutidas nas seções anteriores.

Primeiro, o modelo foi concebido e validado primordialmente para solos com elevado grau de sobre-adensamento (OCR), nos quais a transição do comportamento elástico para o elastoplástico é alongada e acompanhada de significativa rigidez inicial. Como discutido na Seção 2.4.5, os solos lateríticos do Distrito Federal, em particular a argila porosa de Brasília, apresentam OCR tipicamente próximo da unidade nas profundidades de interesse para contenções, caracterizando um material levemente sobre-adensado a normalmente adensado. Nessa faixa de OCR, torna-se relevante verificar experimentalmente em que medida a superfície subcarregada e as variáveis de estado associadas à estrutura contribuem para a representação do comportamento do material, especialmente em comparação com modelos mais simples, como o HS (Figura 2-103). Dessa forma, para os níveis de deformação esperados em contenções urbanas, a influência desses mecanismos e os potenciais ganhos de acurácia associados à maior complexidade do SSLCC poderiam ser avaliados por meio de estudos experimentais e análises paramétricas específicas para essa condição de OCR.

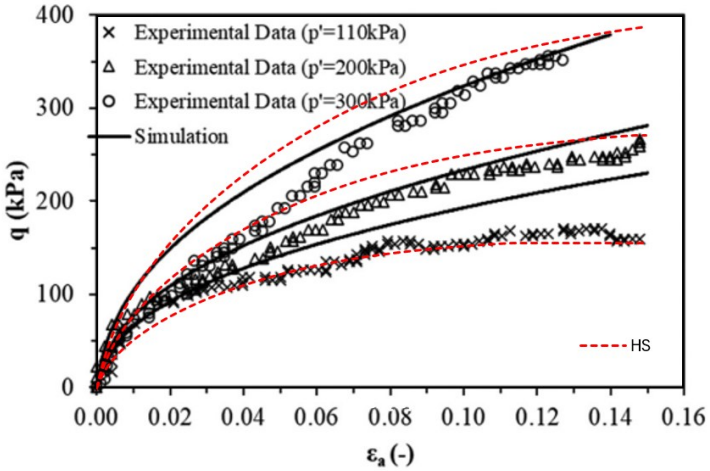


Figura 2-103. Comparação da simulação dos ensaios feitos por Mendoza (2013) entre o SSLCC e o HS. Modificado de Silva et al. (2024).

Segundo, ainda que o modelo SSLCC incorpore variáveis de estado para a estrutura do solo, ele não foi concebido para representar o comportamento não saturado de forma explícita, ou seja, não inclui a sucção matricial como variável de estado. Essa limitação, entretanto, não é, por si só, decisiva – o próprio modelo HS também não a contempla, e a estratégia adotada nesta pesquisa (discutido em capítulos posteriores) para contornar essa lacuna consiste em realizar duas análises separadas: uma com parâmetros calibrados para a condição natural (não saturada) e outra para a condição saturada, capturando de forma pragmática os efeitos do umedecimento. O ponto relevante é que, caso se optasse pelo SSLCC, essa mesma estratégia de dupla simulação seria inevitável, uma vez que o modelo não oferece uma transição contínua entre os estados saturado e não saturado. Contudo, diferentemente do HS – que já está implementado nativamente no Plaxis, é amplamente validado e possui procedimentos de calibração bem estabelecidos –, o SSLCC exigiria a implementação de uma rotina constitutiva adicional USDM, com aumento correspondente da complexidade numérica e do esforço de validação. Na ausência de uma vantagem clara do SSLCC sobre o HS para esta pesquisa, tal esforço de implementação e validação não foi considerado compatível com os benefícios potenciais esperados para o problema estudado.

Terceiro, e como complemento aos argumentos precedentes, a única calibração do modelo SSLCC disponível para o solo de Brasília (Mendoza, 2013; Mendoza e Farias, 2020) foi realizada com ensaios em condições saturadas. Nessa condição, conforme evidenciado por Ruge (2014), a contribuição da estrutura é significativamente reduzida, uma vez que a saturação promove a

degradação das ligações responsáveis pela coesão aparente e pela rigidez adicional. Dessa forma, os parâmetros atualmente disponíveis foram obtidos predominantemente a partir do comportamento do material após a redução dos efeitos estruturais associados à condição natural. Consequentemente, a capacidade das variáveis internas do SSLCC em representar os mecanismos estruturais característicos do solo de Brasília em condições não saturadas ainda requer investigação experimental específica. Nesse sentido, ensaios realizados em diferentes condições de saturação e níveis de sucção, associados à calibração e a análises paramétricas dos parâmetros relacionados à estrutura, poderiam contribuir para avaliar a influência desses mecanismos na resposta do modelo e determinar em que medida a maior complexidade do SSLCC proporciona ganhos de acurácia em relação a formulações mais simples, como o HS.

Diante do exposto, a presente pesquisa optou por não adotar o modelo SSLCC. Não se trata de uma crítica à formulação, que representa uma contribuição relevante ao desenvolvimento de modelos constitutivos para materiais estruturados e cuja aplicabilidade já foi demonstrada em diferentes contextos. A decisão decorre exclusivamente das características do solo analisado e dos objetivos específicos desta pesquisa. Reconhece-se, contudo, que estudos futuros com amostragem em profundidades rasas, nas quais a sucção e a estrutura atuam de forma mais pronunciada, poderiam fornecer uma base experimental para calibrar o modelo SSLCC em condições não saturadas, ampliando seu escopo de aplicação também para solos levemente pré-adensados do Planalto Central. Até que tais calibrações estejam disponíveis, o Hardening Soil (com duas simulações separadas para as condições natural e saturada) representa uma escolha mais pragmática e bem fundamentada para a prática geotécnica local.

Ainda no âmbito dos modelos constitutivos avançados para solos estruturados, destaca-se o ASMC, formulado por Yin et al. (2020) no âmbito de uma extensão do MCC. O modelo foi concebido para capturar de forma unificada três fenômenos fundamentais observados em argilas naturalmente cimentadas: anisotropia plástica (decorrente do histórico de tensões), desestruturação progressiva (degradação de ligações e cimentação) e transição suave entre os estados sobre-adensado e normalmente adensado – esta última obtida por meio de uma formulação de superfície limite com regra de mapeamento radial.

Diferentemente do modelo SCLAY1S e do SSLCC, o ASCM distingue-se por incorporar explicitamente dois mecanismos independentes de degradação estrutural: um associado ao tamanho da superfície de plastificação (Equações 2-27, 2-28 e figura 2-104) e outro associado à

tensão média adesiva, que representa a coesão aparente devida à cimentação entre partículas. Essa segunda variável não está presente no modelo SCLAY1 e confere ao ASCM uma capacidade adicional de representar o amolecimento pós-pico mesmo em baixos níveis de tensão confinante.

$$p_c = \frac{p_{ci}}{p_{ci0}} p_{c0}(1-R_c) + p_{ci}R_c \qquad (2\text{-}27)$$

$$F = \frac{3}{2}\left[\frac{\left(s_{ij}-(p'+p_b)\alpha_{ij}\right):\left(s_{ij}-(p'+p_b)\alpha_{ij}\right)}{M(\theta)^2 - \frac{3}{2}\alpha_{ij}:\alpha_{ij}}\right] + (p'+p_b)(p'-p_c) = 0 \qquad (2\text{-}28)$$

Onde:

p_c - Tamanho da superfície de escoamento da argila intacta.

p_{ci} - Tamanho da superfície de escoamento intrínseca (argila amoldada).

p_{c0} - Tamanho da superfície de escoamento da argila natural (valor inicial).

R_c - Grau de perturbação da estrutura.

s_{ij} - Tensor de tensões desviadoras.

p_b - Tensão média adesiva.

α_{ij} - Tensor relacionado com a anisotropia.

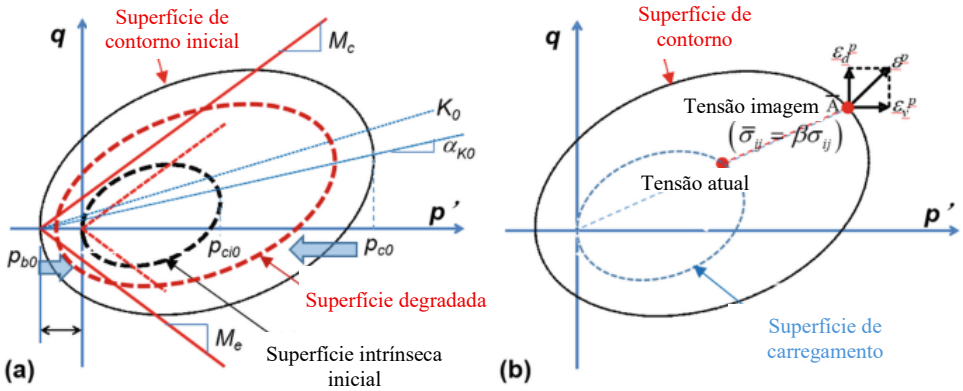


Figura 2-104. Representação esquemática do plano p'-q. (a) superfícies de escoamento. (b) a regra de mapeamento do conceito de superfície de escoamento (Yin et al., 2020).

Embora o ASCM represente, do ponto de vista teórico, uma das formulações mais completas para solos estruturados (combinando anisotropia, cimentação, desestruturação e transição suave), sua aplicação ao solo laterítico do Distrito Federal nas condições da presente pesquisa esbarra em limitações práticas significativas, que inviabilizam sua adoção.

Primeiro, o modelo exige a calibração de parâmetros relacionados à anisotropia plástica (inclinação da superfície de plastificação, que se bem neste caso pode ser zerada, vale a pena se estudada de forma experimental) e a tensão média adesiva. Conforme discutido na Seção 2.4.5, não existem estudos sistemáticos sobre a anisotropia de rigidez ou de resistência da argila porosa de Brasília. Ensaios com carregamento ou com rotação de tensões principais não fazem parte da rotina de caracterização local, inviabilizando a obtenção dos coeficientes de rotação. Tampouco há investigações específicas sobre a evolução da cimentação com a deformação plástica para esse material. Qualquer tentativa de calibração seria arbitrária e desprovida de respaldo experimental.

Segundo, ainda que o modelo preveja amolecimento pós-pico por degradação esse fenômeno é mobilizado apenas para níveis de deformação relativamente elevados (tipicamente superiores a 5-10%). No entanto, os deslocamentos horizontais medidos em contenções instrumentadas no Distrito Federal (Magalhães, 2003; Medeiros, 2005; Ruge, 2014) situam-se numa faixa inferior, com relação àquelas necessárias para desencadear o amolecimento pós-pico. Dessa forma, a sofisticação do modelo para simular a perda de resistência após o pico poderia ser subutilizada no contexto de escavações urbanas – assim como já argumentado para o SCLAY1.

Terceiro, o ASCM, da mesma forma que os demais modelos baseados no MCC, não incorpora a sucção matricial como variável de estado. Consequentemente, para representar o comportamento do solo não saturado (condição natural de campo) e o colapso por umedecimento, seria necessário adotar a mesma estratégia pragmática utilizada com o Hardening Soil (HS): realizar duas simulações separadas – uma com parâmetros calibrados para a condição natural (umidade de campo) e outra para a condição saturada. O modelo não oferece uma transição contínua entre esses estados, eliminando qualquer vantagem adicional em relação ao HS.

Quarto, assim como o SSLCC o ASCM não está disponível nativamente no programa Plaxis. Sua implementação exigiria a codificação de uma rotina constitutiva UDSM, com todas as dificuldades associadas: validação numérica, integração das equações, controle de estabilidade e depuração. O esforço de implementação, acrescido da complexidade de calibração paramétrica (mais de uma dezena de parâmetros, muitos sem correspondência direta com ensaios

convencionais), revela-se desproporcional aos benefícios esperados para o problema de engenharia analisado.

Diante do exposto, a presente pesquisa opta por não adotar o modelo ASCM. Reconhece-se seu valor conceitual e sua adequação para solos estruturados com forte anisotropia e cimentação, em cenários onde grandes deformações e amolecimento pós-pico são relevantes (ex.: taludes, fundações profundas). Contudo, para o caso de contenções em solo laterítico do Distrito Federal, as incertezas na calibração da anisotropia, a pequena magnitude das deformações esperadas e a ausência de uma representação da sucção tornam o modelo excessivamente complexo e pouco vantajoso em relação a alternativas mais simples, como o Hardening Soil (com duas análises separadas para as condições natural e saturada). Estudos futuros que disponham de ensaios triaxiais com rotação de tensões e de programas específicos para determinação dos parâmetros de degradação e anisotropia poderão reavaliar a aplicabilidade do ASCM ao solo de Brasília.

Dentre os modelos constitutivos disponíveis para análise de solos não saturados, o BBM, proposto por Alonso et al. (1990), destaca-se como uma das formulações mais consolidadas e amplamente aplicadas na engenharia geotécnica. O modelo foi concebido como uma extensão do MCC para incorporar a sucção matricial como uma variável de estado independente, permitindo representar de forma unificada o comportamento mecânico de solos em condições parcialmente saturadas. Nos últimos anos, o BBM foi implementado no programa Plaxis 2D por meio da interface UDSM, originando a versão denominada PBBM, descrita por Silva, E.B. e Silva, R.C. (2025). O PBBM incorpora ainda melhorias adicionais, como o uso da tensão efetiva de Bishop com saturação variável (Equação 2-29) e a dependência do ângulo de Lode na superfície de escoamento, o que amplia sua robustez numérica e sua capacidade de representar a triaxialidade de tensões.

$$\sigma' = \sigma - \delta(S_{eff} \cdot p_w) \qquad (2\text{-}29)$$

Onde:

σ' - Tensor de tensões efetivas.

σ - Tensor de tensões totais.

p_w - Tensor de tensões de poros.

S_{eff} - Saturação efetiva.

δ - Tensor identidade de segunda ordem.

O BBM opera no espaço de tensões (p', q, s). O domínio elástico é delimitado por duas superfícies de plastificação (Figura 2-105): LC, que controla o escoamento por carregamento e por umedecimento, e a SI, que limita o escoamento por variações de sucção. A rigidez do solo na compressão virgem varia com a sucção de acordo com a Equação 2-30, conforme foi descrito por Ruge (2014) e ajustado ao modelo por Silva, E.B. e Silva, R.C. (2025).

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1-r)exp^{-\beta s} + r] \qquad (2\text{-}30)$$

Onde:

$\lambda(0)$ - Indice de compressão saturado.

r - Ganho de rigidez por sucção.

β - Taxa de aumento da rigidez com a sucção.

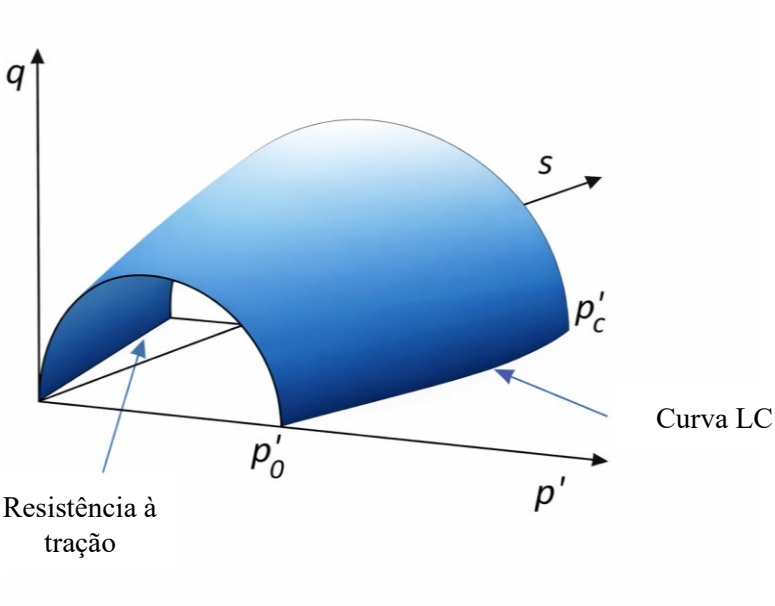


Figura 2-105. Representação tridimensional das superfícies do modelo PBBM (Seequent, 2025).

A evolução da tensão de pré-adensamento com a sucção é governada pela superfície LC (Equação 2-31).

$$p_0' = p_c' \left(\frac{p_0'^s}{p_c'} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (2\text{-}31)$$

Onde:

$p_0'^s$ - Tensão de pré-adensamento para a condição saturada.

κ - Indice de recompressão (independente da sucção).

No plano p'-q, a superfície de escoamento é dada por uma elipse cujo centro e tamanho dependem da sucção. A resistência ao cisalhamento é descrita pela CSL, cuja inclinação é obtida do ângulo de atrito crítico (Equação 2-32) e cuja coesão aparente aumenta linearmente com a sucção segundo a Equação 2-33.

$$M = \frac{6 \sin \phi_{cr}'}{3 - \sin \phi_{cr}'} \quad (2\text{-}32)$$

$$p' = -p_s' = -k_s \cdot s_c \quad (2\text{-}33)$$

Onde:

M - Inclinação da CSL.

ϕ_{cr}' - Ângulo de atrito no estado crítico.

k_s - Parâmetro de coesão aparente.

s_c - Sucção.

A adoção da tensão efetiva de Bishop com a saturação efetiva permite uma transição suave entre os estados saturado e não saturado, e incorpora o ângulo de Lode na função de escoamento (Equação 2-34), aproximando o critério de Matsuoka-Nakai no plano desviador.

$$f = q^2 - \left(\frac{g(\theta)}{g(-1)} \right)^2 M^2 (p' + p_s)(p'_0 - p') \qquad (2\text{-}34)$$

Com essa formulação, o PBBM é capaz de simular de forma direta o colapso por umedecimento – fenômeno central na argila porosa de Brasília (ver Seções 2.4.2 e 2.4.3). Quando um solo não saturado é carregado com uma tensão superior à sua tensão de pré-adensamento para a sucção corrente e, em seguida, é saturado, ocorre uma deformação volumétrica abrupta, caracterizando o colapso estrutural. Adicionalmente, o PBBM considera o comportamento hidráulico do solo por meio da SWRC de van Genuchten (1980) citado por Silva, E.B. e Silva, R.C. (2025), permitindo análises acopladas hidro-mecânicas.

Embora o PBBM represente um avanço significativo em relação aos modelos saturados, ele apresenta limitações importantes, especialmente quando aplicado a solos estruturados e colapsíveis sob carregamento mecânico, que podem ser tratadas em pesquisas futuras.

Primeiro, o PBBM não incorpora mecanismos de desestruturação progressiva (degradação de cimentação ou de pontes de argila). Consequentemente, ele não é capaz de simular o colapso induzido exclusivamente pelo aumento das tensões (colapso por carregamento) em solo que permanece não saturado – fenômeno documentado na argila porosa de Brasília discutido na Seção 2.4.2. Tampouco reproduz o amolecimento pós-pico observado em amostras não saturadas a partir conforme reportado por Ruge (2014). Para capturar esses efeitos, seria necessária uma extensão do modelo que inclua variáveis de estado para a estrutura e leis de degradação, como as propostas por Mendoza e Farias (2020) ou por Yin et al. (2020). Em outras palavras, a incorporação de um mecanismo de desestruturação ao BBM permitiria superar suas duas principais deficiências: a incapacidade de modelar o colapso por carregamento e o amolecimento pós-pico. Essa linha de desenvolvimento permanece como um avanço promissor para pesquisas futuras.

Segundo, e do ponto de vista prático, a aplicação do BBM/PBBM ao solo de Brasília esbarra na escassez de ensaios laboratoriais adequados para calibração, especialmente para a camada de interesse neste trabalho (Argila arenosa porosa vermelha). Conforme discutido nas Seções 2.4.5 e 2.5.2, os solos do Distrito Federal apresentam um perfil estratigráfico com pelo menos duas subcamadas distintas no horizonte laterítico: uma camada superior (Argila arenosa porosa vermelha) de argila porosa altamente colapsível, e uma camada subsequente (Argila silto-arenosa). A única calibração completa do BBM para a argila porosa de Brasília disponível na

literatura (Silva E.B. e Silva R.C., 2025) foi realizada com base nos ensaios de Ruge Cárdenas (2014), cujas amostras indeformadas foram coletadas na argila silto-arenosa. Portanto, os parâmetros calibrados por Silva E.B. e Silva R.C. (2025) embora calibrados no solo laterítico não apresentam correspondência com a camada estudada no local de estudo como será discutido no capítulo 3.

Por outro lado, Peixoto (1999) realizou ensaios edométricos em amostras da camada de interesse, incluindo curvas de compressão com sucção controlada e determinação da tensão de pré-adensamento. Entretanto, o programa experimental de Peixoto não incluiu ensaios triaxiais em condições não saturadas, que são indispensáveis para a calibração do modelo (aumento da coesão com a sucção) e para a validação do comportamento em cisalhamento. Ainda que Silva S.O. (2024) tenha conseguido calibrar preliminarmente o BBM para o solo de Brasília, o próprio autor recomendou a atualização dos dados, uma vez que foram observadas discrepâncias entre as simulações numéricas e a instrumentação de campo em uma estrutura instrumentada.

Diante do exposto, a presente pesquisa optou por não adotar o modelo PBBM como modelo constitutivo principal. Não se trata de uma limitação conceitual do modelo – ao contrário, o BBM é reconhecidamente a ferramenta mais adequada para representar o comportamento não saturado e o colapso por umedecimento da argila porosa de Brasília, por tratar a sucção como variável de estado e por já se encontrar implementado e validado no Plaxis. A decisão decorre exclusivamente de restrições práticas: a inexistência de uma base de dados experimentais completa (triaxiais saturados e não saturados) e a falta de correspondência entre os ensaios disponíveis (Ruge Cárdenas) e o perfil efetivo do local onde será modelada a contenção (a ser detalhado no Capítulo 3). A calibração do BBM para a camada superficial exigiria uma nova campanha de ensaios – com amostragem indeformada, ensaios triaxiais com sucção controlada e determinação da SWRC – o que foge ao escopo desta dissertação.

Vale notar que a incapacidade do BBM de simular o colapso por carregamento e o amolecimento pós-pico não constitui uma limitação crítica para o problema analisado, visto que as deformações esperadas em contenções urbanas provavelmente sejam insuficientes para mobilizar a ruptura generalizada do solo e o amolecimento pós-pico (como já argumentado para os modelos SSLCC e ASCM). Contudo, menciona-se essa limitação para fornecer um contexto amplo sobre as fronteiras atuais da modelagem de solos estruturados e para indicar caminhos para futuras investigações.

Assim, assim como nos casos do Creep-SCLAY1S, SSLCC e ASCM, a escolha do modelo constitutivo nesta pesquisa recaiu sobre uma alternativa mais pragmática e suficientemente precisa para o nível de deformações e para os dados disponíveis: o HS, com duas simulações separadas (condição natural e saturada), conforme detalhado a continuação. Reconhece-se, entretanto, que o BBM representa o estado da arte para solos não saturados colapsíveis e que, uma vez disponível uma calibração específica para o perfil típico do Distrito Federal, ele deverá ser a escolha preferencial em análises futuras.

Após a análise dos modelos constitutivos avançados disponíveis para solos estruturados e não saturados – Creep-SCLAY1S, SSLCC, ASCM e BBM/PBBM –, constata-se que todos apresentam, em maior ou menor grau, limitações práticas relacionadas à disponibilidade de dados experimentais ou à complexidade de implementação. Diante desse cenário, a presente pesquisa opta por adotar o HS, formulado por Schanz et al. (1999) e implementado nativamente no programa Plaxis. O HS é um modelo elastoplástico com endurecimento isotrópico, baseado no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, que combina de forma robusta e pragmaticamente calibrada os principais fenômenos mecânicos relevantes para solos: não linearidade da rigidez com o nível de tensões, dilatância (quando necessário) e endurecimento por compressão em trajetórias edométricas e isotrópicas.

O HS fundamenta-se na relação hiperbólica entre a deformação axial e a tensão desviadora em ensaios triaxiais drenados (Figura 2-106). Essa relação é expressa pela Equação 2-35 (Schanz et al., 1999). Essa hipérbole descreve a redução da rigidez com o aumento da deformação, característica fundamental dos solos.

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \cdot \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} \quad \text{para} \quad q < q_f \qquad (2\text{-}35)$$

Onde:

q_f - Tensão desviadora de ruptura de Mohr-Coulomb.

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

R_f - Razão de ruptura.

Em termos de formulação elastoplástica, a superfície de escoamento por endurecimento cisalhante é escrita como mostrado na Equação 2-36 em termos dos invariantes de tensão (Schanz et al., 1999):

$$f = \frac{q_a}{E_{50}} \cdot \frac{q}{q_a - q} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^p = 0 \qquad (2\text{-}36)$$

Onde:

E_{50} - Modulo secante ao 50% da ruptura por cisalhamento.

γ^p - Parâmetro de endurecimento (deformação cisalhante plástica).

E_{ur} - Modulo de carregamento/descarregamento.

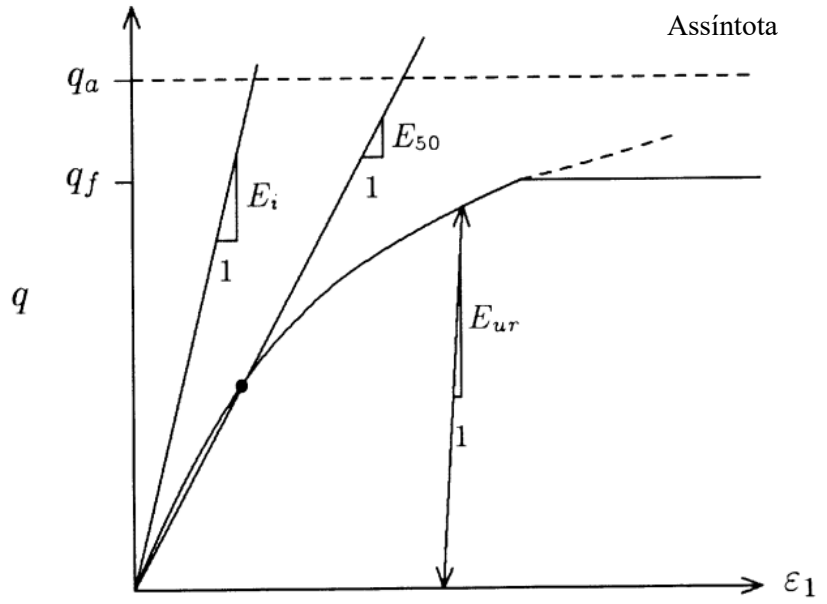


Figura 2-106. Relação tensão-deformação hiperbólica no carregamento primário para um ensaio triaxial drenado padrão (Schanz et al., 1999).

A Equação 2-36 é composta por três parcelas que merecem destaque. A primeira parcela representa a deformação axial total (elástica + plástica) prevista pela relação hiperbólica de Duncan e Chang (1970; citado por Schanz et al.; 1999), ou seja, a resposta não linear do solo sob carregamento primário. A segunda parcela subtrai a parcela elástica da deformação axial, isolando

a componente plástica. Essa parcela utiliza o módulo de elasticidade para descarregamento/recarregamento, que é um módulo puramente elástico. A terceira parcela corresponde ao parâmetro de endurecimento, que representa a deformação cisalhante plástica acumulada. A condição de consistência garante que, para um dado valor, a tensão desviadora mobilizada esteja sobre a superfície de escoamento correspondente. Os módulos de rigidez são dependentes do nível de tensões, conforme as Equações 2-37 e 2-38.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_{3'} + c\cot\phi}{p^{ref} + c\cot\phi} \right)^{m} \qquad (2\text{-}37)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_{3'} + c\cot\phi}{p^{ref} + c\cot\phi} \right)^{m} \qquad (2\text{-}38)$$

Onde:

$E_{50}^{ref}, E_{ur}^{ref}$ - Módulos de referência para uma tensão de confinamento p^{ref}.

m - Expoente da dependência da rigidez com o nível de tensões.

O expoente de dependência da rigidez é central para a versatilidade do modelo, para valores perto da unidade, obtém-se uma dependência logarítmica (típica de argila moles), enquanto para solos mais rígidos, valores superiores a 0,5 são comuns. Essa flexibilidade permite que o HS seja aplicado a uma ampla gama de solos, desde areias fofas até argilas duras, ajustando-se com um único parâmetro à não linearidade observada em ensaios laboratoriais. A Figura 2-107 (Schanz et al., 1999) ilustra a evolução das superfícies de escoamento para diferentes valores do parâmetro de endurecimento, mostrando como a superfície se expande até a envoltória de Mohr-Coulomb.

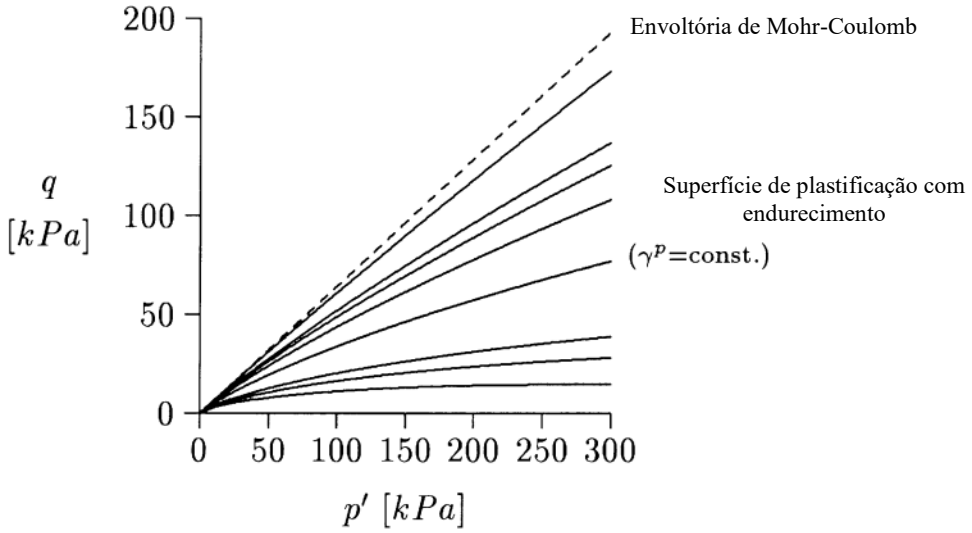


Figura 2-107. Modelagem de escoamento sucessivo em função do parâmetro de endurecimento (Schanz et al., 1999).

Para descrever as deformações plásticas volumétricas, o HS adota uma lei de fluxo não associada. O potencial plástico é definido de modo que a derivada em relação às tensões resulte na razão de dilatância como mostrado na Equação 2-39, onde o ângulo de dilatância depende do atrito mobilizado e do atrito no estado crítico. O modelo permite a entrada do ângulo de dilatância de pico, quando o ângulo de atrito mobilizado atinge valores elevados, a dilatância é ativada.

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma} \Rightarrow d\varepsilon_v^p = \sin\psi_m \, d\gamma^p \qquad (2\text{-}39)$$

Onde:

ψ_m - Ângulo de dilatância mobilizado.

O endurecimento cisalhante descrito até aqui não é suficiente para explicar as deformações plásticas volumétricas observadas em compressão isotrópica ou edométrica. Para isso, o HS introduz uma superfície de cap, que fecha o domínio elástico na direção do eixo hidrostático e permite o controle independente do módulo edométrico. A superfície de cap é definida como uma elipse no plano, conforme a Equação 2-40 (Schanz et al., 1999).

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M_c^2} + (p' + a)^2 - (p'_p + a)^2 = 0 \qquad (2\text{-}40)$$

Onde:

$a = c \cdot \cot\phi$.

p'_p - Tensão de pré-adensamento.

$\tilde{q}$ - Medida da tensão desviadora.

M_c - Razão de anisotropia plástica no adensamento. Parâmetro relacionado com o K_0^{nc}.

A lei de endurecimento para o cap relaciona o incremento da tensão de pré-adensamento com a deformação plástica volumétrica associada ao cap conforme a Equação 2-41.

$$d\varepsilon_v^{pc} = \frac{1}{H_e} dp_p \qquad (2\text{-}41)$$

Onde:

H_e - Parâmetro de endurecimento que depende do E_{oed}.

Assim o modulo edómetrico controla as deformações nas trajetórias isotrópicas e edométricas conforme mostrado na Equação 2-42.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_{1'} + c\cot\phi}{p^{ref} + c\cot\phi} \right)^m \qquad (2\text{-}42)$$

A presença do cap é particularmente relevante para o solo de Brasília, que, conforme discutido na Seção 2.4.5, apresenta OCR próximo da unidade nas profundidades de interesse para contenções, caracterizando um material levemente sobre-adensado a normalmente adensado.

Nessa faixa, o cap é fundamental para capturar a compressibilidade volumétrica sob carregamento edométrico e isotrópico.

A coexistência das duas superfícies de escoamento (cisalhamento e cap) caracteriza o HS como um modelo multi-superfície (Figura 2-108). A interação entre elas é tratada por meio da teoria de Koiter (Schanz et al., 1999 citando a Koiter, 1960), que generaliza a regra de fluxo para o caso de múltiplas superfícies ativas, permitindo que os multiplicadores plásticos sejam calculados de forma consistente quando ambas as superfícies são mobilizadas simultaneamente. Essa abordagem garante que o modelo reproduza corretamente o acoplamento entre os mecanismos de endurecimento cisalhante e por compressão.

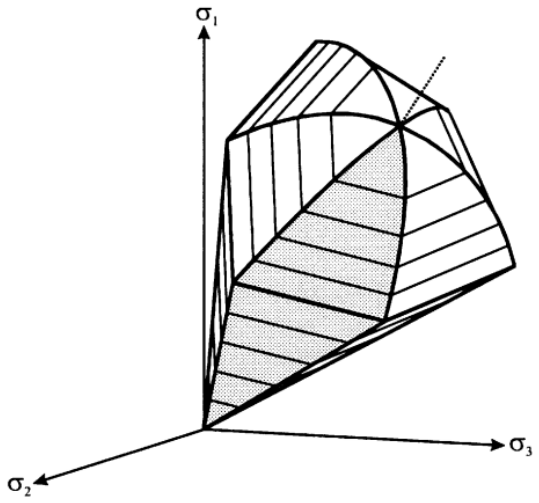


Figura 2-108. Representação da superfície de escoamento total do HS no espaço de tensões principais em um caso de solo sem coesão (Schanz et al., 1999).

A escolha do HS como modelo constitutivo para esta pesquisa é fundamentada em quatro pilares. O primeiro tem a ver com a disponibilidade de dados experimentais. O perfil do solo do Distrito Federal foi extensivamente caracterizado por Rebolledo et al. (2019a), que calibraram os parâmetros do HS para as condições não saturadas (umidade natural) do CEGUnB. Esses parâmetros abrangem as profundidades de interesse para a contenção estudada. Adicionalmente, Mendoza (2013) realizou ensaios triaxiais drenados em condições saturadas com amostras indeformadas coletadas a 3 m de profundidade, fornecendo a base para a calibração da camada superficial, onde, de acordo com Souza (2005), ocorrem as maiores variações sazonais de umidade e onde o fenômeno de colapso é mais pronunciado. Portanto, dispõe-se de dados suficientes para

calibrar o HS tanto na condição natural (não saturada) quanto na condição saturada, viabilizando a estratégia de duas simulações separadas para capturar os efeitos do colapso por umedecimento. Segundo a ampla validação em estudos locais. O HS tem sido amplamente utilizado em análises geotécnicas no Distrito Federal (Rebolledo et al., 2019a, 2019b, 2022; Silva et al., 2022). Essa experiência acumulada confere confiança na aplicabilidade do modelo para o problema de contenções em solo laterítico. Terceiro a versatilidade e robustez numérica. O ajuste da dependência da rigidez com o nível de tensões, permite modelar diferentes tipos de solo. Sua implementação nativa no Plaxis é madura, numericamente estável e computacionalmente eficiente, dispensando a necessidade de rotinas UDSM adicionais. E quarto a adequação ao nível de deformações. É provável que o nível de deformações esperado em contenções seja inferior ao nível de deformações necessárias para atingir o pico e pos-pico e um tema que vale a pena avaliar em pesquisas futuras. Partindo dessa premissa a incapacidade do modelo de modelar o amolecimento não presenta dificuldade.

Reconhece-se que o HS não reproduz o colapso por umedecimento de forma contínua, uma vez que não incorpora a sucção como variável de estado. Contudo, a estratégia de simular separadamente as condições natural e saturada – com parâmetros calibrados a partir de ensaios representativos de cada estado – permite capturar, de forma pragmática, os efeitos do colapso sobre os deslocamentos da contenção. Essa abordagem, embora simplificada, é compatível com o nível de detalhamento requerido para a análise de desempenho da estrutura e com os dados experimentais disponíveis.

Diante do exposto, o Hardening Soil foi selecionado como o modelo constitutivo principal para as simulações numéricas desta pesquisa. A calibração dos parâmetros para as condições natural e saturada, bem como a estratégia de modelagem da contenção, será detalhada no Capítulo 3.

2.5.2.2 ESTRUTURAS

Além da representação constitutiva do maciço, a modelagem numérica de problemas de interação solo-estrutura exige a definição adequada do comportamento dos elementos estruturais – tais como estacas, vigas de ligação e lajes de concreto – que compõem um sistema de contenção. Em análises por elementos finitos no programa PLAXIS, esses elementos são geralmente

modelados por meio de elementos estruturais específicos (volumes, placas, vigas ou vigas embutidas), cujo comportamento mecânico é descrito por modelos constitutivos apropriados.

Para a representação do comportamento dos elementos estruturais, adota-se o modelo Linear Elástico, fundamentado na lei de Hooke para materiais isotrópicos. Esse modelo é o mais simples disponível na plataforma PLAXIS e é amplamente utilizado para a modelagem de elementos de concreto, aço ou outros materiais de elevada rigidez, nos quais as deformações em regime de serviço permanecem predominantemente no domínio elástico (Bentley, 2024a).

A relação constitutiva para um material linear elástico isotrópico é expressa pela matriz de rigidez elástica, que relaciona os incrementos de tensão aos incrementos de deformação (Plaxis, 2024), conforme as Equações 2-43 a 2-46

$$d\sigma_{ij} = D^{e}_{ijkl} d\varepsilon_{kl} \qquad (2\text{-}43)$$

$$d\sigma_{ij} = \lambda \delta_{ij} d\varepsilon_{kk} + 2\mu d\varepsilon_{ij} \qquad (2\text{-}44)$$

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \qquad (2\text{-}45)$$

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \qquad (2\text{-}46)$$

Onde:

$d\sigma_{ij}$ - Incremento de tensão.

$d\varepsilon_{ij}$ - Incremento de deformação.

δ_{ij} - Delta de Kronecker (Tensor identidade de segunda ordem).

λ e μ - Constantes de Lamé.

E - Modulo de Young.

ν - Modulo de Poisson.

Para elementos estruturais como placas e vigas, o PLAXIS implementa versões especializadas da lei de Hooke, que consideram a rigidez axial, à flexão e ao cisalhamento, conforme as propriedades geométricas e de material do elemento (Figuras 2-109 a 2-111).

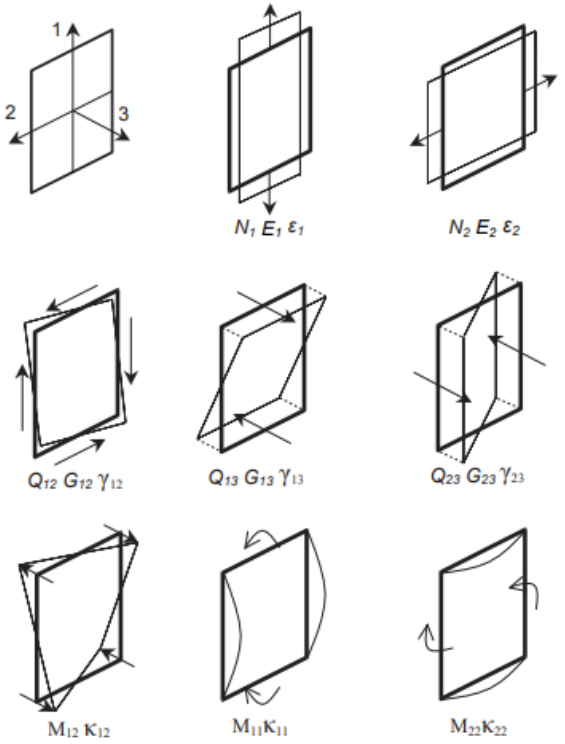


Figura 2-109. Definição de forças axiais positivas (N), forças de cisalhamento (Q) e momentos fletores (M) para uma placa com base em sistema de eixos local (Bentley, 2024a).

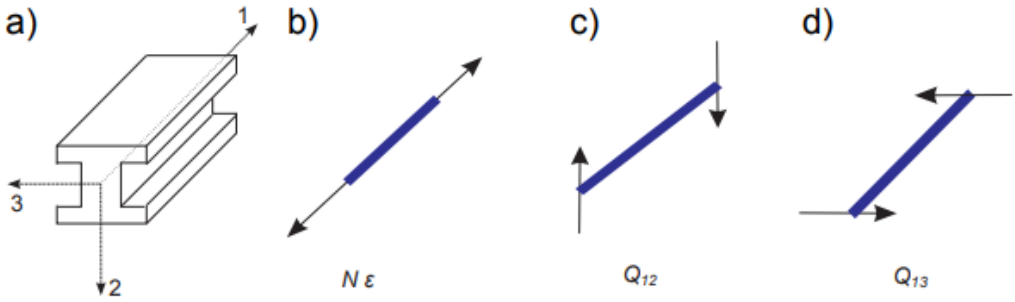


Figura 2-110. Força axial e forças de cisalhamento. (a) Eixos locais. (b) Força axial N. (c) Força de cisalhamento Q_{12}. (d) Força de cisalhamento Q_{13} (Bentley, 2024a).

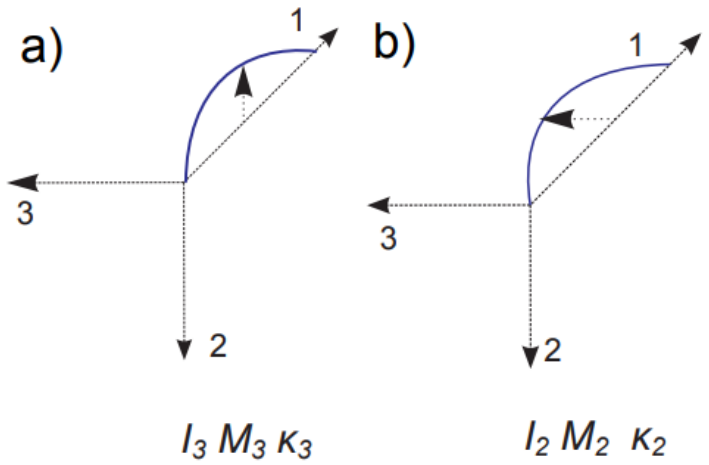


Figura 2-111. Momentos fletores. (a) Momento fletor M_3

(b) Momento fletor M_2 (Bentley, 2024a).

A interação entre os elementos estruturais e o solo é modelada por meio de elementos de interface, que permitem a ocorrência de deslocamentos relativos (deslizamento e separação) entre a estrutura e o maciço, simulando o comportamento de contato. Os elementos de interface são elementos finitos especiais que possuem pares de nós com a mesma posição geométrica, mas com graus de liberdade independentes (Bentley, 2024a), permitindo a transmissão de tensões normais e cisalhantes entre as duas superfícies em contato.

O comportamento mecânico das interfaces no PLAXIS é descrito pelo modelo de Mohr- Coulomb com elasticidade linear perfeita-plástica, cujo critério de ruptura é dado pela Equação 2-47.

$$|\tau_i| \leq c_i + \sigma_n \tan\phi_i \qquad (2\text{-}47)$$

Onde:

τ_i - Tensão cisalhante mobilizada na interface.

σ_n - Tensão normal efetiva.

c_i - Coesão da interface.

ϕ_i - Ângulo de atrito da interface.

Esses parâmetros são obtidos a partir dos parâmetros de resistência do solo adjacente, por meio de um fator de redução, como mostrado na Equação 2-48.

$$c_i = R_{inter} \cdot c_{solo}, \quad \tan\phi_i = R_{inter} \cdot \tan\phi_{solo} \qquad (2\text{-}48)$$

Onde:

R_{inter} - Fator de redução.

O fator de redução (usualmente entre 0,5 e 1,0) reflete a rugosidade relativa da interface e a possível redução da resistência ao cisalhamento na superfície de contato. Para um valor da unidade, a resistência da interface é igual à do solo, enquanto valores inferiores indicam uma interface mais lisa. A rigidez elástica da interface é definida por um módulo de rigidez normal e um módulo de rigidez cisalhante, que são calculados automaticamente pelo programa a partir das propriedades elásticas do solo (Bentley, 2024a).

Os elementos estruturais (estacas, vigas de ligação, lajes) podem ser modelados como linearmente elásticos por duas razões principais.

Primeiro, a elevada rigidez desses materiais em comparação com o solo – típica do concreto – faz com que, em condições usuais de serviço (estado de deformações pequenas a moderadas), as tensões nos elementos estruturais permaneçam muito abaixo da tensão de escoamento, e as deformações sejam essencialmente reversíveis (Bentley, 2024a). O comportamento elástico linear é, portanto, uma aproximação adequada para a maioria das aplicações geotécnicas, especialmente quando o foco da análise está nos deslocamentos e nas tensões induzidas no maciço.

3. CASO DE ESTUDO

O estudo de caso se encontra localizado no SIA, Trecho 7, a oeste do Plano Piloto do DF, em Brasília. A área de estudo, conforme ilustrado na Figura 3-1, está inserida em um domínio pedológico caracterizado pela presença de Latossolo Vermelho, solo tropical profundo e poroso

que cobre extensa área da região, cujas propriedades e comportamento mecânico foram amplamente discutidos na Seção 2.4, abrangendo o Plano Piloto e seu entorno.

A escavação, com formato retangular em planta, ocupa uma área aproximada de 3.700m² e atinge a profundidade total de 8,8 metros (Figura 3-2). Em função das restrições impostas pelo ambiente urbano consolidado, com edificações existentes nos flancos sul, leste e oeste, e a Rua SIA 144, Trecho 8, ao norte, optou-se por um sistema de contenção autoportante, que dispensa o uso extensivo de ancoragens. Estes foram empregados apenas pontualmente, em trechos com requisitos específicos de desempenho (porção central dos flancos leste e oeste e na extensão reduzida do flanco sul).

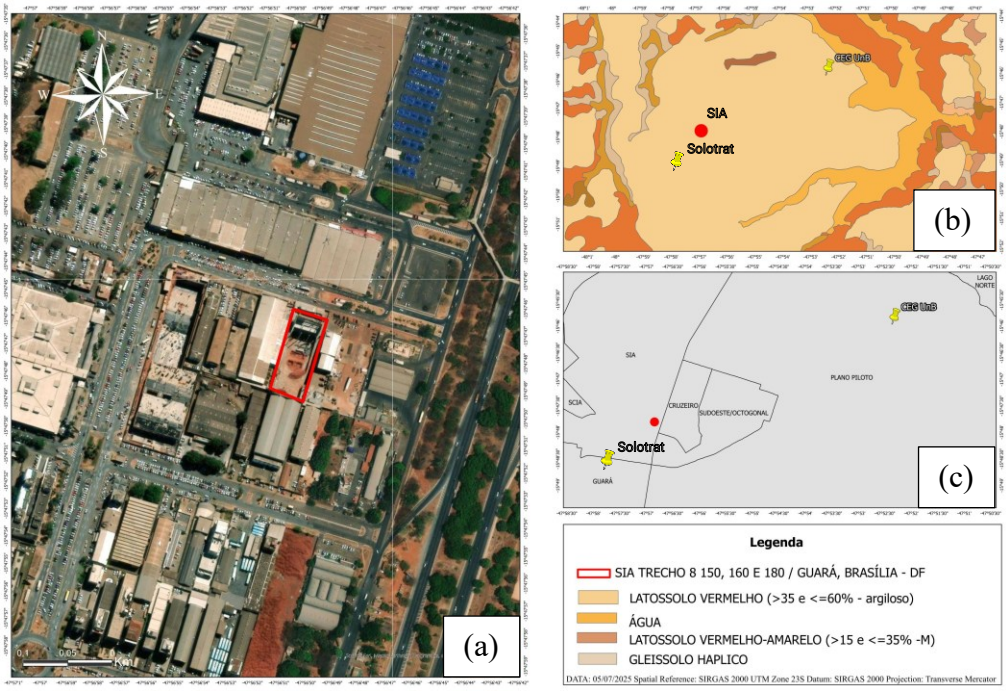


Figura 3-1.Caracterização integrada da área de estudo: (a) cobertura satelital; (b) distribuição espacial dos solos (IPEDF,2020); (c) contexto urbano.

O sistema de estabilização adotado consiste em uma cortina de estacas de concreto armado dispostas em dupla fileira, com diâmetro de 0,80m e espaçamento entre eixos de 1,00m. As estacas da fileira externa possuem comprimento total de 14,0m, enquanto as da fileira interna variam entre 11,0 e 14,0m. A ligação estrutural entre os elementos é garantida por vigas de coroamento, que interconectam as estacas no topo, e por lajes de ligação entre as fileiras, conformando um pórtico

rígido com geometria em "h" (Figura 3-3). A conexão entre as lajes de ligação e as estacas externas é realizada por meio de grampos de aço colados com epoxi, conferindo uma ligação semirrígida que permite a transferência de esforços entre as fileiras sem a necessidade de uma conexão monolítica total. Esse arranjo estrutural confere elevada rigidez global ao sistema, mobilizando um binário resistente que reduz os deslocamentos horizontais em comparação a sistemas convencionais de fileira única, além de evitar a necessidade de escoramentos internos ou ancoragens externas generalizadas, os quais seriam inviáveis no contexto urbano da obra.

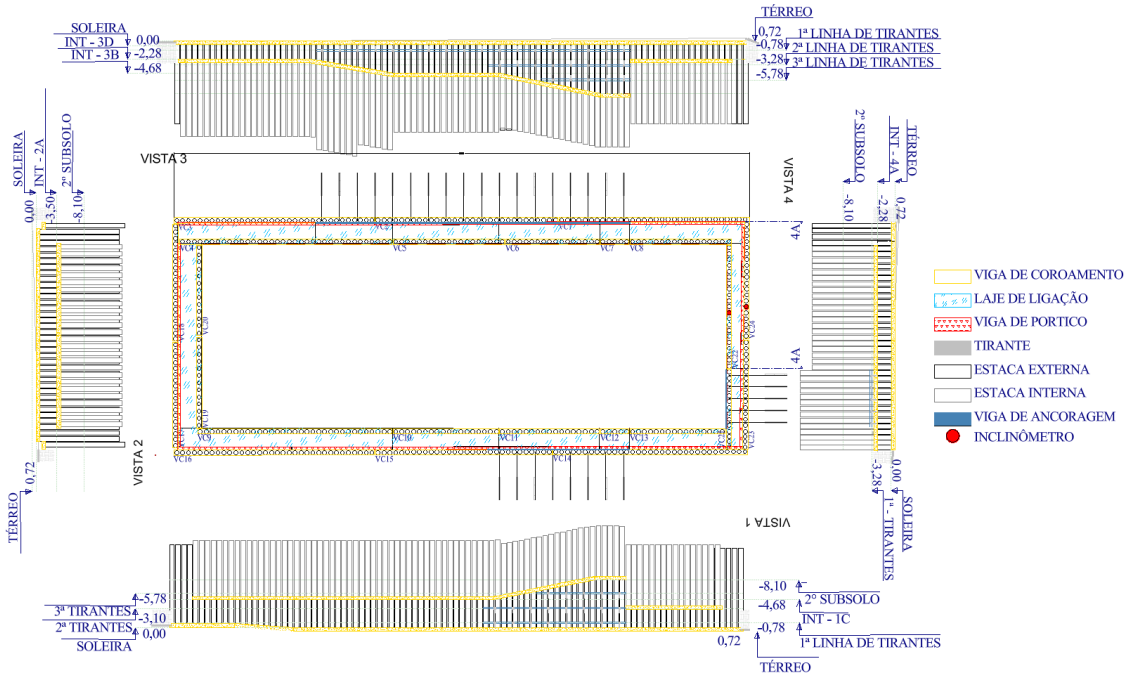


Figura 3-2.Planta geral da obra de contenção com as vistas frontais de cada flanco.

A sequência executiva adotada (sintetizada na Figura 3-4) é descrita a seguir. Inicialmente, procede-se à escavação e concretagem das estacas da fileira externa, seguidas da construção da respectiva viga de coroamento. Em seguida, o nível do terreno é rebaixado até a cota correspondente à cabeça das estacas internas, repetindo-se o processo construtivo para esta fileira, com a diferença de que a viga de coroamento das estacas internas e a laje de ligação são concretadas de forma monolítica. A laje é então conectada às estacas externas por meio dos grampos de aço colados previamente mencionados. Finalizada essa etapa, procede-se ao

rebaixamento até o nível final de escavação, sendo que, nos trechos ancorados, os tirantes são executados antes da conclusão da descida.

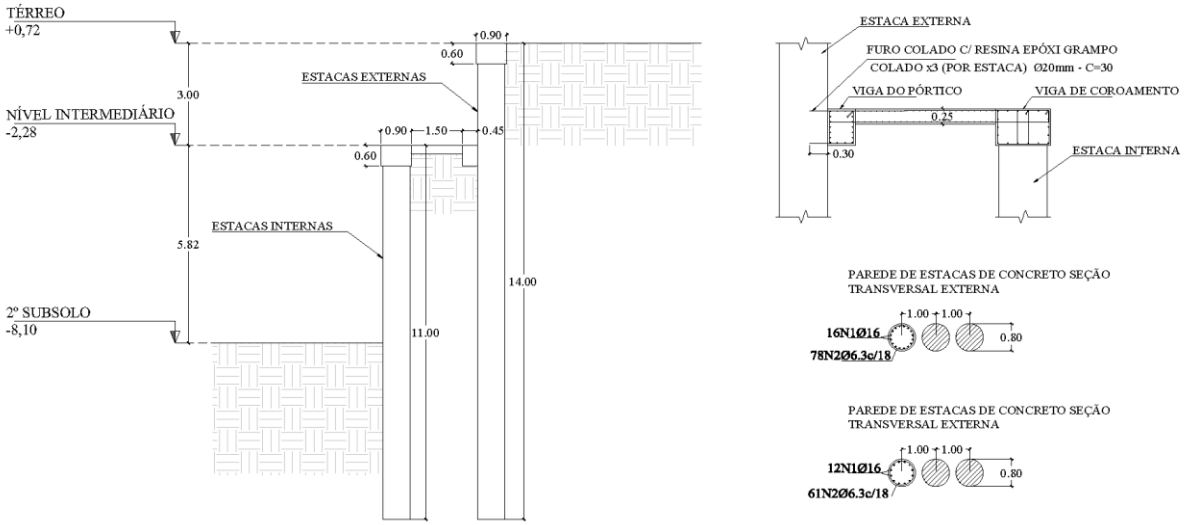


Figura 3-3.Seção da vista 4A com duas fileiras de estacas espaçadas em balanço. Com detalhes executivos dos elementos estruturais (estacas, viga de coroamento e laje de ligação).

Com o objetivo de avaliar o desempenho da contenção e fornecer subsídios para a calibração de modelos numéricos, a obra foi instrumentada com um total de treze inclinômetros, instalados no interior das estacas antes da concretagem, distribuídos ao longo de todo o perímetro escavado. Contudo, apenas os inclinômetros posicionados na Vista 4A (I-09 e I-10, instalados nas estacas externa e interna, respectivamente) possuem leituras de referência (leitura zero) confiáveis, coletadas previamente ao início das atividades de escavação (Figura 3-5). Os demais instrumentos foram instalados em etapas construtivas posteriores, sem a obtenção de uma linha de base inicial representativa do estado indeformado do maciço.

Dessa forma, considerando a criticidade da leitura zero para a correta interpretação dos deslocamentos horizontais em profundidade — conforme discutido na Seção 2.3 — a calibração e validação das modelagens numéricas apresentadas neste trabalho foram fundamentadas exclusivamente nos dados provenientes dos inclinômetros I-09 e I-10, que fornecem a base mais consistente para a comparação entre o comportamento observado em campo e as previsões numéricas.

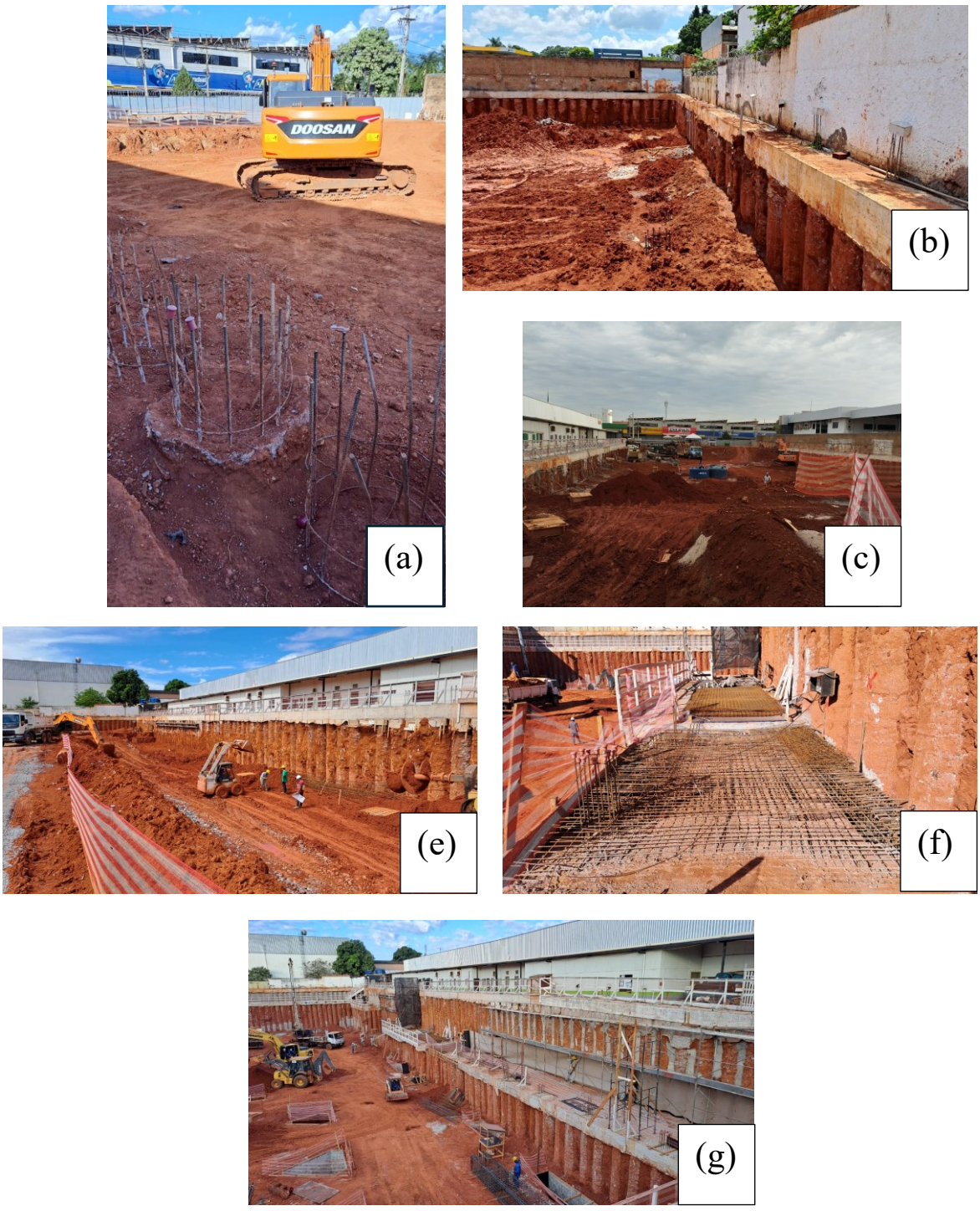


Figura 3-4. Processo executivo do sistema de contenção.



Figura 3-5. Panorâmica geral da realização de leitura no inclinômetro I-09.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL

Com o objetivo de caracterizar o subsolo da área de estudo, foram executados três furos de sondagem a percussão (FS01, FS02 e FS03), com profundidades de até 45 m, distribuídos de forma aleatória na área da obra, conforme ilustrado na Figura 3-6. Durante a perfuração, foi realizado o ensaio SPT, registrando-se o número de golpes necessários para a penetração dos últimos 30cm do amostrador, conforme procedimento normativo.

A Figura 3-7 apresenta os resultados da variação do número de golpes NSPT com a profundidade para cada um dos furos de sondagem. Com base nas mudanças de inclinação observadas nos perfis, foi possível identificar três comportamentos distintos, associados a três camadas de solo: (i) uma camada superficial mole, que se estende desde a superfície até profundidades entre 7 e 10 m; (ii) uma camada intermediária, de consistência média a rija, compreendida entre 10 e 26 m; e (iii) uma camada profunda, de consistência dura a muito dura, que se estende até a profundidade máxima explorada.

Com o intuito de estabelecer o perfil estratigráfico do local e correlacioná-lo com os antecedentes regionais discutidos na Seção 2.4, os resultados de NSPT obtidos nas três sondagens foram compilados e comparados com perfis típicos do Distrito Federal documentados na literatura, conforme apresentado na Figura 3-8.

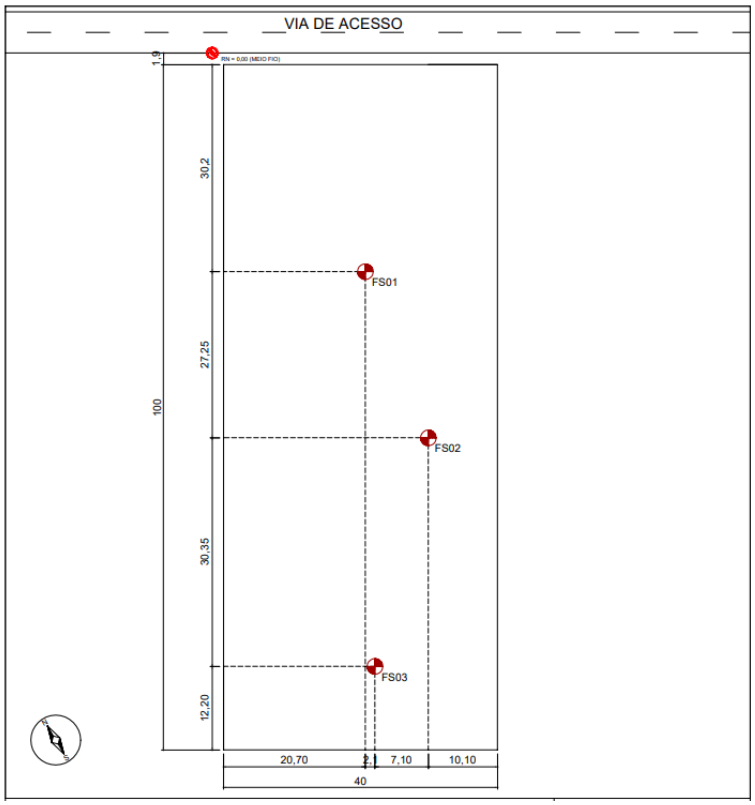
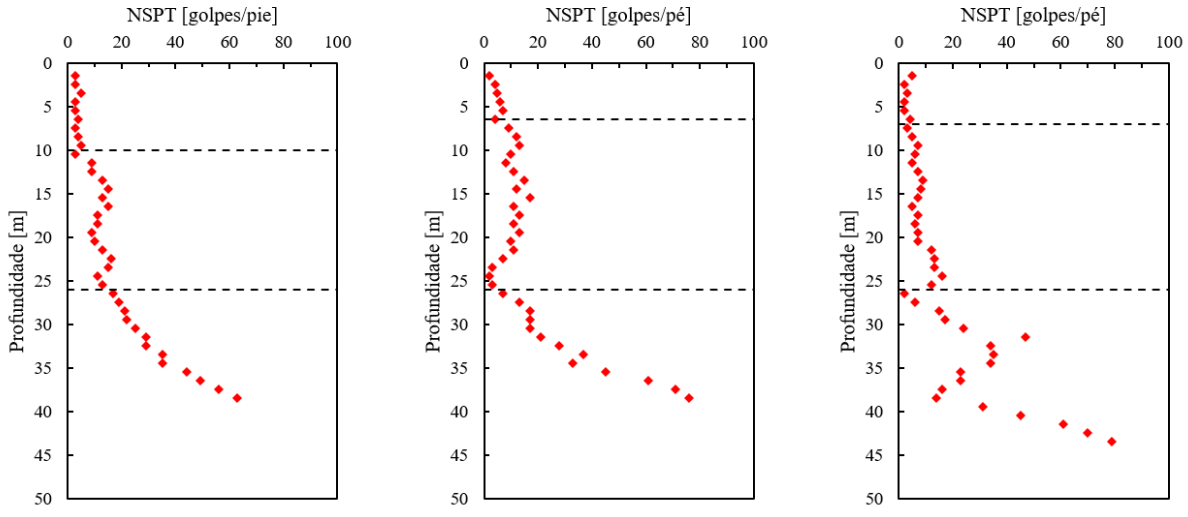


Figura 3-6. Localização em planta das sondagens SPT.



(a) (b) (c)

Figura 3-7. Variação do número de golpes NSPT com a profundidade. (a) Furo de sondagem FS01. (b) Furo de sondagem FS02. (c) Furo de sondagem FS03.

A análise comparativa revela uma clara correspondência entre as camadas identificadas no local e os perfis descritos por Rebolledo et al. (2019a) e Mendoza (2013), especialmente nos primeiros 5 a 7 m de profundidade. Nesse intervalo, ambos os autores identificaram a presença de Argila arenosa vermelha porosa, camada característica da região. Os valores de NSPT obtidos no local — situados entre 3 e 6 golpes/pé (considerando um desvio padrão) — apresentam boa aderência com os intervalos reportados por Mendoza (2013) (1 a 5 golpes/pé, considerando um desvio padrão) e por Rebolledo et al. (2019a) (3 a 5 golpes/pé, considerando um desvio padrão) para a subdivisão entre 3,5 e 5,0 m de profundidade.

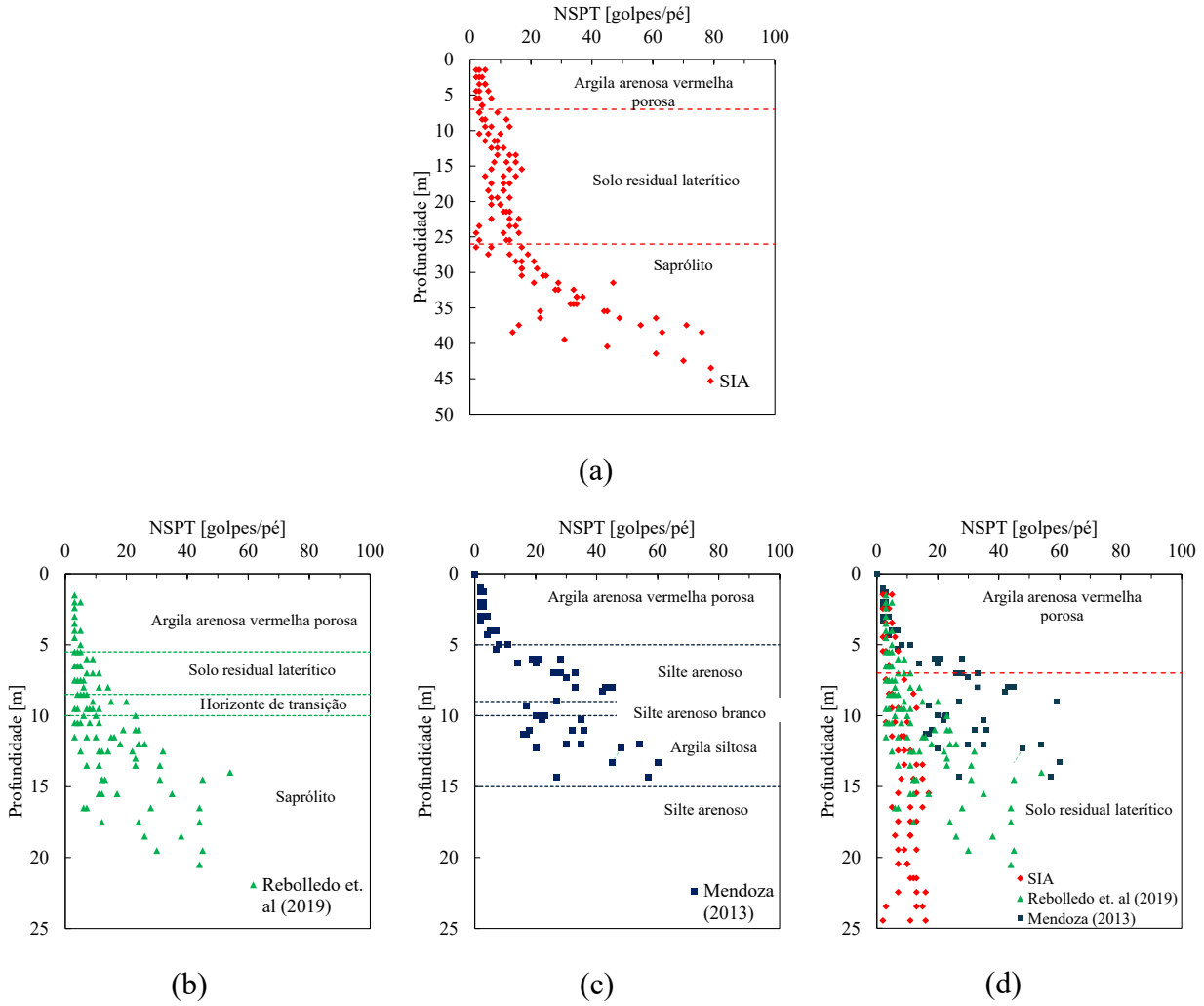


Figura 3-8. Comparativa do perfil do solo e o NSPT do local com pesquisas feitas no DF. (a) Todas as sondagens no local. (b) Todas as sondagens reportadas por Rebolledo et. al (2019a). (c) Todas as sondagens reportadas por Mendoza (2013). (d) Comparativa das anteriores e definição.

Para a camada seguinte, correspondente ao solo residual laterítico descrito por Rebolledo et al. (2019a), observa-se compatibilidade com a segunda camada identificada no local, onde os valores de NSPT situam-se entre 6 e 13 golpes/pé, frente ao intervalo de 4 a 11 golpes/pé reportado pelos autores (ambos com dados limitados a um desvio padrão). O mesmo padrão de correspondência verifica-se para a camada de solo saprolítico, também reportada por Rebolledo et al. (2019a), na qual se observa uma dispersão significativa dos dados e um aumento abrupto dos valores de NSPT, comportamento consistente com o esperado para esse horizonte de transição para o material rochoso.

Com base nas correlações estabelecidas entre os dados de sondagem do local e os perfis típicos da região, define-se, para a área de estudo, o seguinte perfil estratigráfico: uma primeira camada de Argila arenosa vermelha porosa, com espessura de até 7m; sobrejacente a uma camada de solo residual laterítico, que se estende até aproximadamente 26m de profundidade; e, abaixo desta, a camada de solo saprolítico, que se desenvolve até a profundidade máxima explorada (Figura 3-8a e d).

4. SIMULAÇÕES EM ELEMENTOS FINITOS

As simulações em elementos finitos foram realizadas em dois estágios. O primeiro consistiu na modelagem tridimensional da obra completa, com o objetivo de eliminar eventuais efeitos de borda e capturar a resposta tridimensional do sistema, aspectos que modelos simplificados não seriam capazes de representar adequadamente. A partir dessa modelagem, são extraídos os deslocamentos na seção correspondente à Vista 4A, permitindo a comparação direta com os dados dos inclinômetros I-09 e I-10 e, assim, validar das hipóteses adotadas quanto ao perfil estratigráfico e às propriedades geotécnicas do solo.

O segundo estágio compreende as análises paramétricas, nas quais são executadas 84 modelagens tridimensionais, organizadas em estágios construtivos sucessivos, variando-se o arranjo em planta das estacas, a relação espaçamento-diâmetro (S/D), o tipo de conexão entre as fileiras e a condição de saturação do solo, com o intuito de simular os efeitos do colapso por umedecimento.

O programa Plaxis, utilizado nas simulações, emprega elementos tetraédricos de 10 nós para a discretização do maciço em modelos tridimensionais, elementos de linha de 3 nós para a

representação de vigas, elementos bidimensionais de 6 nós para placas e elementos de interface de 12 nós para a modelagem da interação solo-estrutura, conforme ilustrado na Figura 4-1.

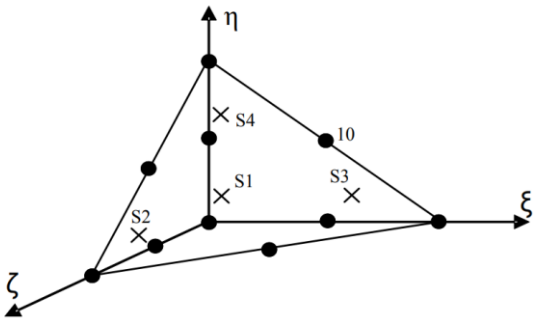


Figura 4-1. Elemento básico do solo em 3D – Tetraedro de 10 nós (Bentley 2024b)

4.1 MODELAGEM DA OBRA COMPLETA

Inicialmente, é desenvolvido um modelo tridimensional com elementos de volume, representando de forma detalhada o trecho correspondente à Vista 4A. Esse modelo considera as duas estacas (interna e externa), as vigas de coroamento e o sistema de ligação entre elas, onde a ligação entre a laje e as estacas é modelada com elementos tipo viga mantendo uma representação realista das barras de aço coladas com epóxi.

Em seguida, é criado um modelo equivalente com elementos tipo placa, no qual as estacas foram substituídas por uma cortina contínua com propriedades médias equivalentes, conforme ilustrado na Figura 4-2. Esse modelo foi calibrado com base no ajuste dos deslocamentos horizontais e esforços internos observados no modelo de volume, de modo a garantir uma resposta mecânica coerente nas zonas críticas.

Para garantir compatibilidade entre os modelos, são mantidos os parâmetros de deformabilidade do modelo linear elástico (Secção 4.3), e calculadas propriedades geométricas equivalentes, como a espessura da placa e seu peso específico. A espessura equivalente da estaca é determinada a partir da condição de manter o momento de inércia de uma seção circular, transformando-o numa seção retangular. Essa equivalência é expressa pela Equação 4-1.

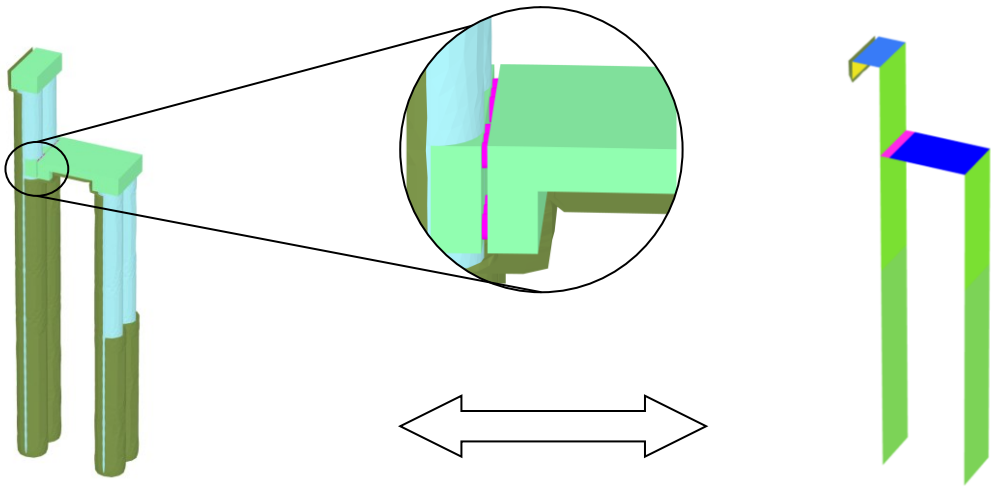


Figura 4-2. Transformação do sistema de elementos de volume a elementos tipo placa.

$$d_e = \sqrt[3]{\frac{12I_e}{D}} \qquad (4\text{-}1)$$

Onde:

I_e - Momento de inercia da estaca.

D - Largura da seção (diâmetro da estaca)

Para o sistema de ligação viga de pórtico-laje-viga de coroamento, a rigidez foi calculada a partir do Teorema de Steiner, com base na composição de três seções retangulares, como mostrado na Equação 4-2.

$$I = \sum_{i=1}^{3}\left(I_{i,cm} + A_i \cdot d_i^{\,2}\right) \qquad (4\text{-}2)$$

Onde:

I - Inercia total.

$I_{i,cm}$ - Momento de inercia de cada componente com relação ao seu próprio centroide.

A_i - Area da seção transversal de cada elemento.

d_i - Distância entre o centroide de cada elemento e o eixo global do conjunto.

No caso da conexão flexível entre a viga de pórtico e à estaca externa, foi adotada uma espessura equivalente igual a duas vezes (dois furos por grampo) o diâmetro das barras de aço que representam os elementos colados com resina epóxi. Essa abordagem visa simular uma ligação que permite rotação (não rígida completa), mas ainda assim controla os deslocamentos horizontais.

Além disso, na cabeça da estaca externa foi simulada a viga de coroamento por meio de dois elementos tipo placa perpendiculares (a 90° entre si), cada um com espessura equivalente à direção representada, de modo a reproduzir com maior fidelidade a rigidez local e, por consequência, o perfil de deslocamentos ao longo da profundidade da estaca.

Como mencionado anteriormente, foi também calibrado o peso específico dos elementos tipo placa com o objetivo de reduzir a influência das forças de corpo (peso próprio) nas análises de elementos finitos. Para isso, buscou-se garantir que a placa equivalente apresentasse o mesmo peso do sistema real, originalmente representado por elementos de volume.

O peso específico equivalente foi calculado a partir da razão entre o peso total do conjunto de estacas e o volume do elemento placa correspondente. Esse cálculo considerou o número de estacas incluídas em uma faixa de largura. A expressão utilizada mostra-se na Equação 4-3.

$$\gamma_{eq} = \frac{P_e}{V_e} = \frac{(L - h_v) \cdot \pi \cdot r^2 \cdot (\gamma_c - \gamma)}{b_e \cdot L \cdot d_e} \qquad (4\text{-}3)$$

Onde:

P_e - Peso estacas.

V_e - Volume das estacas.

L - Comprimento das estacas.

h_v - Altura da viga de coroamento.

r - Raio das estacas.

b_e - Faixa de largura (depende do número de estacas).

γ_c - Peso específico do concreto.

γ - Peso específico do solo.

Já para o sistema de ligação entre as estacas, composto pela viga de pórtico, a laje e a viga de coroamento, a influência da largura da faixa de análise é desprezível. Assim, o peso específico equivalente foi obtido simplesmente como o quociente entre o peso total da estrutura e o volume da placa correspondente. O peso da viga de coroamento considerado só numa das duas placas ortogonais no topo da estaca externa.

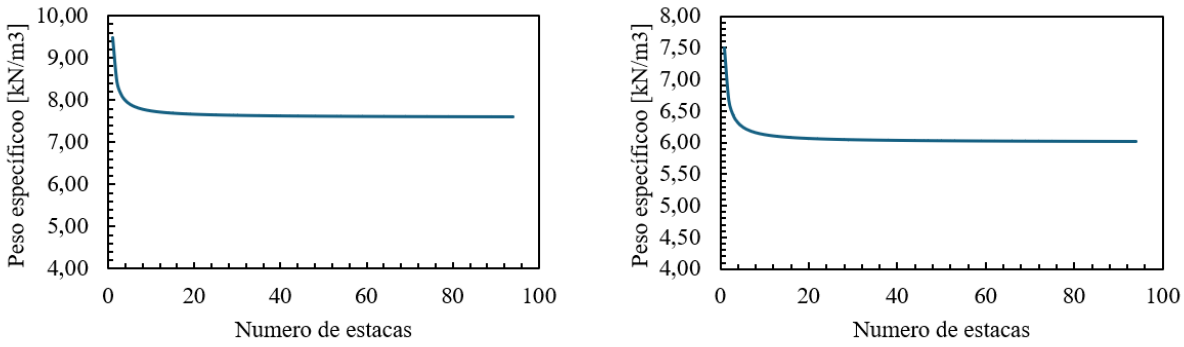
No modelo com elementos de volume, foram inicialmente consideradas interfaces em toda a superfície de contato entre o solo e a estrutura de concreto, representadas pela coloração verde escura na Figura 4-2. Essas interfaces visavam reproduzir com maior realismo a interação solo-estrutura, permitindo o deslizamento relativo e a possível separação em regiões críticas.

No entanto, a partir dos resultados das análises numéricas, observou-se que a separação efetiva entre o solo e a estrutura ocorria apenas na face anterior da viga de coroamento, onde se concentram os esforços horizontais associados ao empuxo de terra. Nas demais regiões, o contato solo-estrutura permaneceu aderente, sem indicar abertura significativa. Diante disso, no modelo com placas equivalentes, optou-se por incluir interfaces apenas nessa zona interna da viga de coroamento, onde sua influência sobre os deslocamentos horizontais é mais pronunciada. As demais superfícies da estrutura foram modeladas em contato direto com o solo, o que se mostrou adequado ao comportamento observado. Essa decisão é tecnicamente justificável, uma vez que o sistema de contenção não está submetido a carregamentos nem a condições que favoreçam o rompimento da interface por tração, como é comum por exemplo fundações profundas em solos moles. Assim, o uso pontual de interfaces reflete com fidelidade o comportamento real da obra, além de contribuir para a otimização do modelo numérico sem prejuízo à precisão dos resultados.

Por fim, o modelo com placas equivalentes é aplicado para representar a totalidade da obra, abrangendo o trecho correspondente à Vista 4A e os elementos estruturais adjacentes, como ancoragens, juntas estruturais e o sistema de ligação entre estacas (Figura 4-4). Essa abordagem permite capturar os efeitos tridimensionais associados à geometria da contenção, mantendo um custo computacional reduzido e níveis satisfatórios de confiabilidade.

Observa-se que o valor obtido depende da largura de análise, que representa a faixa horizontal abrangida pela modelagem com placas. No entanto, esse valor apresenta comportamento assintótico, estabilizando-se a partir de determinada largura, como ilustrado na

Figura 4-3. Assim, adota-se como referência o valor de correspondente à região onde a curva se estabiliza. No local, devido à presença de várias camadas geotécnicas distintas no subsolo, foi necessário calcular valores separados de para cada uma das camadas, respeitando a estratificação do terreno e a variação das propriedades do solo com a profundidade.



(a) (b)

Figura 4-3. Influência da largura (número de estacas) de análise no peso equivalente das estacas modeladas como elementos tipo placa. (a) Camada de argila arenosa vermelha (b) Camada de solo residual laterítico.

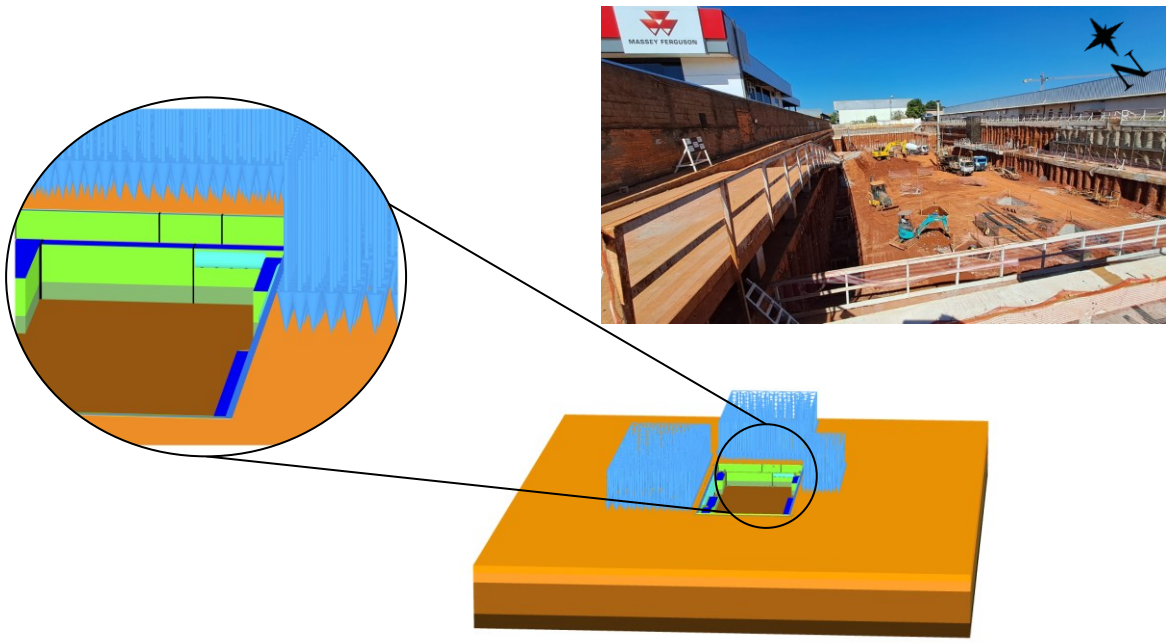


Figura 4-4. Vista panorâmica geral da escavação e modelo 3D considerado.

As juntas estruturais foram modeladas como elementos tipo placa com largura mínima suficiente para representar fisicamente a descontinuidade, evitando exageros que pudessem gerar instabilidades numéricas. Foram atribuídos a esses elementos uma espessura reduzida e um módulo de elasticidade baixo, conforme apresentado na seção 4.3, de modo a simular adequadamente a perda de rigidez nessas regiões sem comprometer a estabilidade do modelo.

Já o efeito das edificações vizinhas sobre a escavação foi representado por meio de cargas de superfície uniformes de 10kN/m², aplicadas nas regiões correspondentes, conforme ilustrado na Figura 4-4. Essa simplificação visa reproduzir, de forma equivalente, as sobrecargas induzidas pelas edificações existentes, uma vez que os deslocamentos gerados por essas cargas são zerados, de modo que sua contribuição seja considerada exclusivamente em termos tensionais, preservando sua influência global sobre o comportamento da escavação.

O domínio do modelo completo apresenta dimensões de 300m na direção “x”, 200m na direção “y” e 30m na direção “z”, com distâncias de 100m até os contornos laterais em “x” e 80m em cada lado em “y”, as quais foram calibradas para garantir que sua influência sobre os resultados fosse pouco significativa. A malha de elementos finitos foi refinada na região da escavação, com elementos menores no interior e progressivamente maiores no exterior, conforme ilustrado na Figura 4-5. Adicionalmente, foi realizada uma análise paramétrica do refinamento da malha com o objetivo de identificar o tamanho de elemento a partir do qual as variações nos deslocamentos obtidos deixassem de ser significativas. Quanto às condições de contorno, nas laterais do modelo foram restringidos os deslocamentos normais à superfície, enquanto na base foi imposta restrição total de deslocamentos.

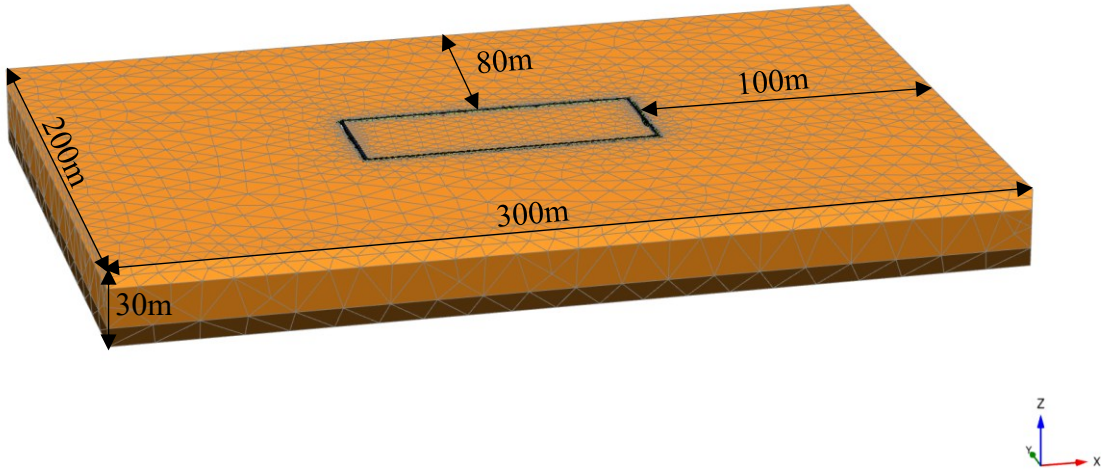
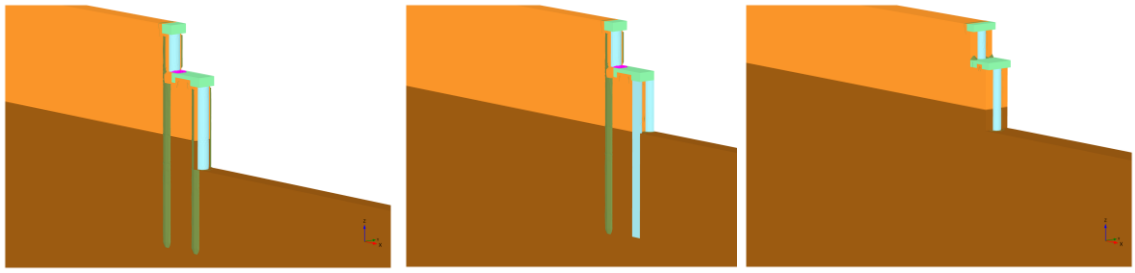


Figura 4-5. Modelo de elementos finitos no modelo da escavação completa.

4.2 ANÁLISES PARÁMETRICAS

As análises paramétricas visam complementar a avaliação do comportamento mecânico que não pode ser capturado com a simplificação adotada na seção anterior. Para tanto, são realizadas simulações em uma faixa de simetria tridimensional com elementos de volume, de modo a representar adequadamente os fenômenos de interesse. Conforme mencionado, foram considerados três casos geométricos: (i) conexão rígida com estacas alinhadas; (ii) conexão flexível com estacas alinhadas; e (iii) estacas em quincôncio (arranjo desencontrado entre as fileiras, no qual as estacas da fileira posterior são posicionadas entre as estacas da fileira frontal), como ilustrados na Figura 4-6. Foram feitas 68 modelagens (Apêndice A), e avaliados 204 casos (cada modelo com três alturas diferentes: 3m, 7m e 8m), onde estimou-se o efeito da saturação de uma camada superficial de 3m de espessura no perfil definido. Para as configurações com estacas alinhadas, foram investigadas variações do espaçamento entre estacas e do espaçamento entre fileiras, expressos, respectivamente, pelas relações S/D e B/D, mantendo-se constante o diâmetro das estacas, igual ao do projeto original. Para o arranjo em quincôncio, avaliou-se apenas a influência da relação S/D. Dessa forma, variaram-se exclusivamente as distâncias entre os elementos, de modo a isolar o efeito das relações geométricas sobre o desempenho estrutural. As simulações foram executadas por etapas, permitindo avaliar os deslocamentos relativos para diferentes alturas de escavação. Adicionalmente, a partir dos resultados obtidos nesses modelos, foram analisados a mobilização do efeito de arqueamento ao final da escavação, os momentos fletores nas estruturas e os fatores de segurança pelo método de redução de resistência disponível no Plaxis.



(a) (b) (d)

Figura 4-6. Modelos considerados para as análises paramétricas numa faixa 3D. (a) Estacas alinhadas com conexão flexível. (b) Estacas em quincôncio. (c) Estacas alinhadas com conexão rígida.

Assim como na modelagem da obra completa, as condições de contorno laterais foram mantidas com restrição normal e, na base, com restrição total. As distâncias até as bordas do domínio e o tamanho dos elementos foram calibrados até que sua influência sobre os resultados se tornasse pouco significativa, conforme ilustrado no modelo padrão apresentado na Figura 4-7.

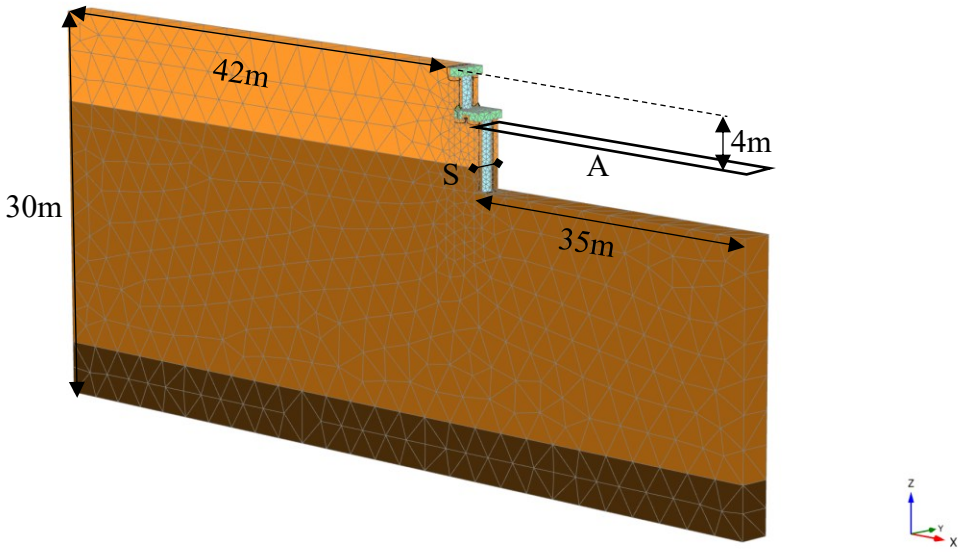


Figura 4-7. Modelo de elementos finitos considerado para as análises paramétricas.

Para caracterizar a rigidez global das diferentes configurações estruturais, utilizou-se o número de flexibilidade proposto por Addenbrooke (1994), que relaciona a rigidez à flexão da contenção com o espaçamento entre os elementos de suporte (Equação 2-3). No caso das configurações com conexão semirrígida o número de flexibilidade é multiplicado por um fator de engaste produto da relação entre o momento máximo com conexão rígida e semirrígida, e que é obtido no capítulo 4.1. Essa abordagem permite condensar em um único parâmetro adimensional as variações geométricas promovidas pelas diferentes combinações de S/D e B/D, facilitando a comparação entre configurações distintas. O momento de inércia do sistema foi calculado com base no teorema de Steiner, considerando a contribuição das duas fileiras de estacas, conforme expresso na Equação 4-4:

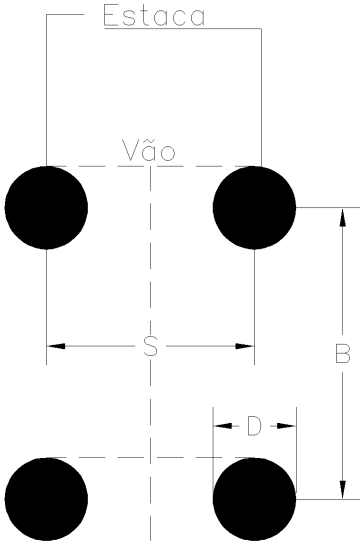


Figura 4-8. Seção transversal A do sistema de contenção em dupla fileira dupla.

$$I = \frac{\pi D^4}{32S} + \frac{\pi D^2 B^2}{8S} \qquad (4\text{-}4)$$

Onde:

I - Momento de inercia do sistema.

D - Diâmetro das estacas.

B - Espaçamento entre fileiras de estacas.

S - Espaçamento entre estacas.

Com o objetivo de quantificar a intensidade do arqueamento de tensões mobilizado entre as estacas, foi proposto um índice de arqueamento, definido como a variação percentual da tensão efetiva intermediária entre a região junto à estaca e o ponto médio do vão livre, em relação ao estado inicial de tensões, conforme apresentado na Equação 4-5.

$$R_n = \left(\frac{\sigma_2^e - \sigma_2^v}{\sigma_2^i} \right) \cdot 100\% \qquad (4\text{-}5)$$

Onde:

R_n - Indice de arqueamento na estaca interna ou externa.

σ_2^e - Tensão efetiva intermediaria na estaca.

σ_2^v - Tensão efetiva intermediaria no vão livre.

σ_2^i - Tensão efetiva intermediaria inicial.

A escolha da tensão efetiva intermediária como variável para quantificar o arqueamento não é arbitrária, sendo fundamentada nos mecanismos discutidos na Seção 2.2.1.1. Conforme ilustrado na Figura 4-7, os eixos globais adotados posicionam a direção "x" como a principal direção de deslocamento da contenção (perpendicular ao paramento, onde ocorre o alívio de tensões induzido pela escavação), a direção "z" como a vertical e a direção "y" como a longitudinal ao longo da cortina (entre as estacas). No estágio inicial de tensões, a tensão em "y" é equivalente à tensão confinante intermediaria, atuante na direção longitudinal. Conforme descrito por Andrade (2024) e sintetizado na analogia do alçapão de Terzaghi (1936), quando o solo tende a se deslocar em direção à escavação, a estabilidade local do maciço entre as estacas é mantida justamente pela tensão principal intermediária, que atua como elemento de confinamento ao longo da direção longitudinal da contenção. Portanto, a redistribuição dessa tensão – com incrementos junto às regiões mais rígidas (estacas) e reduções no centro dos vãos – constitui a manifestação direta do efeito de arqueamento. Dessa forma, o índice proposto na Equação 4-5 captura de forma objetiva a variação percentual do confinamento efetivo mobilizado entre a estaca e o vão livre, permitindo correlacionar quantitativamente a intensidade do arqueamento com os deslocamentos horizontais e a rigidez global do sistema.

4.3 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÊCNICOS E ESTRUTURAIS

Os parâmetros geotécnicos para a condição natural foram definidos com base na calibração realizada por Rebolledo et al. (2019a), que ajustou os parâmetros do modelo HS a partir dos ensaios conduzidos por Guimarães (2002), estabelecendo a relação de correspondência entre os perfis apresentada na Seção 3.1. Os parâmetros resultantes para as diferentes camadas do perfil são apresentados na Tabela 4-1. Para a camada de Argila arenosa porosa vermelha em condição

saturada, procedeu-se a uma calibração adicional a partir dos ensaios realizados por Mendoza (2013), cujos resultados experimentais em condição saturada foram detalhados na Seção 2.4.5. A calibração foi conduzida no programa Plaxis 2D versão 2024, em estado axisimétrico, conforme modelo ilustrado na Figura 4-9. A simulação do ensaio triaxial saturado, apresentada na Figura 4-10, apresentou excelente correspondência com os resultados experimentais, especialmente para baixos níveis de tensão, permitindo a calibração dos parâmetros de resistência e do módulo secante. Para a calibração dos módulos de carga e recarga, foram utilizados os ensaios de compressão realizados por Mendoza (2013), nos quais foi possível simular adequadamente a anisotropia induzida observada nos ensaios, conforme mostrado na Figura 4-11. Tanto para a compressão isotrópica quanto para a anisotrópica (Figura 4-11 a e b respectivamente), os ajustes obtidos foram satisfatórios, reproduzindo com boa aproximação as inclinações dos trechos virgem e de pré-adensamento, bem como o comportamento na descarga. A Figura 4-12 e a Figura 4-13 apresentam comparações entre as simulações das compressões realizadas com os parâmetros calibrados para o estado natural e para o estado saturado, conforme discriminado na Tabela 4-1. No ensaio triaxial observam-se diferenças no comportamento tensão-deformação entre as duas condições, destacando-se principalmente a redução da rigidez do material no estado saturado. Na compressão isotrópica, verifica-se que, no trecho de pré-adensamento, a inclinação da curva é semelhante para ambas as condições, em concordância com as observações de Alonso et al. (1987), citadas por Ruge (2014) e discutidas na Seção 2.4.5. Já no trecho virgem, a inclinação é maior para a condição saturada, indicando maior compressibilidade.

É importante mencionar que, embora o modelo HS utilize a nomenclatura de coesão efetiva, os valores adotados para a condição natural correspondem aos parâmetros obtidos em ensaios realizados na umidade natural do solo. Para as camadas de solo residual laterítico e saprólito, observam-se valores relativamente elevados desse parâmetro em razão da contribuição da coesão aparente associada à sucção matricial. Entretanto, para a argila arenosa porosa vermelha, tanto os ensaios de Guimarães (2002), utilizados por Rebolledo et al. (2019a), quanto os ensaios saturados de Mendoza (2013) indicam valores reduzidos de coesão, evidenciando que esse material apresenta baixa parcela coesiva mesmo na condição natural. Dessa forma, as diferenças entre os parâmetros calibrados para os estados natural e saturado concentram-se principalmente na redução dos módulos de rigidez, em especial do módulo de descarga e recarga, parâmetro de reconhecida influência na resposta deformacional das contenções modeladas.

Ressalta-se que a abordagem adotada não contempla a evolução temporal da frente de umedecimento durante eventos de chuva, nem os efeitos transientes associados à infiltração de água no maciço. A representação desse processo exigiria um modelo constitutivo capaz de incorporar a sucção como variável de estado, como o BBM, aliado a uma análise de fluxo transiente acoplada às condições climáticas locais, considerando parâmetros como intensidade e duração das precipitações, condutividade hidráulica não saturada e a cronologia entre o avanço da escavação e os eventos de chuva. Tais aspectos extrapolam o escopo desta pesquisa, sobretudo em função do elevado número de análises paramétricas realizadas.

Assim, optou-se por uma abordagem simplificada baseada na comparação entre dois estados de equilíbrio: a condição natural, representativa da situação anterior ao umedecimento significativo, e uma condição limite de saturação da camada superficial de argila porosa vermelha. Essa estratégia não busca reproduzir a trajetória de umedecimento do solo, mas avaliar a sensibilidade da contenção à perda da resistência e da rigidez decorrente da eliminação da sucção matricial.

Embora estados intermediários de umidade possam produzir mecanismos adicionais associados ao avanço da frente de saturação e às forças de percolação, esses efeitos não foram considerados nas simulações. Ainda assim, a condição saturada adotada representa uma hipótese conservadora do ponto de vista da rigidez do material, uma vez que os parâmetros utilizados foram calibrados a partir de ensaios triaxiais realizados em corpos de prova efetivamente saturados (Mendoza, 2013), condição significativamente mais severa do que a observada em campo após eventos de chuva, nos quais os registros disponíveis indicam teores de umidade gravimétrica da ordem de 30% na camada superficial (Souza, 2005).

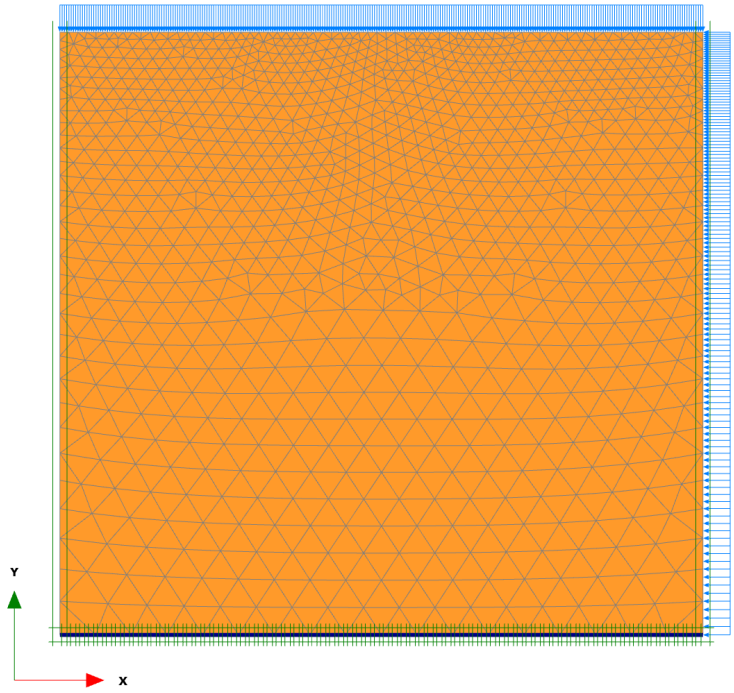


Figura 4-9. Modelo considerado para calibração dos parâmetros saturados.

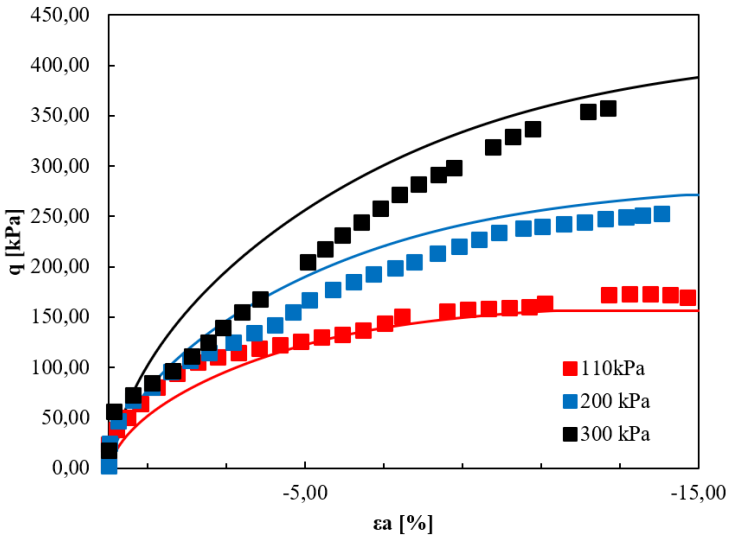


Figura 4-10. Simulação do ensaio triaxial saturado feito por Mendoza (2013) usando o HS.

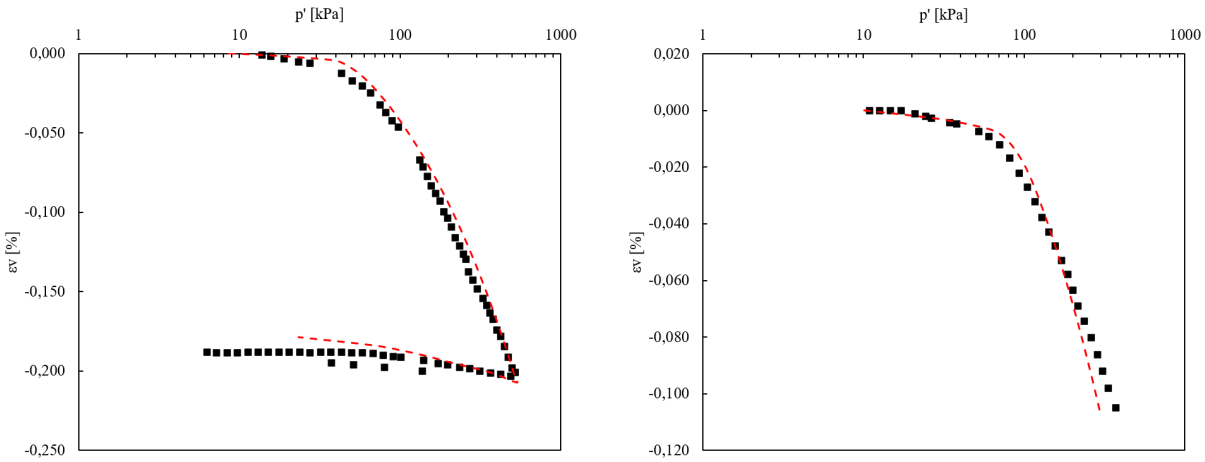


Figura 4-11. Simulação dos ensaios de compressão feito por Mendoza (2013) usando HS. (a) η = 0,3. (b) η = 0

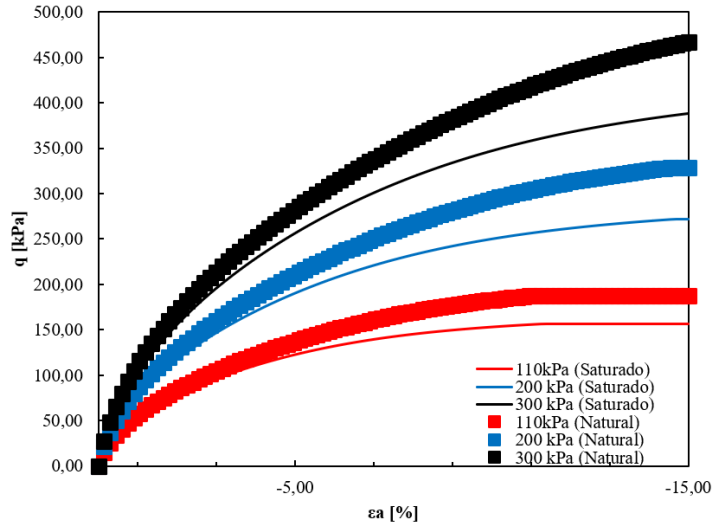


Figura 4-12. Comparativa das simulações dos ensaios de compressão triaxial em condição natural e saturada.

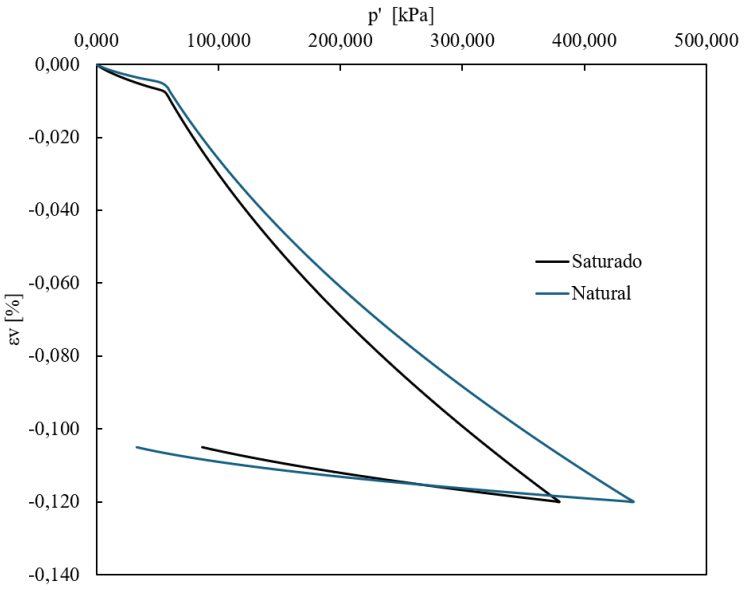


Figura 4-13. Comparativa das simulações dos ensaios de compressão isotrópica em condição saturada e não saturada.

Tabela 4-1. Parâmetros geomecânicos do solo para o modelo HS.

Camada	**Argila arenosa porosa vermelha (Saturada)**	**Argila arenosa porosa vermelha (Natural)**	**Solo residual laterítico**	**Saprólito**
Profundidade [m]	0-3	3-7	7-26	26-30
γ [kN/m³]	14,85	13,90	16,00	18,20
c' [kPa]	5,00	5,00	75,00	20,00
φ' [°]	23,00	26,00	20,00	22,00
ψ [°]	0,00	0,00	0,00	0,00
E_{50}^{ref} [Mpa]	4,00	4,00	13,20	12,20
E_{oed}^{ref} [Mpa]	2,00	2,20	7,00	5,70
E_{ur}^{ref} [Mpa]	25,00	36,90	54,00	54,00
m	0,50	0,50	0,50	0,70
ν_{ur}	0,20	0,20	0,20	0,20
p'_{ref} [kPa]	100,00	100,00	100,00	100,00
R_f	0,90	0,90	0,90	0,80
OCR [kPa]	1,00	1,00	1,00	1,00
K_0^{NC}	0,61	0,56	0,66	0,63
K_0	0,61	0,56	0,66	0,63

Com relação aos parâmetros estruturais, as Tabelas 4-2 e 4-3 apresentam os valores adotados para o modelo linear elástico, com propriedades típicas do concreto armado, conforme discutido. Os elementos estruturais (estacas, vigas de coroamento, lajes de ligação, grampos e juntas) foram modelados com base em suas respectivas geometrias e rigidezes equivalentes, de modo a representar adequadamente o comportamento do sistema de contenção em regime de serviço.

Tabela 4-2. Tabela de parâmetros estruturais no modelo simplificado de placas.

Elemento	**Modelo constitutivo**	**E [kN/m^2]**	**ν**	**d_e [m]**	**γ_{eq} [kN/m^3]**
Estaca em camada de Argila arenosa porosa (Placa)	Elástico linear	$25{,}2\cdot10^6$	0,15	0,67	6,94
Estaca em camada de Solo Residual Laterítico (Placa)	Elástico linear	$25{,}2\cdot10^6$	0,15	0,67	5,50
Laje (Placa)	Elástico linear	$25{,}2\cdot10^6$	0,15	0,67	2,48
Viga de coroamento vertical (Placa)	Elástico linear	$25{,}2\cdot10^6$	0,15	0,60	0,00
Viga de coroamento horizontal (Placa)	Elástico linear	$25{,}2\cdot10^6$	0,15	0,90	10,10
Grampo colado (Viga)	Elástico linear	$20{,}0\cdot10^6$	0,15	0,04	0,00
Juntas (Placa)	Elástico linear	$1{,}0\cdot10^2$	0,15	0,05	0,00

Tabela 4-3. Tabela de parâmetros estruturais no modelo simplificado de placas.

Elemento	**Modelo constitutivo**	**E [kN/m^2]**	**ν**	**γ_c [kN/m^3]**
Estacas, vigas e lajes (Volume)	Elástico linear	$25{,}2\cdot10^6$	0,15	24,00

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 VALIDAÇÃO DO MODELO DA ESCAVAÇÃO COMPLETA E COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SISTEMA

Os perfis de deslocamento obtidos nos modelos com elementos de volume e elementos tipo placa (Figura 4-2 e 5-1) apresentaram elevada concordância, validando a estratégia de equivalência adotada para a modelagem da obra completa. Foi possível representar toda a geometria da escavação com menor custo computacional, preservando adequadamente a rigidez global do sistema e reduzindo a influência de efeitos locais associados à discretização tridimensional dos elementos estruturais. Essa abordagem mostra-se particularmente adequada para a configuração

analisada, caracterizada por um espaçamento entre estacas correspondente à relação S/D = 1,25, condição na qual os mecanismos de arqueamento entre estacas tendem a ser limitados, conforme discutido na Seção 2.2.1.1.

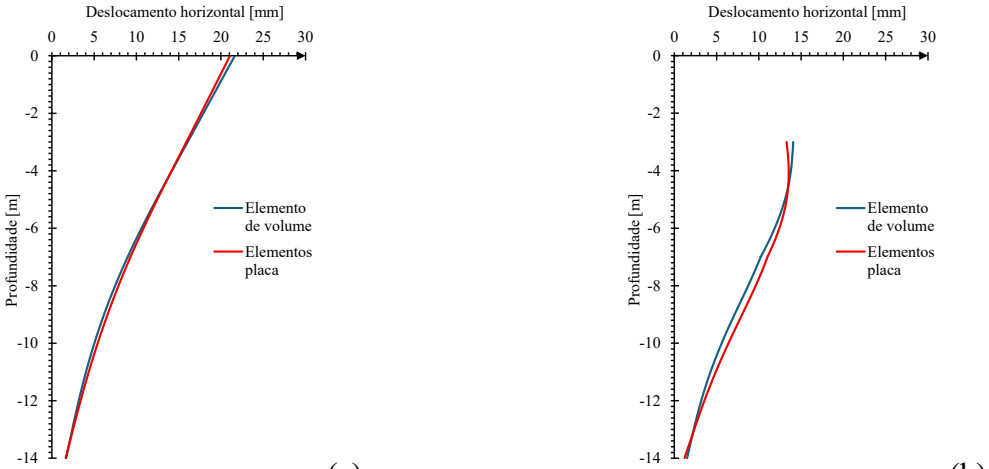


Figura 5-1. Comparação do perfil de deslocamento obtido nas modelações numéricas com elementos volume e tipo placa: (a) Estaca externa (b) Estaca interna.

Em seguida, a comparação entre os deslocamentos previstos pelo modelo simplificado e os resultados obtidos por meio da monitoração inclinométrica (Figura 5-2) demonstrou boa concordância tanto na magnitude quanto na distribuição das deformações ao longo da profundidade. Esse resultado fornece evidências de que o perfil estratigráfico adotado, o modelo constitutivo selecionado e os parâmetros geotécnicos assumidos são capazes de representar adequadamente o comportamento observado em campo.

Uma vez validada a estratégia de modelagem e a parametrização adotada, procede-se à análise do comportamento mecânico da configuração original da obra, caracterizada por S/D =1,25 e B/D =3,5, utilizando-se para esse fim o modelo tridimensional com elementos de volume empregado no processo de equivalência estrutural.

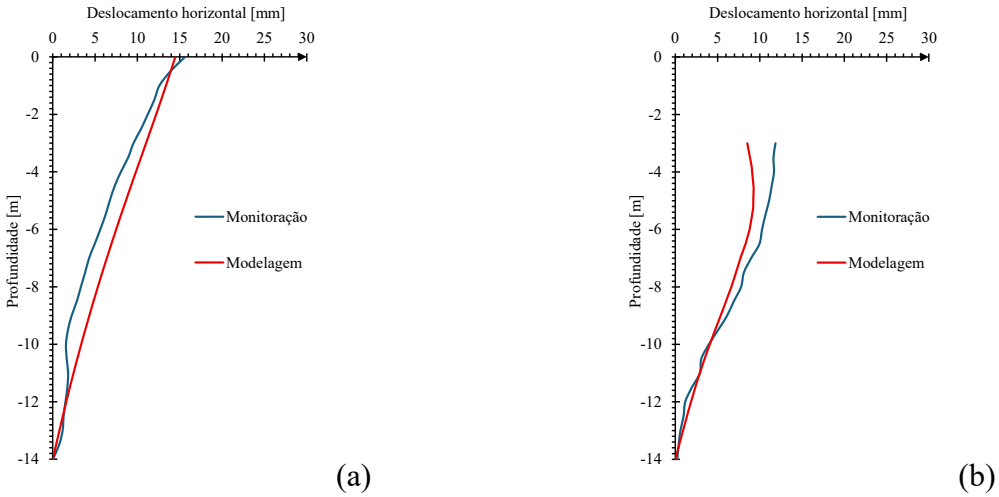


Figura 5-2. Comparação do perfil de deslocamento obtido nas modelações e na monitoração com inclinômetros. (a) Estaca externa (b) Estaca interna.

Com relação aos deslocamentos observados na monitoração, o valor máximo registrado ocorreu na estaca externa, atingindo aproximadamente 16mm, o que corresponde a um deslocamento relativo de 0,18%H. A utilização de deslocamentos normalizados permite comparar o desempenho da estrutura com casos reportados na literatura, independentemente da profundidade da escavação. Ao confrontar esse resultado com bases de dados internacionais, observa-se que o valor obtido é inferior aos deslocamentos médios reportados para contenções em balanço. Long (2001) identificou deslocamentos máximos normalizados médios da ordem de 0,30%H para contenções em balanço (para qualquer tipo de solo), Moormann (2004), compilando diferentes sistemas de contenção executados predominantemente em solos moles, reportou valor médio próximo de 0,87%H, enquanto Want et. al (2023) reportou 0,24%H para estacas em fileira dupla para diferentes tipos de solo. Embora essas bases de dados envolvam diferentes tipos de solo e sistemas estruturais, constituem importante referência para avaliar o desempenho relativo da estrutura estudada. Dessa forma, o deslocamento relativo de 0,18%H indica um desempenho favorável da estrutura analisada, especialmente considerando tratar-se de uma contenção em balanço, sem a utilização de escoras ou tirantes.

A comparação com casos instrumentados no Distrito Federal conduz a conclusões semelhantes. Os estudos disponíveis na literatura local (Magalhães, 2003; Medeiros, 2005; Ruge, 2014) referem-se majoritariamente a cortinas grampeadas ou a sistemas com mecanismos complementares de suporte, nos quais os deslocamentos relativos máximos variam

aproximadamente entre 0,05%H e 0,18%H. Nesse contexto, o valor obtido nesta pesquisa situa-se no limite superior da faixa observada para essas estruturas. Considerando que a contenção analisada opera exclusivamente em balanço, esse resultado evidencia a elevada capacidade do sistema em controlar deslocamentos laterais, atingindo níveis de desempenho comparáveis aos observados em soluções que contam com elementos adicionais de estabilização.

Adicionalmente, observou-se que a rigidez da ligação exerce influência significativa sobre a magnitude dos deslocamentos laterais (Figura 5-3). A adoção de uma conexão rígida promove redução dos deslocamentos em relação ao modelo semirrígido, indicando aumento da rigidez global do sistema. Entretanto, esse comportamento não implica necessariamente em uma solução estrutural mais eficiente, uma vez que os benefícios associados ao controle de deformações devem ser analisados em conjunto com a redistribuição dos esforços internos, conforme discutido no capítulo 5.2.

A análise dos esforços internos (Figura 5-4) permite caracterizar o comportamento estrutural do sistema e confrontá-lo com os mecanismos descritos na literatura para contenções em fileira dupla. Observa-se que a estaca externa apresenta um diagrama de momentos com formato predominantemente em “C”, com máxima solicitação aproximadamente na metade da altura da estaca para o caso de conexão semirrígida, enquanto para conexão rígida toma um formato mais próximo de “S”. Em contraste, à estaca interna apresenta um diagrama em “S” independentemente do tipo de conexão, caracterizado pela presença de momentos positivos e negativos ao longo de sua altura. Esse comportamento aproxima-se parcialmente dos resultados reportados por Jia e Pan (2025) para sistemas de dupla fileira e difere daquele normalmente observado em contenções constituídas por uma única fileira de estacas, nas quais predominam diagramas em “C”. Comparando-se os momentos fletores máximos obtidos para as conexões rígida e semirrígida, verifica-se uma relação de aproximadamente 0,66. Esse valor representa, para a geometria analisada, o ganho de restrição rotacional proporcionado pela ligação rígida e foi adotado como coeficiente de engastamento no cálculo da flexibilidade estrutural empregado nas análises apresentadas no Capítulo 5.2.

Com a variação da conexão, observa-se além, que na estaca interna, entretanto, não se observa redução expressiva dos momentos máximos, ocorrendo principalmente uma redistribuição da forma do diagrama. Na estaca externa, por outro lado, verifica-se aumento dos momentos na região da conexão, resultando em uma resposta estrutural menos equilibrada. Esse comportamento

está em concordância com as observações de Lin et al. (2010) e Shen et al. (2013), que destacam que incrementos sucessivos na rigidez da ligação nem sempre resultam em benefícios proporcionais em termos de deslocamentos, podendo conduzir à concentração de esforços estruturais.

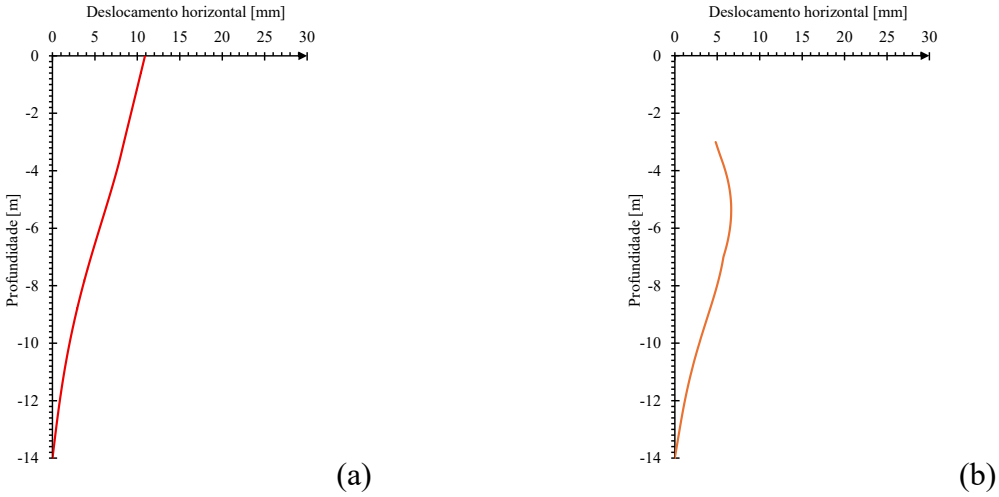


Figura 5-3. Perfil de deslocamentos nas estacas com conexão rígida. (a) Estaca externa (b) Estaca interna.

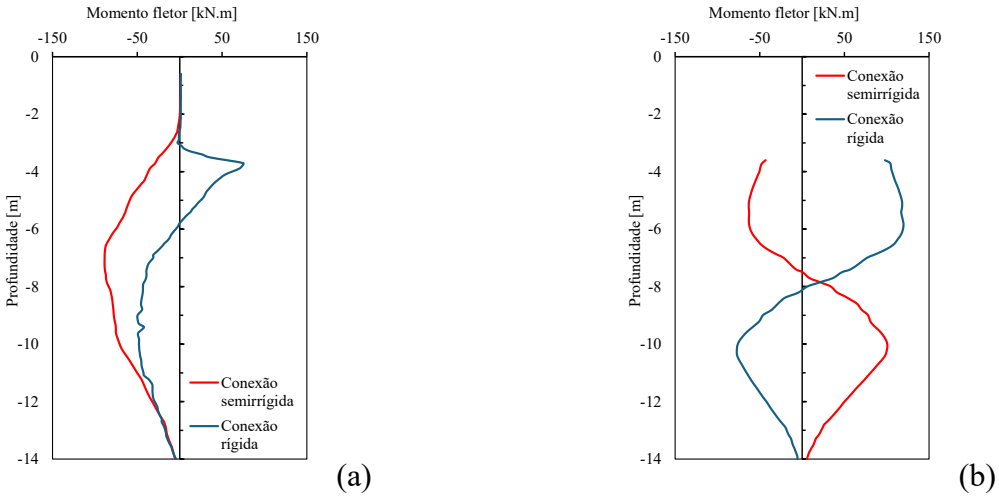


Figura 5-4. Momentos fletores nas estacas. (a) Estaca externa (b) Estaca interna.

Os empuxos mobilizados nas diferentes interfaces do sistema são apresentados na Figura 5-5. De maneira geral, não foram observadas diferenças significativas entre os modelos com conexão rígida e semirrígida, indicando que a rigidez da ligação exerce influência

predominantemente estrutural, sem alterar substancialmente a distribuição das tensões horizontais no maciço.

Adotando a nomenclatura proposta por Jia e Pan (2025), verifica-se que o empuxo Err permanece compreendido entre as condições ativa e em repouso, apresentando maior proximidade com esta última. Resultado semelhante é observado para o Erf, cujo valor também é adequadamente representado pela condição de repouso, embora de forma ligeiramente desfavorável à segurança. No Efr, observa-se novamente boa concordância com a condição de repouso, fornecendo estimativas favoráveis à segurança. O único caso em que a aproximação pela condição de repouso não se mostrou adequada corresponde ao Eff, para o qual a condição passiva representa de forma mais satisfatória o comportamento observado, embora a distribuição não seja igual, os desvios identificados tendem a se compensar quando analisada a resultante global dos empuxos atuantes sobre o sistema.

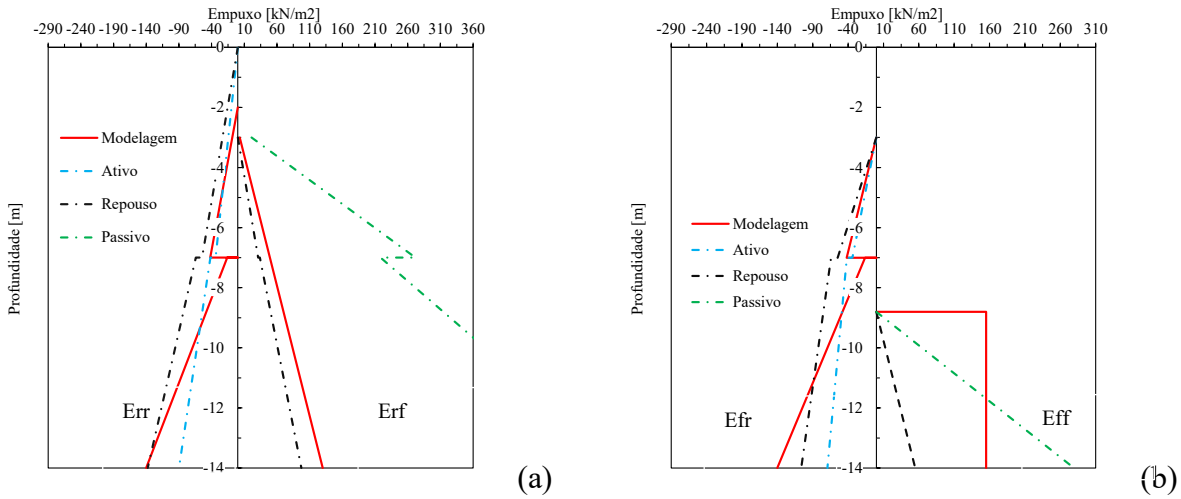


Figura 5-5. Empuxos nas estacas para conexão semirrígida. (a) Estaca externa (b) Estaca interna.

Os empuxos mobilizados nas diferentes interfaces do sistema são apresentados na Figura 5-5. De maneira geral, não foram observadas diferenças significativas entre os modelos com conexão rígida e semirrígida, indicando que a rigidez da ligação exerce influência predominantemente estrutural, sem alterar substancialmente a distribuição das tensões horizontais no maciço.

Adotando a nomenclatura proposta por Jia e Pan (2025), verifica-se que o empuxo Err permanece compreendido entre as condições ativa e em repouso, apresentando maior proximidade com esta última. Resultado semelhante é observado para o Erf, cujo valor também é adequadamente representado pela condição de repouso. No Efr, observa-se novamente boa concordância com a condição de repouso. O único caso em que a aproximação pela condição de repouso não se mostrou adequada corresponde ao Eff, para o qual a condição passiva representa de forma mais satisfatória o comportamento observado, embora a distribuição não seja igual, os desvios identificados tendem a se compensar quando analisada a resultante global dos empuxos atuantes sobre o sistema.

Em conjunto, esses resultados indicam que a estratégia de equivalência estrutural e a parametrização geotécnica adotadas reproduzem de forma consistente o comportamento observado em campo, fornecendo uma base confiável para as análises paramétricas desenvolvidas nas seções seguintes. Como complemento à caracterização mecânica do sistema, são analisados os pontos de plastificação e as trajetórias de tensão, buscando identificar a evolução do estado de tensão e os mecanismos elastoplásticos mobilizados durante a escavação. A Figura 5-6 apresenta os pontos de plastificação, definidos como aqueles que atingiram a envoltória de resistência. Observa-se a ausência de zonas plastificadas contínuas, com apenas pontos isolados mobilizando a resistência, principalmente nas regiões do maciço próximas à contenção.

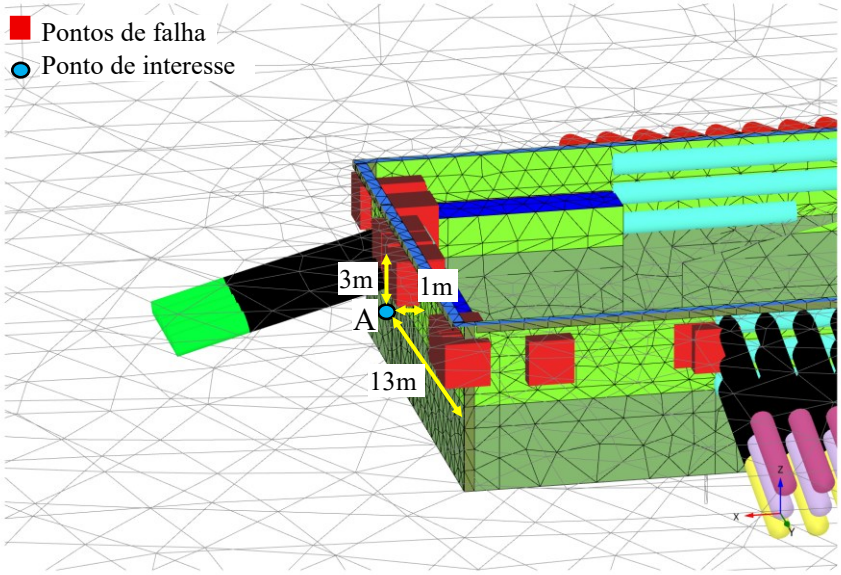


Figura 5-6. Pontos de plastificação na zona de interesse no que corresponde a seção 4-A e redores.

Para o ponto A, localizado no tardoz da estrutura, a trajetória de tensão é apresentada na Figura 5-7. Ao longo da escavação, observa-se pouca variação da tensão desviadora, acompanhada de redução da tensão média e aumento da deformação principal maior. A redução das magnitudes das deformações volumétricas indica ganho de volume (Plaxis considera compressão negativa), associado à expansão do material decorrente do processo de escavação. No plano (p-q), a trajetória caracteriza uma descarga, deslocando-se em direção à envoltória de resistência, porém permanecendo distante dela ao final do processo. Essa condição explica a ausência de plastificação no ponto A e evidencia que a resposta do maciço nessa região é predominantemente controlada pela deformabilidade, e não pela mobilização da resistência ao cisalhamento.

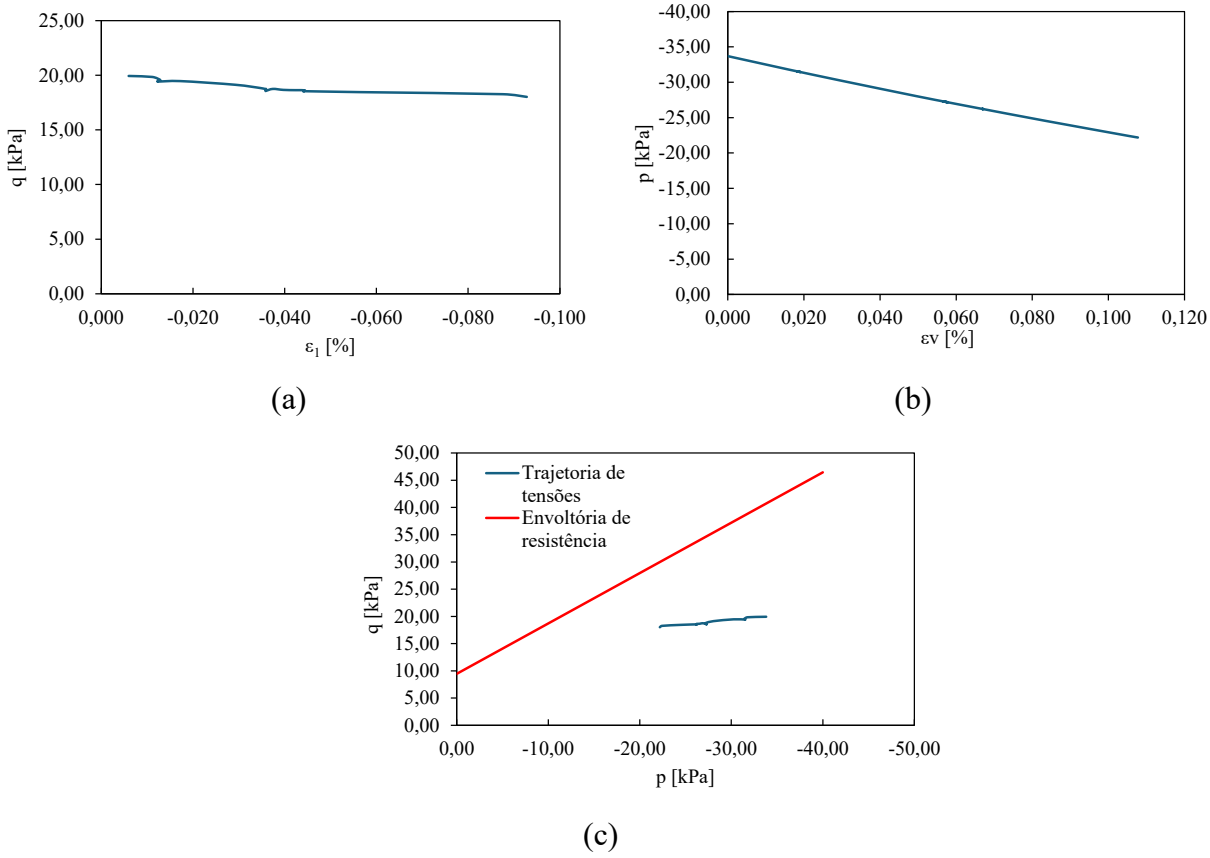


Figura 5-7. Trajetórias de tensão do ponto A. (a) Deformação principal maior versus tensão desviadora. (b) Deformação volumétrica versus tensão normal média. (c) Tensão normal média versus tensão desviadora.

Para a configuração analisada, a deformação principal maior permanece inferior a 0,1%, enquanto os pontos avaliados permanecem afastados da envoltória de resistência. Esse

comportamento reforça a predominância dos parâmetros de deformabilidade na resposta do sistema, particularmente do módulo de recarga. A baixa mobilização da resistência também é compatível com o comportamento observado para o solo de Brasília, no qual mecanismos associados ao amolecimento pós-pico se desenvolvem apenas para níveis de deformação substancialmente superiores aos mobilizados nesta análise. Dessa forma, o modelo Hardening Soil mostra-se adequado para representar o regime de comportamento observado na condição analisada.

5.2 ANÁLISE PARAMETRICA

As Figuras 5-8 a 5-11 apresentam a evolução do deslocamento horizontal máximo da contenção em função da altura de escavação para todas as combinações analisadas de espaçamento entre estacas de uma mesma fileira (S/D), espaçamento entre fileiras (B/D), tipo de conexão entre as estacas (rígida e semirrígida) e condição de saturação do solo. Em cada gráfico, os deslocamentos obtidos ao longo das diferentes etapas de escavação são representados juntamente com a reta que liga a origem ao deslocamento máximo na profundidade final, conforme a abordagem proposta por Peck (1969) e posteriormente empregada por Long (2001) e Moormann (2004), permitindo a determinação do deslocamento horizontal relativo.

De maneira geral, observa-se que, para uma mesma relação S/D, as curvas correspondentes às diferentes relações B/D apresentam dois regimes distintos de evolução dos deslocamentos horizontais. Em todos os casos, a taxa de crescimento dos deslocamentos permanece relativamente reduzida até cerca de 7 m de profundidade de escavação. A partir desse nível, observa-se um aumento pronunciado dessa taxa, indicando maior incremento dos deslocamentos horizontais por unidade de avanço da escavação. Esse comportamento foi observado independentemente da geometria da contenção, da condição de saturação do solo ou do tipo de conexão estrutural.

Observa-se ainda que, durante as etapas iniciais da escavação, as diferentes configurações apresentam respostas muito semelhantes, indicando que a influência dos parâmetros geométricos e estruturais permanece limitada nesse estágio. As diferenças tornam-se significativamente mais pronunciadas nas etapas finais da escavação, quando a resposta deformacional da contenção se torna mais sensível às variações do espaçamento entre estacas, do espaçamento entre fileiras e da rigidez da conexão.

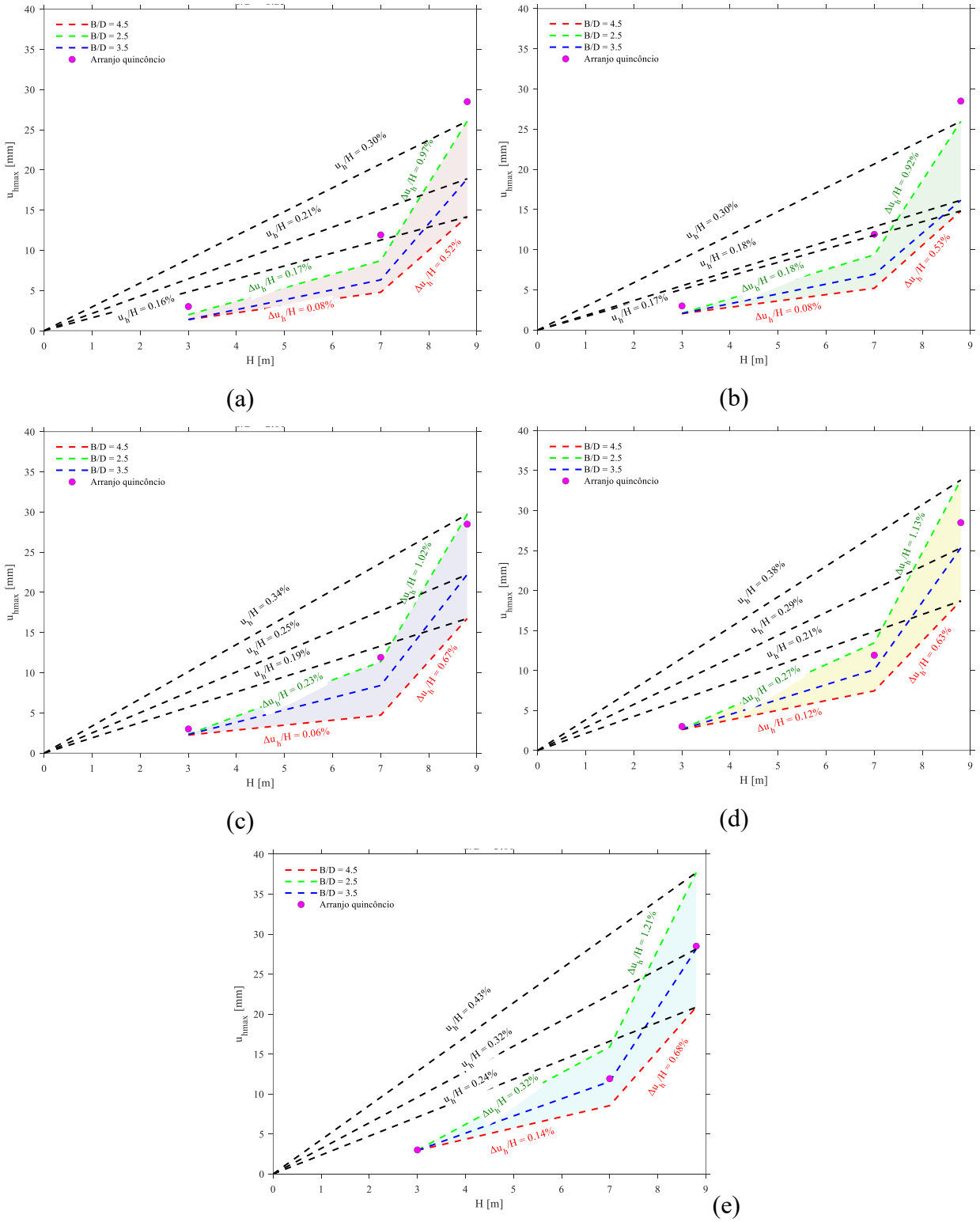


Figura 5-8. Deslocamentos horizontais máximos em função da altura de escavação para conexão semirrígida em estado saturado. (a) S/D = 1.25. (b) S/D = 1.50. (c) S/D = 2.00. (d) S/D = 2.50. (e) S/D = 3.00

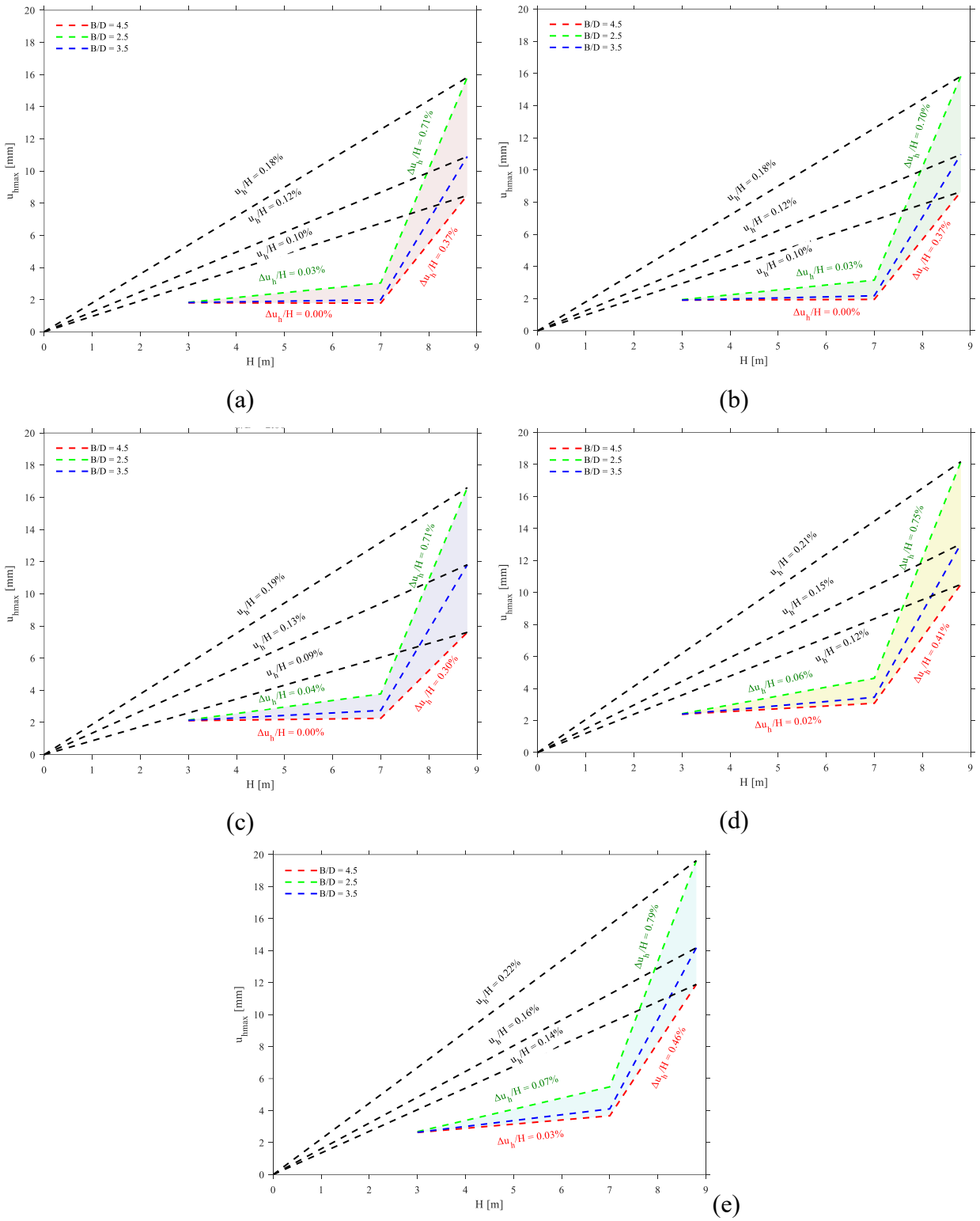


Figura 5-9. Deslocamentos horizontais máximos em função da altura de escavação para conexão rígida em estado saturado. (a) S/D = 1.25. (b) S/D = 1.50. (c) S/D = 2.00. (d) S/D = 2.50. (e) S/D = 3.00

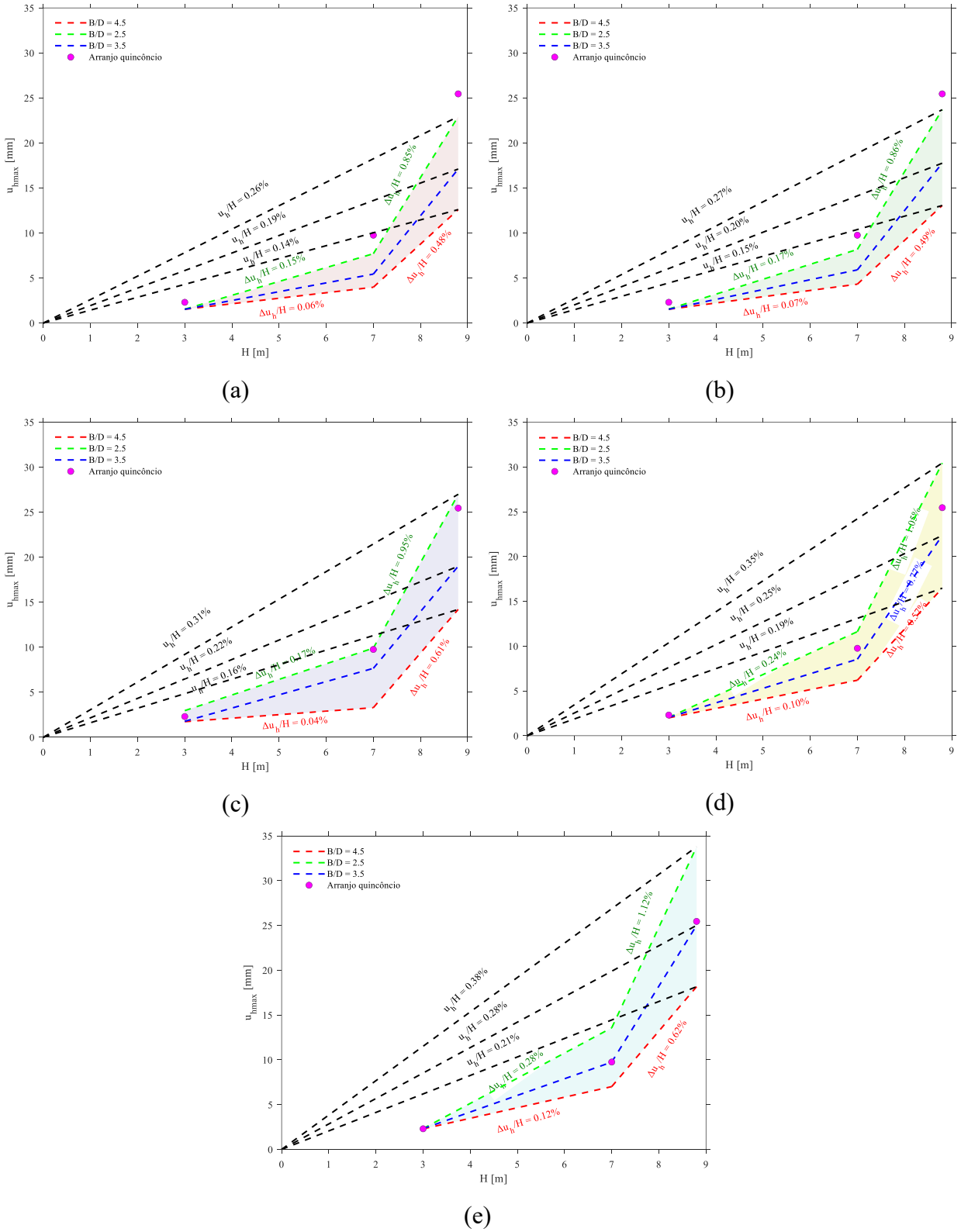


Figura 5-10. Deslocamentos horizontais máximos em função da altura de escavação para conexão semirrígida em estado não saturado. (a) S/D = 1.25. (b) S/D = 1.50. (c) S/D = 2.00. (d) S/D = 2.50. (e) S/D = 3.00

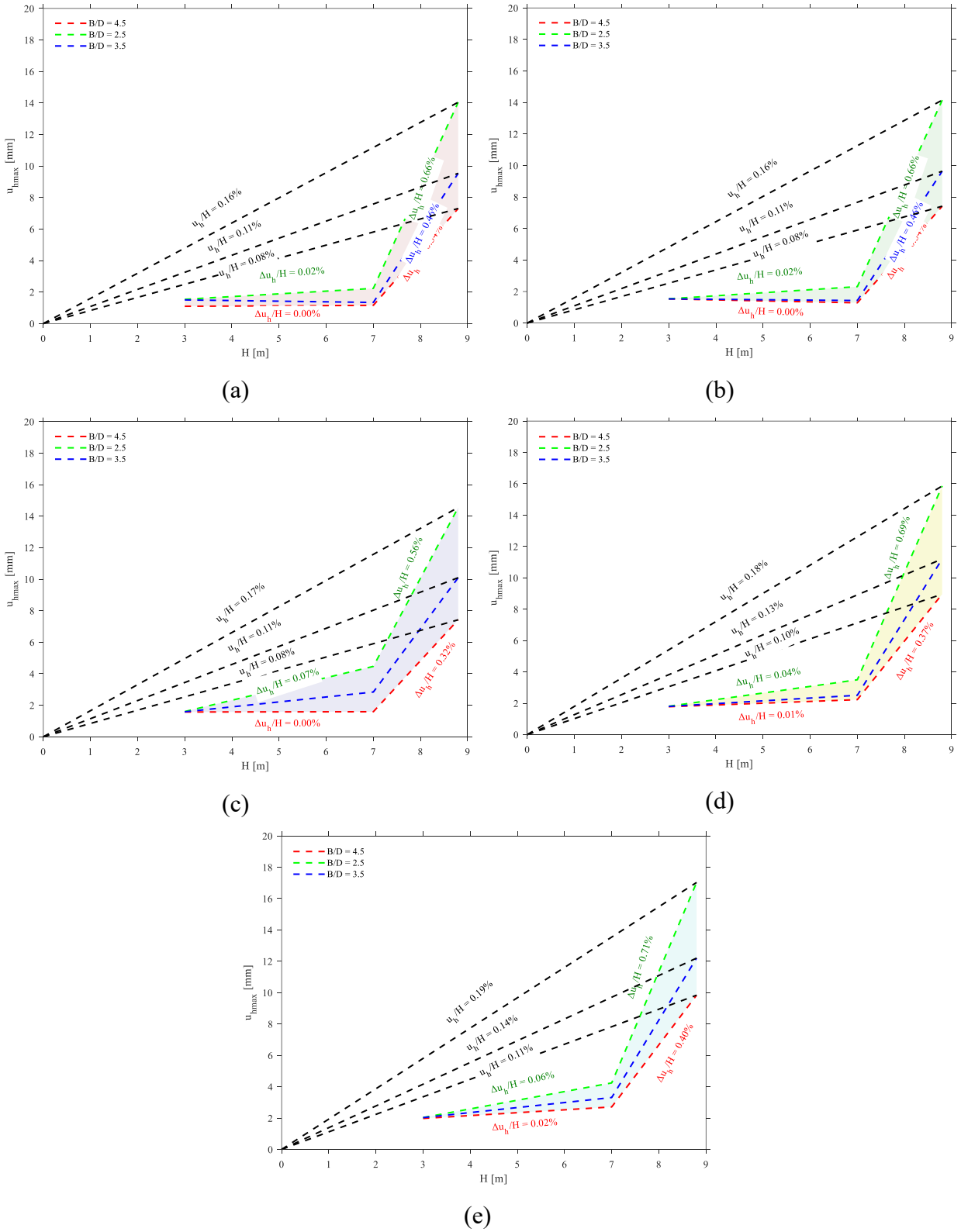


Figura 5-11. Deslocamentos horizontais máximos em função da altura de escavação para conexão rígida em estado não saturado. (a) S/D = 1.25. (b) S/D = 1.50. (c) S/D = 2.00. (d) S/D = 2.50. (e) S/D = 3.00

Embora a metodologia clássica considere que o deslocamento relativo possa ser representado por uma única inclinação ao longo de toda a profundidade escavada, os resultados obtidos indicam que essa hipótese deve ser empregada com cautela para solos tropicais lateríticos. No presente estudo, a mudança observada na taxa de crescimento dos deslocamentos coincide aproximadamente com a transição entre a camada superficial de argila porosa vermelha e o solo residual laterítico, sugerindo que a variação da rigidez do maciço ao longo do perfil exerce influência significativa sobre a evolução dos deslocamentos. Dessa forma, a representação por uma única reta tende a simplificar um comportamento cuja evolução ocorre em dois regimes distintos ao longo da escavação, particularmente em perfis estratificados de solos tropicais.

Além disso, essa influência se intensifica à medida que aumenta a relação S/D. Para pequenos espaçamentos entre estacas, as diferenças entre as curvas associadas às distintas relações B/D são relativamente reduzidas. Entretanto, à medida que o espaçamento entre estacas aumenta, essas diferenças tornam-se progressivamente mais pronunciadas, evidenciando uma interação entre os dois parâmetros geométricos. Esse resultado indica que os efeitos do espaçamento entre fileiras não podem ser analisados isoladamente, uma vez que sua influência depende do espaçamento entre estacas da mesma fileira.

Outra tendência consistente observada refere-se à influência do espaçamento entre fileiras. Para uma mesma relação S/D, o aumento da relação B/D reduz sistematicamente os deslocamentos horizontais relativos, enquanto as menores relações B/D produzem as maiores inclinações das retas representativas. Observa-se ainda que essa influência se intensifica à medida que aumenta a relação S/D. Para pequenos espaçamentos entre estacas, as diferenças entre as curvas associadas às distintas relações B/D são relativamente reduzidas. Entretanto, à medida que o espaçamento entre estacas aumenta, essas diferenças tornam-se progressivamente mais pronunciadas, evidenciando uma interação entre os dois parâmetros geométricos. Esse comportamento evidencia que o espaçamento entre fileiras constitui um dos principais parâmetros responsáveis pelo controle da deformabilidade da contenção, sendo sua influência perceptível em todas as combinações analisadas.

A influência do espaçamento entre estacas de uma mesma fileira também se mostrou significativa. Em geral, o aumento da relação S/D conduz ao aumento dos deslocamentos horizontais relativos, indicando redução da rigidez global do sistema à medida que as estacas são

mais espaçadas. Essa tendência é observada para ambas as condições de saturação e para os dois tipos de conexão estudados.

Comparando os diferentes sistemas estruturais, verifica-se que as contenções com conexão rígida apresentam deslocamentos relativos significativamente inferiores aos obtidos com conexão semirrígida. Além disso, até aproximadamente 7m de profundidade de escavação, os deslocamentos relativos permanecem inferiores a aproximadamente 0,03%, evidenciando comportamento praticamente rígido durante a maior parte da sequência executiva da escavação. Apenas nas etapas finais observa-se incremento mais pronunciado da deformabilidade da estrutura.

A condição de saturação do solo também influencia a resposta da contenção, embora em menor intensidade que os parâmetros geométricos e estruturais. Em praticamente todas as configurações analisadas, os casos saturados apresentaram deslocamentos relativos ligeiramente superiores aos correspondentes modelos não saturados, indicando que a redução da sucção matricial favorece a mobilização das deformações laterais.

Por outro lado, o arranjo das estacas (alinhado ou em quincôncio) não apresentou vantagens sob o ponto de vista dos deslocamentos horizontais. Pelo contrário, para relações S/D de até aproximadamente 2,5, o arranjo em quincôncio resultou, de modo geral, em deslocamentos ligeiramente superiores aos observados para o arranjo alinhado, não justificando sua adoção como estratégia para redução das deformações laterais da contenção.

Os valores extremos obtidos reforçam essas tendências. Para a conexão semirrígida em condição saturada (Figura 5-8), os deslocamentos relativos variaram entre 0,16% (S/D = 1,25 e B/D = 4,5) e 0,43% (S/D = 3,0 e B/D = 2,5). Na condição saturada com conexão rígida (Figura 5-8), os valores reduziram para o intervalo entre 0,10% e 0,22%. Para os modelos não saturados, os deslocamentos variaram entre 0,14% e 0,38% para a conexão semirrígida (Figura 5-10) e entre 0,08% e 0,19% para a conexão rígida (Figura 5-11). Esses resultados evidenciam que a rigidez da conexão exerce influência mais pronunciada sobre a redução dos deslocamentos do que a própria condição de saturação do maciço.

Com o objetivo de avaliar de forma integrada a influência da rigidez global da contenção sobre sua resposta deformacional, a Figura 5-10 apresenta a relação entre o número de flexibilidade proposto por Addenbrooke (1994) e o deslocamento horizontal relativo correspondente à máxima altura de escavação. Diferentemente das Figuras 5-8 a 5-11, nas quais a evolução dos

deslocamentos é analisada ao longo das diferentes etapas construtivas, essa representação permite comparar diretamente a resposta final das diferentes configurações geométricas e estruturais.

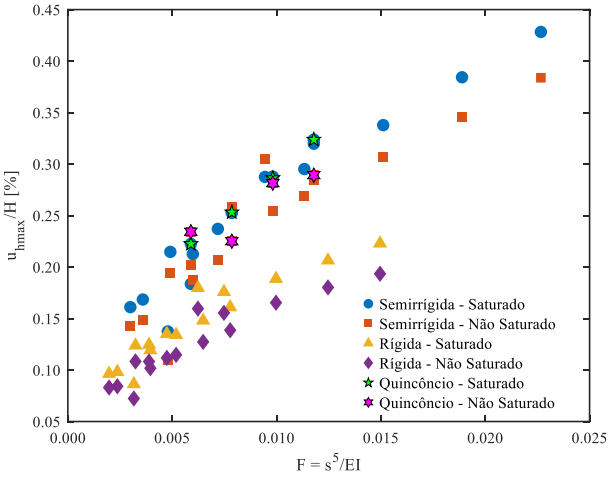


Figura 5-12. Deslocamento horizontal máximo do muro em função do número de flexibilidade de Addenbrooke (1994).

Observa-se que os resultados se distribuem em duas faixas bem definidas. A faixa inferior corresponde às contenções com conexão rígida, enquanto a superior reúne os modelos com conexão semirrígida, evidenciando que, para níveis equivalentes de flexibilidade, a rigidez da conexão exerce influência significativa sobre os deslocamentos horizontais. Em ambas as faixas, os modelos saturados tendem a apresentar deslocamentos ligeiramente superiores aos respectivos modelos não saturados, corroborando as tendências identificadas anteriormente. A separação entre essas duas faixas ocorre praticamente em toda a extensão dos valores de flexibilidade analisados, indicando que a rigidez da conexão continua exercendo influência própria sobre os deslocamentos, mesmo quando os efeitos geométricos são sintetizados pelo número de flexibilidade.

Outro aspecto importante refere-se ao comportamento do arranjo das estacas. Assim como observado nas análises em função da altura de escavação, os modelos alinhados e em quincôncio permanecem praticamente sobrepostos ao longo de toda a faixa de flexibilidade analisada, indicando que o arranjo das estacas possui influência pouco significativa sobre a magnitude dos deslocamentos relativos quando comparado aos efeitos da geometria global e da rigidez da conexão.

Verifica-se ainda que a sensibilidade dos deslocamentos ao aumento da flexibilidade é distinta para os dois sistemas estruturais. Nas contenções com conexão rígida, os deslocamentos

permanecem relativamente limitados, variando aproximadamente entre 0,08% e 0,22%, independentemente da condição de saturação. Em contraste, as contenções com conexão semirrígida apresentam maior amplitude de resposta, com deslocamentos relativos compreendidos entre aproximadamente 0,14% e 0,43%. Esses resultados evidenciam que a conexão rígida reduz significativamente a deformabilidade da estrutura, mesmo quando a flexibilidade global da contenção aumenta. Além disso, observa-se menor dispersão dos resultados para as contenções com conexão rígida, indicando que esse sistema se mostra menos sensível às variações da flexibilidade global da contenção.

A distribuição dos pontos sugere ainda uma tendência de comportamento assintótico entre o deslocamento relativo e o número de flexibilidade. Embora a faixa de valores analisada não permita caracterizar completamente essa relação, observa-se que o incremento dos deslocamentos tende a diminuir para valores elevados de flexibilidade, sugerindo uma relação não linear, na qual o incremento dos deslocamentos tende a se reduzir para valores elevados do número de flexibilidade. Nesse cenário, as contenções semirrígidas apresentam uma assíntota superior à observada para as contenções rígidas, refletindo a maior capacidade de deformação desse sistema estrutural.

O aumento da flexibilidade não conduz a um crescimento indefinido dos deslocamentos horizontais, e os resultados sugerem uma tendência de estabilização da resposta deformacional para determinadas configurações geométricas. Entretanto, essa estabilização não implica necessariamente um comportamento estrutural mais favorável, uma vez que a escolha da rigidez da contenção deve considerar simultaneamente os fatores de segurança e os esforços internos mobilizados, particularmente os momentos fletores. Dessa forma, a avaliação isolada dos deslocamentos não é suficiente para definir a configuração estrutural mais adequada, tornando necessária a análise conjunta dos demais parâmetros de desempenho apresentados nas seções seguintes.

A interpretação dos resultados da Figura 5-12 evidência, portanto, que o número de flexibilidade constitui um parâmetro eficiente para organizar e interpretar a resposta deformacional das diferentes configurações analisadas, reunindo em uma única representação os efeitos combinados da geometria da contenção, da rigidez da conexão e da condição de saturação do solo.

Embora as Figuras 5-8 a 5-11 permitam identificar claramente as tendências gerais do comportamento da contenção, cada gráfico reúne um elevado número de inclinações associadas

aos deslocamentos relativos das diferentes combinações geométricas, dificultando uma comparação quantitativa entre todos os modelos analisados. Situação semelhante ocorre na Figura 5-12, que permite identificar claramente a influência da flexibilidade estrutural sobre os deslocamentos horizontais relativos, mas a elevada concentração de pontos dificulta a identificação de tendencias centrais e da dispersão dos resultados. Dessa forma, torna-se conveniente empregar uma abordagem estatística que sintetize a distribuição dos deslocamentos relativos em função da flexibilidade global da estrutura.

Com o objetivo de complementar essa interpretação, a Figura 5-13 apresenta a distribuição do deslocamento horizontal relativo máximo em função do número de flexibilidade de Addenbrooke (1994), cujos valores foram divididos em quatro quartis (Q1 a Q4). Essa classificação permite avaliar a influência da rigidez global da contenção sobre sua resposta deformacional, considerando separadamente os estados do de solo saturado e não saturado.

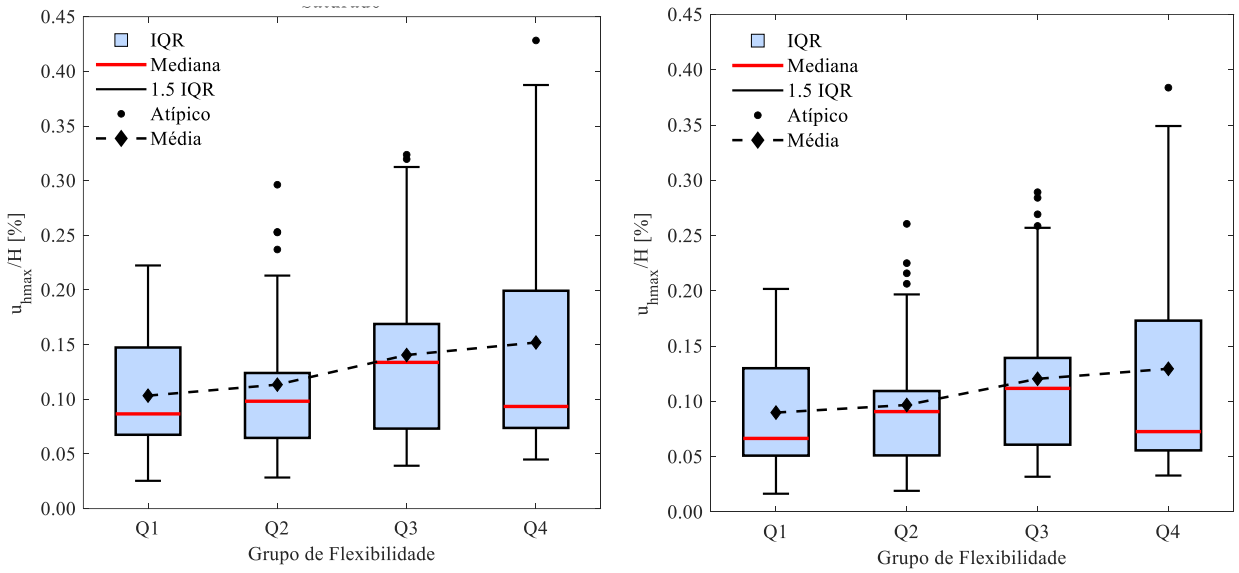


Figura 5-13. Gráficos de caixas e bigodes para cada estado. (a) Estado saturado. (b) Estado não saturado.

De maneira geral, observa-se uma tendência de aumento dos deslocamentos relativos à medida que a flexibilidade da estrutura aumenta. No estado saturado, as médias evoluem de aproximadamente 0,10% no primeiro quartil para cerca de 0,15% no quarto quartil, enquanto, no estado não saturado, variam entre aproximadamente 0,08% e 0,13 %. Apesar dessa tendência

crescente, as medianas apresentam variações relativamente discretas entre os quartis, indicando que o aumento da flexibilidade influencia principalmente a dispersão dos resultados e a ocorrência de deslocamentos elevados, mais do que o comportamento típico representado pelo valor mediano. Sob essa perspectiva, o aumento da flexibilidade não altera de forma expressiva a resposta típica da contenção, representada pela mediana, mas amplia a dispersão dos resultados e a probabilidade de ocorrência de deslocamentos extremos, aspecto particularmente relevante para a avaliação do desempenho em serviço da contenção.

O intervalo interquartil (IQR) também apresenta tendência de crescimento nos grupos de maior flexibilidade, particularmente em Q4, evidenciando que estruturas mais flexíveis tendem a apresentar respostas mais variáveis. Esse comportamento é observado em ambas as condições de saturação, embora os modelos saturados apresentem, de forma geral, deslocamentos ligeiramente superiores aos correspondentes modelos não saturados, confirmando as tendências observadas nas análises anteriores.

Os valores atípicos concentram-se predominantemente nos quartis intermediários e superiores (Q2 a Q4), estando associados, em sua maioria, às contenções com conexão semirrígida. A análise das combinações geométricas correspondentes a esses pontos mostra que a maior parte deles ocorre para relações reduzidas entre fileiras (B/D = 2,5), independentemente da relação S/D. Esse resultado reforça que a ocorrência dos maiores deslocamentos está mais fortemente associada à redução do espaçamento entre fileiras do que ao aumento isolado do espaçamento entre estacas. Embora relações elevadas de S/D também estejam presentes em diversos casos extremos, essa variável não se mostrou suficiente, por si só, para explicar a ocorrência dos maiores deslocamentos. Em contrapartida, o arranjo das estacas, alinhado ou em quincôncio, não apresentou influência consistente sobre a distribuição dos resultados, uma vez que ambos aparecem associados aos valores atípicos.

Esses resultados reforçam que o aumento da flexibilidade estrutural favorece o desenvolvimento de maiores deslocamentos horizontais e amplia significativamente a variabilidade da resposta da contenção. Ao mesmo tempo, evidenciam que a pequena distância entre as fileiras de estacas (B/D = 2,5) constitui o principal fator associado à ocorrência dos deslocamentos extremos, sugerindo que essa variável exerce influência mais significativa sobre a deformabilidade do sistema do que a variação isolada do espaçamento entre estacas de uma mesma fileira.

Sob o ponto de vista metodológico, a utilização dos diagramas de caixas e bigodes mostrou-se particularmente adequada para sintetizar o elevado número de combinações geométricas analisadas. Enquanto os gráficos individuais permitem compreender o comportamento de cada modelo, a abordagem estatística evidencia tendências globais dificilmente perceptíveis pela inspeção visual dos resultados individuais, permitindo identificar simultaneamente tendências centrais, dispersões e valores extremos. Dessa forma, a análise estatística confirma quantitativamente as tendências identificadas anteriormente e fornece uma base mais robusta para a avaliação da influência da flexibilidade estrutural sobre os deslocamentos horizontais da contenção.

A Figura 5-14 apresenta a relação entre o fator de segurança global, obtido pelo método da redução da resistência ao cisalhamento, e o deslocamento horizontal relativo correspondente à máxima profundidade de escavação, para as condições de solo saturado e não saturado. Essa representação complementa as análises anteriores ao associar uma medida de desempenho, representada pelos deslocamentos, a uma medida de estabilidade global amplamente empregada na prática de projeto.

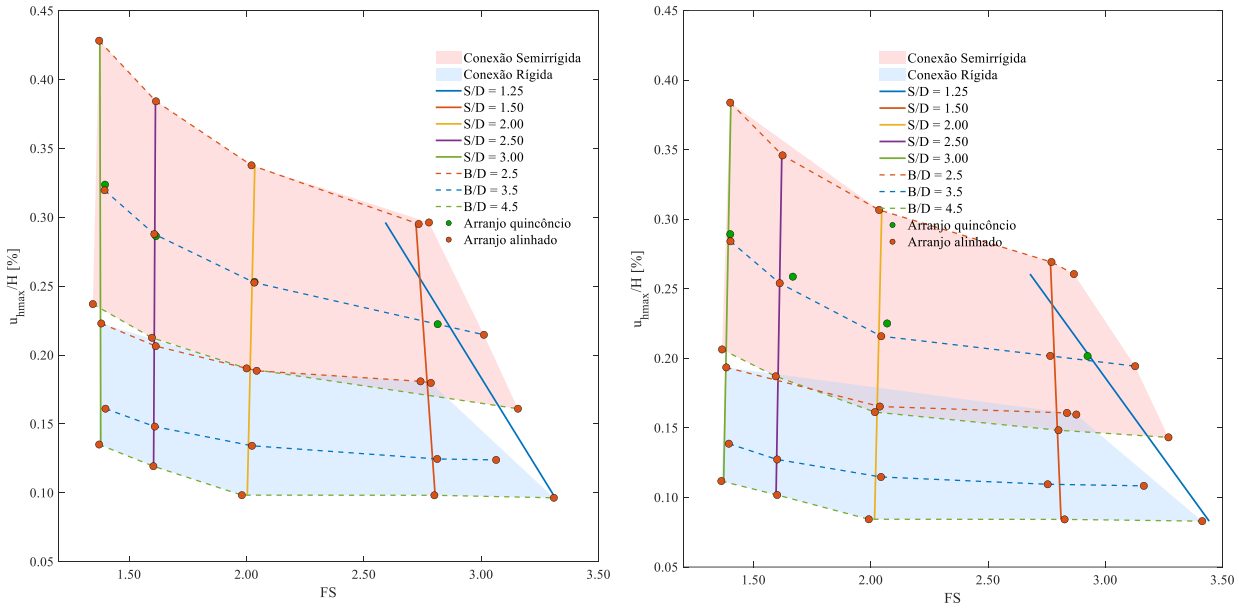


Figura 5-14. Deslocamento horizontal relativo máximo em função do fator de segurança do sistema de contenção para cada estado. (a) Saturado. (b) Não saturado.

De maneira semelhante ao observado na Figura 5-12, os resultados distribuem-se em duas regiões bem definidas. A faixa inferior corresponde às contenções com conexão rígida, enquanto a superior reúne os modelos com conexão semirrígida, evidenciando que, para níveis equivalentes de fator de segurança, as estruturas semirrígidas apresentam deslocamentos horizontais superiores. Esse comportamento demonstra que a estabilidade global da contenção, por si só, não é suficiente para caracterizar seu desempenho deformacional, sendo a rigidez estrutural um fator determinante para o controle dos deslocamentos. A separação entre essas duas faixas ocorre praticamente para toda a faixa de fatores de segurança analisada, indicando que a rigidez da conexão influencia diretamente o desempenho deformacional da contenção, independentemente da estabilidade global obtida.

Outro padrão observado consiste na organização dos resultados em função dos parâmetros geométricos. As diferentes relações S/D agrupam-se aproximadamente ao longo de linhas verticais, indicando que esse parâmetro exerce influência predominante sobre o fator de segurança. Em contrapartida, as diferentes relações B/D distribuem-se aproximadamente em linhas horizontais, sugerindo que seu efeito está associado principalmente à magnitude dos deslocamentos horizontais, com influência relativamente reduzida sobre a estabilidade global da contenção. Essa organização evidencia que os parâmetros geométricos exercem efeitos distintos sobre a resposta da contenção: enquanto o espaçamento entre estacas controla predominantemente a estabilidade global, o espaçamento entre fileiras atua principalmente sobre a resposta deformacional.

Os resultados indicam que o arranjo em quincôncio altera apenas de forma localizada a redistribuição das tensões entre as estacas, sem modificar significativamente a rigidez global do sistema. Como consequência, sua influência sobre os deslocamentos horizontais, sobre a flexibilidade e sobre o fator de segurança mostrou-se secundária quando comparada aos efeitos exercidos pelo espaçamento entre estacas, pelo espaçamento entre fileiras e pela rigidez da conexão.

Os maiores fatores de segurança são obtidos para as menores relações S/D, refletindo a maior rigidez global proporcionada pelo menor espaçamento entre estacas de uma mesma fileira. À medida que a relação S/D aumenta, observa-se redução progressiva do fator de segurança.

Entretanto, para espaçamentos reduzidos entre estacas (S/D = 1,25), observa-se uma tendência de diminuição do fator de segurança quando a relação B/D é reduzida e a conexão passa

de rígida para semirrígida. Esse resultado indica que o aumento da rigidez estrutural, isoladamente, não conduz necessariamente ao melhor desempenho global da contenção. Nessas configurações, o reduzido espaçamento entre fileiras limita o desenvolvimento do arqueamento de tensões, enquanto o baixo valor de B/D implica menor momento de inércia do conjunto estrutural, reduzindo parcialmente os benefícios esperados do aumento da rigidez.

Os resultados evidenciam que o fator de segurança é governado predominantemente pela relação S/D, apresentando influência pouco significativa da condição de saturação do solo. Para os modelos saturados, os fatores de segurança variaram aproximadamente entre 1,37, para S/D = 3,0, e 3,31, para S/D = 1,25. Tendência semelhante foi observada para os modelos não saturados, cujos valores oscilaram entre aproximadamente 1,36 e 3,40 para as mesmas relações S/D. As diferenças entre os dois estados mostram-se pouco expressivas, indicando que a saturação influencia principalmente a resposta deformacional da contenção, enquanto a estabilidade global permanece governada essencialmente pela configuração geométrica da estrutura.

Em conjunto, os resultados demonstram que deslocamentos horizontais reduzidos não implicam necessariamente fatores de segurança elevados, assim como fatores de segurança elevados não garantem um comportamento deformacional satisfatório. Dessa forma, a definição da geometria ótima da contenção deve considerar simultaneamente critérios de estabilidade e de desempenho em serviço, uma vez que esses parâmetros respondem de maneira distinta às variações geométricas e estruturais analisadas. Esses resultados evidenciam que estabilidade global e desempenho em serviço constituem critérios complementares de projeto e devem ser avaliados de forma integrada no dimensionamento de contenções em estacas de dupla fileira.

Em outras palavras, uma contenção pode apresentar fator de segurança global elevado e, ainda assim, desenvolver deslocamentos horizontais significativos. Da mesma forma, deslocamentos reduzidos não significam, necessariamente, maior margem de segurança global. Esses resultados evidenciam que estabilidade global e desempenho em serviço constituem critérios complementares de projeto e devem ser avaliados de forma integrada no dimensionamento de contenções em estacas de dupla fileira. Essa compreensão evidencia a necessidade de analisar também os esforços internos mobilizados ao longo da escavação, particularmente os momentos fletores desenvolvidos nas estacas, discutidos na seção seguinte.

A Figura 5-15 apresenta a relação entre o número de flexibilidade da contenção e os momentos fletores máximos desenvolvidos nas estacas para a condição correspondente à altura

final de escavação. Diferentemente das análises anteriores, que avaliaram o desempenho da contenção sob o ponto de vista dos deslocamentos e da estabilidade global, esta seção busca compreender como as diferentes configurações geométricas influenciam os esforços internos mobilizados na estrutura.

De maneira geral, observa-se que a influência da flexibilidade sobre os momentos fletores depende do tipo de conexão entre as fileiras de estacas. Nas contenções com conexão rígida, os momentos apresentam menor sensibilidade às variações da flexibilidade, permanecendo relativamente concentrados para uma mesma relação B/D. Já nas contenções com conexão semirrígida, a dispersão dos resultados é significativamente maior, indicando que pequenas alterações na geometria produzem variações mais expressivas nos esforços fletores. Diferentemente do observado para os deslocamentos horizontais (Figura 5.10), não se verifica uma relação monotônica entre o número de flexibilidade e os momentos fletores máximos, evidenciando que a mobilização dos esforços internos depende não apenas da rigidez global da contenção, mas também da forma como as tensões são redistribuídas entre o solo e as estacas.

Outro comportamento marcante refere-se à influência da relação B/D. Para as contenções com conexão rígida, os maiores momentos fletores são observados, em geral, para relações B/D próximas de 3,5, mantendo-se aproximadamente constantes para um mesmo valor de S/D. Entretanto, para relações B/D superiores, correspondentes às estruturas mais rígidas, observa-se uma tendência de aumento dos momentos fletores. Nas contenções com conexão semirrígida, por outro lado, os momentos aumentam progressivamente com o incremento da relação S/D e com a redução da relação B/D, evidenciando maior dependência da geometria da contenção. Esses resultados mostram que os momentos fletores não são governados exclusivamente pela flexibilidade global da contenção, indicando que configurações com valores semelhantes do número de flexibilidade podem mobilizar esforços distintos em função da distribuição das tensões entre as fileiras de estacas.

Comparando as condições de saturação, não foram identificadas diferenças significativas na magnitude dos momentos fletores. Para as contenções com conexão rígida, os valores variaram aproximadamente entre 84 kN·m, para a configuração S/D = 1,25 e B/D = 2,5, e 217 kN·m, para S/D = 3,0 e B/D = 4,5. Nas contenções com conexão semirrígida, os momentos oscilaram entre aproximadamente 84,5 kN·m, para S/D = 1,25 e B/D = 4,5, e 238 kN·m, para S/D = 3,0 e B/D = 2,5. Essas diferenças mostram-se relativamente pequenas quando comparadas às variações

observadas nos deslocamentos horizontais relativos, indicando que o estado exerce influência limitada sobre os esforços internos desenvolvidos na estrutura.

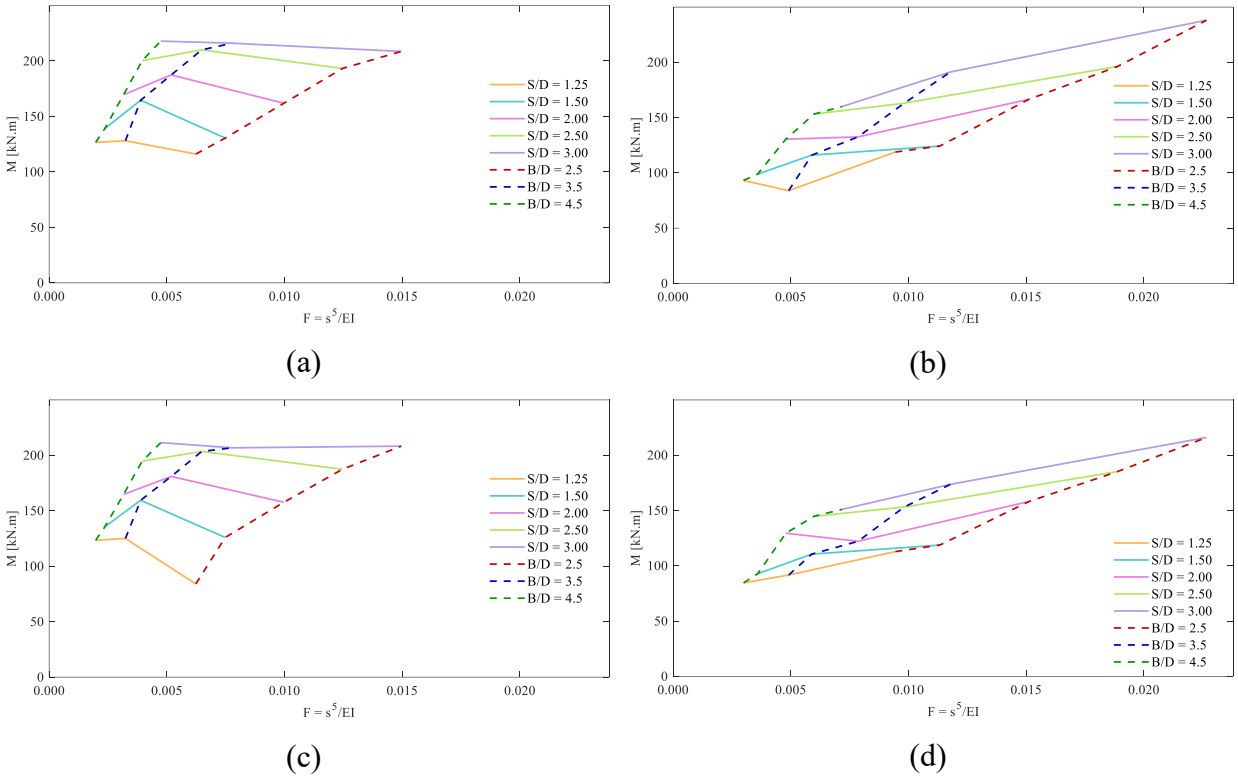


Figura 5-15. Momentos fletores máximos na estrutura no último estágio em função do número de flexibilidade de Addenbrooke (1994). (a) Saturado – Conexão rígida. (b) Saturado - Conexão semirrígida. (c) Não saturado – Conexão rígida. (d) Não saturado – Conexão semirrígida

Sob o ponto de vista mecânico, os resultados revelam um comportamento distinto daquele frequentemente discutido na literatura sobre contenções. Diversos estudos relatam que o aumento da rigidez estrutural produz reduções relativamente modestas nos deslocamentos, porém à custa de incrementos expressivos dos momentos fletores. No presente estudo, entretanto, verificou-se que o aumento da rigidez proporcionado pela conexão rígida resulta em reduções significativas dos deslocamentos horizontais, enquanto o acréscimo dos momentos fletores permanece relativamente moderado. Além disso, observa-se que os maiores momentos não estão necessariamente associados às estruturas mais rígidas nem às mais flexíveis, reforçando que a resposta estrutural decorre da interação entre a rigidez da contenção e os mecanismos de redistribuição de tensões no maciço. Observa-se ainda que a redução excessiva da rigidez da

contenção também conduz ao aumento dos momentos fletores em diversas configurações analisadas, indicando que tanto estruturas muito rígidas quanto excessivamente flexíveis podem mobilizar esforços internos elevados.

Esse comportamento sugere que, para contenções em estacas em fileira dupla, existe uma faixa intermediária de rigidez na qual é possível reduzir significativamente os deslocamentos sem que isso implique aumentos proporcionais dos momentos fletores. Em outras palavras, o compromisso entre controle de deformações e solicitação estrutural mostra-se mais favorável do que aquele normalmente reportado para outros sistemas de contenção, indicando que a adoção de conexões rígidas pode representar uma estratégia eficiente para otimizar simultaneamente o desempenho em serviço e o dimensionamento estrutural. Essa constatação reforça que a otimização do sistema não deve buscar simplesmente a maior rigidez possível, mas uma configuração capaz de equilibrar deslocamentos, esforços internos e estabilidade global.

Ressalta-se ainda que esse tipo de representação, relacionando diretamente a flexibilidade global da contenção com os momentos fletores máximos, não é usualmente encontrado na literatura clássica sobre contenções. Embora o número de flexibilidade organize os resultados de forma menos evidente do que nas análises de deslocamentos, essa abordagem permite visualizar, em uma única representação, como diferentes configurações geométricas com níveis semelhantes de flexibilidade podem mobilizar esforços internos distintos, constituindo uma ferramenta complementar para a interpretação do comportamento mecânico de contenções em estacas de dupla fileira e para a definição de configurações geométricas mais eficientes em projeto.

Os resultados apresentados nesta seção mostram que a resposta estrutural da contenção não depende apenas da magnitude dos deslocamentos ou do fator de segurança, mas também da forma como as tensões são redistribuídas entre o solo e as estacas. Assim, a interpretação dos esforços internos conduz naturalmente à análise do arqueamento de tensões, mecanismo diretamente associado a essa redistribuição e cuja influência sobre o comportamento global da contenção é discutida na seção seguinte.

A Figura 5-16 apresenta a relação entre o deslocamento horizontal relativo máximo e o parâmetro de índice de arqueamento, proposto neste trabalho como uma medida da intensidade do arqueamento de tensões desenvolvido na contenção. Conforme definido anteriormente, o parâmetro representa a variação percentual da tensão horizontal efetiva entre a estaca e o vão livre em relação ao estado inicial, sendo avaliado separadamente para a estaca externa e para a estaca

interna voltada para a escavação. Essa abordagem permite quantificar diretamente a redistribuição de tensões entre o solo e a estrutura, fornecendo uma interpretação física do comportamento observado nas análises anteriores. Dessa forma, o índice proposto permite relacionar diretamente a redistribuição de tensões no maciço com a resposta estrutural e deformacional da contenção.

De maneira geral, observa-se que o índice de arqueamento tanto na estaca externa quanto na interna apresenta tendência de aumento à medida que os deslocamentos horizontais relativos aumentam, indicando que o desenvolvimento do arqueamento de tensões está intimamente relacionado à deformabilidade da contenção. Embora a faixa de resultados analisada não permita caracterizar completamente essa relação, a distribuição dos pontos sugere uma relação não linear para valores constantes de B/D, formando duas regiões distintas associadas às conexões rígida e semirrígida.

Observa-se que o comportamento associado à estaca interna é significativamente mais bem definido. Os valores do índice de arqueamento apresentam maior amplitude e menor dispersão, permitindo identificar com maior clareza a influência da geometria da contenção sobre o desenvolvimento do arqueamento. Em contrapartida, o índice na estaca externa apresenta maior variabilidade e valores relativamente reduzidos, comportamento atribuído à menor redistribuição de tensões na estaca externa, onde não ocorre o alívio de tensões provocado pela escavação. Dessa forma, que o índice na estaca interna se mostrou mais representativo da intensidade do arqueamento mobilizado. Esse resultado confirma que o arqueamento constitui um mecanismo predominantemente mobilizado na estaca interna, responsável pela maior parcela da redistribuição de tensões induzida pela escavação.

Outro aspecto relevante refere-se à influência da relação S/D. Para ambos os parâmetros, observa-se tendência de aumento do arqueamento à medida que a relação S/D aumenta, sendo essa evolução particularmente evidente para a estaca interna. Os resultados indicam um aumento progressivamente mais intenso do índice de arqueamento à medida que aumenta a relação S/D, indicando que contenções mais espaçadas favorecem maior redistribuição das tensões no maciço.

Entretanto, essa tendência apresenta comportamento distinto em função da relação entre fileiras. Para relações S/D compreendidas entre 1,25 e aproximadamente 2,0, os menores valores de B/D tendem a produzir níveis inferiores de arqueamento, comportamento mais evidente nas contenções com conexão semirrígida. Para relações S/D superiores a 2,0, observa-se uma inversão dessa tendência: as maiores relações B/D passam a apresentar os menores valores de arqueamento,

enquanto as menores relações B/D promovem maior redistribuição de tensões. Esse resultado evidencia que a influência do espaçamento entre fileiras depende da rigidez global da contenção, indicando a existência de um comportamento de transição entre esses dois intervalos geométricos. Essa mudança de comportamento sugere que o mecanismo predominante de redistribuição das tensões varia em função da combinação entre o espaçamento entre estacas e o espaçamento entre fileiras.

O arranjo das estacas apresentou influência pouco significativa sobre a resposta da contenção. Embora o arranjo em quincôncio tenha produzido, em média, valores ligeiramente superiores do índice de arqueamento em relação ao arranjo alinhado, essa diferença mostrou-se pequena quando comparada aos efeitos promovidos pelas relações S/D, B/D e pelo tipo de conexão estrutural.

Da mesma forma, a condição de saturação do solo não produziu alterações expressivas na intensidade do arqueamento de tensões. Os resultados obtidos para os modelos saturados e não saturados permaneceram praticamente sobrepostos, indicando que a redistribuição das tensões é governada predominantemente pela configuração geométrica e pela rigidez estrutural da contenção.

Os valores extremos obtidos ilustram essa tendência. Para a estaca externa, os resultados variaram aproximadamente entre 2,7%, para a configuração S/D = 1,25 e B/D = 4,5, e cerca de 23% nas configurações mais deformáveis com conexão semirrígida. Para R2, a amplitude foi significativamente superior, variando entre aproximadamente 1,4%, para S/D = 1,25 e B/D = 4,5, e 45,6%, para S/D = 3,0 e B/D = 2,5 com conexão semirrígida, evidenciando que a estaca interna concentra a maior parcela da redistribuição de tensões induzida pela escavação.

A análise conjunta da Figura 5-16 permite interpretar mecanicamente os resultados discutidos ao longo deste capítulo. Verificou-se que o aumento do espaçamento entre estacas (S/D) favorece a mobilização do arqueamento de tensões, enquanto a redução da distância entre fileiras (B/D) intensifica essa redistribuição para as configurações mais flexíveis, refletindo diretamente no aumento dos deslocamentos horizontais relativos. Essa interpretação fornece uma explicação física para os resultados obtidos nas análises de deslocamentos, fatores de segurança e momentos fletores, demonstrando que o arqueamento de tensões constitui o principal mecanismo responsável pela interação entre o solo e a estrutura nas contenções em estacas de dupla fileira.

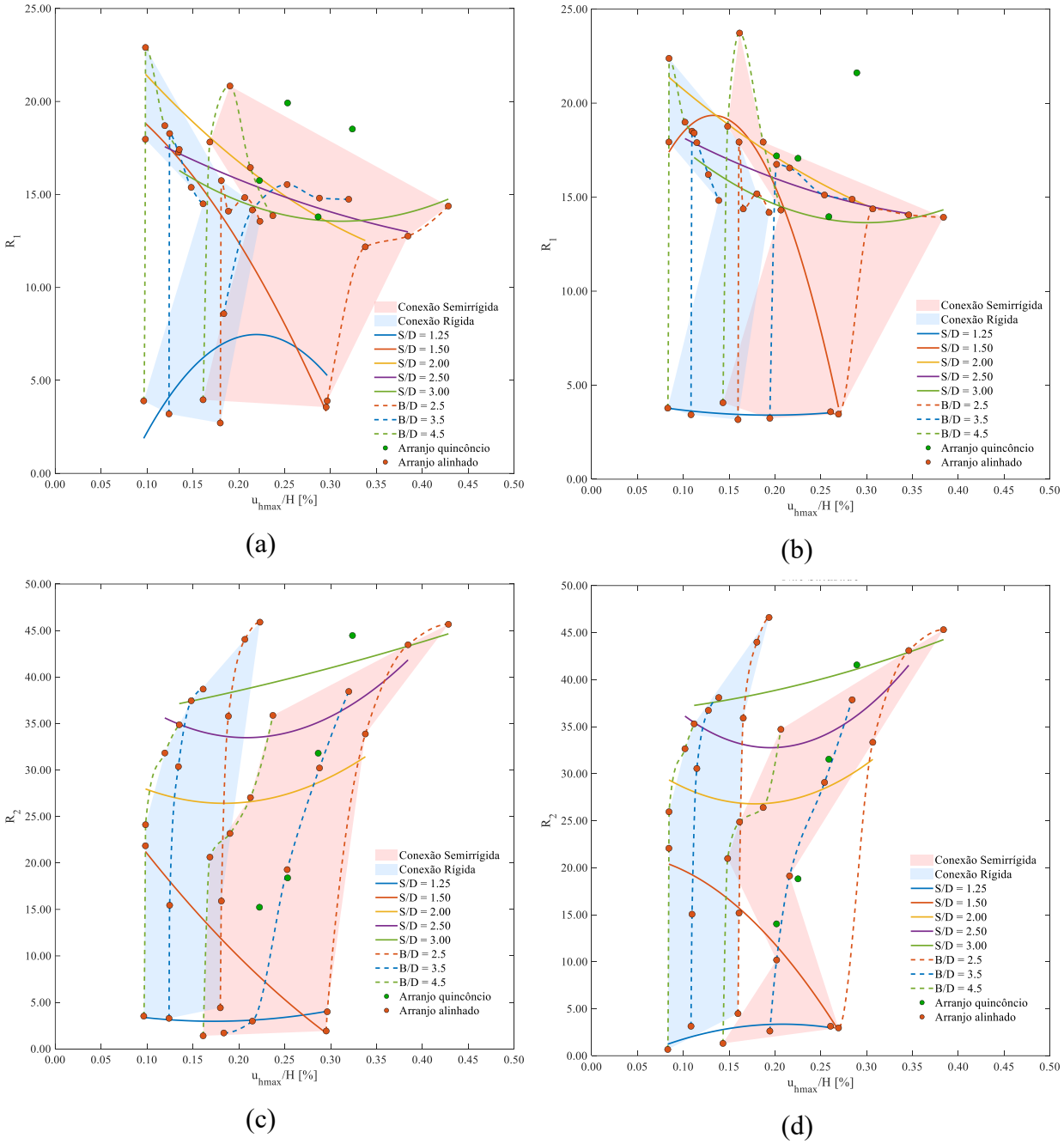


Figura 5-16. Indice de arqueamento em função do deslocamento horizontal relativo máximo. (a) Estaca externa estado saturado. (b) Estaca externa estado não saturado. (c) Estaca interna estado saturado. (d) Estaca interna estado não saturado.

Até onde foi possível verificar, a utilização de um parâmetro quantitativo para representar o arqueamento de tensões e sua correlação direta com os deslocamentos horizontais relativos não é reportada na literatura clássica sobre contenções em estacas. Nesse sentido, a abordagem

proposta constitui uma contribuição metodológica para a interpretação do comportamento mecânico de contenções em estacas em fileira dupla, permitindo relacionar, de forma objetiva, a redistribuição de tensões no maciço, a rigidez da estrutura e sua resposta deformacional.

Diante dos resultados obtidos e à luz dos critérios de projeto consolidados na prática nacional e internacional, que estabelecem geralmente fatores de segurança mínimos entre 1,3 e 1,5 e de acordo com a revisão desta pesquisa, limites de deslocamento relativo para contenções em balanço da ordem de 0,24%H a 0,30%H (Long, 2001; Wang et al., 2023), as configurações mais otimizadas para o solo do Distrito Federal são aquelas com relações S/D compreendidas entre 2,5 e 3,0 e B/D entre 3,5 e 4,5. Essas combinações proporcionam fatores de segurança entre 1,37 e 1,67, mesmo sob efeito da saturação; momentos fletores máximos entre 144 kN.m e 217 kN.m; e índices de arqueamento na estaca interna de 26% a 47%, demonstrando a eficiência da redistribuição de tensões no maciço. Por fim, ressalta-se que a definição do tipo de conexão deve ser orientada pela rigidez estrutural desejada: a adoção de conexões rígidas restringe os deslocamentos laterais, porém com a possibilidade de incremento nos momentos fletores; já as conexões semirrígidas, embora mais deformáveis, podem representar uma alternativa quando o projeto admitir maiores deslocamentos, cabendo ao projetista avaliar o compromisso entre desempenho deformacional, esforços internos e estabilidade global.

Em conjunto, os resultados demonstram que o comportamento de contenções em estacas de dupla fileira decorre da interação entre a geometria da contenção, a rigidez da conexão, a redistribuição de tensões e a deformabilidade do maciço, não sendo adequadamente representado pela análise isolada de qualquer desses parâmetros. Nesse contexto, verifica-se que os diferentes parâmetros geométricos e estruturais exercem influências predominantes sobre mecanismos distintos da resposta da contenção: o espaçamento entre estacas controla principalmente a estabilidade global e o arqueamento de tensões; o espaçamento entre fileiras governa predominantemente o desempenho deformacional; a rigidez da conexão influencia a resposta deformacional e os esforços internos; enquanto a saturação do solo e o arranjo em quincôncio exercem influência secundária sobre o comportamento global.

Para complementar a compreensão dos mecanismos físicos que governam o comportamento do sistema e avaliar a adequação do modelo HS à representação observada, realiza-se uma análise local dos estados de tensão e deformação em uma configuração representativa, selecionada dentre aquelas com desempenho favorável para as condições do solo

do Distrito Federal. A configuração considerada corresponde a S/D = 3,0 e B/D = 3,5, com conexão flexível e condição saturada. Trata-se de uma condição particularmente exigente em termos de deformabilidade, por combinar elevado espaçamento entre estacas com a redução da resistência associada à saturação do solo, favorecendo a maior mobilização de deformações dentro da faixa analisada.

A Figura 5-16 permitiu quantificar o desenvolvimento do arqueamento de tensões por meio do índice proposto e estabelecer sua relação com os deslocamentos horizontais relativos. A Figura 5-17 complementa essa interpretação ao mostrar a distribuição das tensões principais intermediárias no maciço. A redistribuição de tensões associada ao arqueamento é mais pronunciada na região entre as estacas, particularmente junto à fileira interna, enquanto apresenta menor intensidade na estaca externa. Nesta última, o arqueamento ocorre tanto no tardoz quanto na face voltada para a escavação, com uma zona de transição entre esses dois campos de tensão. Verifica-se, ainda, concentração de tensões junto às estacas, acompanhada pela redução nas regiões correspondentes aos vãos livres, evidenciando espacialmente a formação do mecanismo de arqueamento.

Esse comportamento diferencia-se daquele observado convencionalmente em contenções constituídas por uma única fileira de estacas, nas quais a redistribuição de tensões tende a ocorrer predominantemente junto ao tardoz. No sistema de dupla fileira analisado, a presença da fileira interna favorece uma redistribuição mais expressiva das tensões no interior do maciço, sobretudo nas regiões entre as estacas.

As regiões de maior alívio de tensões coincidem, de maneira geral, com aquelas que apresentam maiores deslocamentos horizontais, especialmente nos vãos livres entre as estacas. Esse comportamento é particularmente evidente na camada de Argila Vermelha Porosa, que se estende até aproximadamente 7 m de profundidade, conforme observado na Figura 5-19. Essas regiões também concentram a maior quantidade de pontos nos quais foi atingida a condição de ruptura (Figura 5-18). É importante destacar, contudo, que grande parte desses pontos está localizada nas interfaces solo–estrutura. Portanto, sua ocorrência não caracteriza, por si só, a formação de um mecanismo generalizado de ruptura do maciço. Em vez disso, observa-se uma mobilização localizada da resistência, concentrada principalmente nos vãos livres e nas regiões próximas à interface entre o solo e os elementos estruturais.

Para investigar com maior detalhe esse comportamento, selecionou-se um dos pontos que atingiram a condição de plastificação, localizado a aproximadamente 3 m de profundidade em um dos vãos livres, conforme indicado na Figura 5-18. A trajetória apresentada na Figura 5-20 evidencia a ocorrência de sucessivos estágios de carregamento e descarregamento ao longo da sequência construtiva. Os estágios de carregamento estão associados à construção dos elementos estruturais, incluindo estacas e vigas, enquanto os estágios de descarregamento correspondem principalmente às etapas de escavação.

A maior mobilização da resistência nesse ponto ocorre durante a escavação do solo à frente da estaca externa, aproximadamente entre a superfície e 3m de profundidade. Nesse estágio, a deformação principal maior atinge valores da ordem de 0,12%, indicando que a condição de plastificação foi mobilizada sob níveis relativamente reduzidos de deformação. Simultaneamente, observa-se uma tendência de diminuição das deformações volumétricas negativas, associada ao aumento de volume decorrente do descarregamento do maciço durante a escavação. No plano p– q, a trajetória de tensões apresenta deslocamento para a esquerda, característico do descarregamento, até atingir a envoltória de resistência. Após a mobilização da resistência, as deformações continuam aumentando, atingindo valores da ordem de 0,23%.

A magnitude dessas deformações é particularmente relevante para a avaliação do modelo constitutivo empregado. Embora o ponto analisado atinja localmente a condição de plastificação, não se observa a formação de uma zona contínua e generalizada capaz de caracterizar uma superfície de ruptura global. Além disso, os níveis de deformação obtidos permanecem inferiores àqueles associados aos fenômenos de amolecimento pós-pico documentados para os solos de Brasília. Nesse sentido, a resposta obtida não evidencia uma situação na qual a consideração explícita do comportamento pós-pico e do amolecimento do solo seja determinante para a representação do mecanismo global da contenção.

Os resultados indicam, portanto, que o modelo HS é adequado para representar o comportamento mecânico da configuração analisada, uma vez que a resposta global é governada predominantemente pela redistribuição de tensões, pelo desenvolvimento de deformações e pela mobilização localizada da resistência, sem a formação de mecanismos generalizados de ruptura ou de níveis de deformação que demandem a representação do amolecimento pós-pico. A análise local complementa, assim, os resultados da análise paramétrica ao demonstrar que os deslocamentos e o arqueamento de tensões observados no sistema não estão associados à

ocorrência de uma ruptura generalizada do maciço, mas à mobilização progressiva e localizada da resistência durante o processo de escavação.

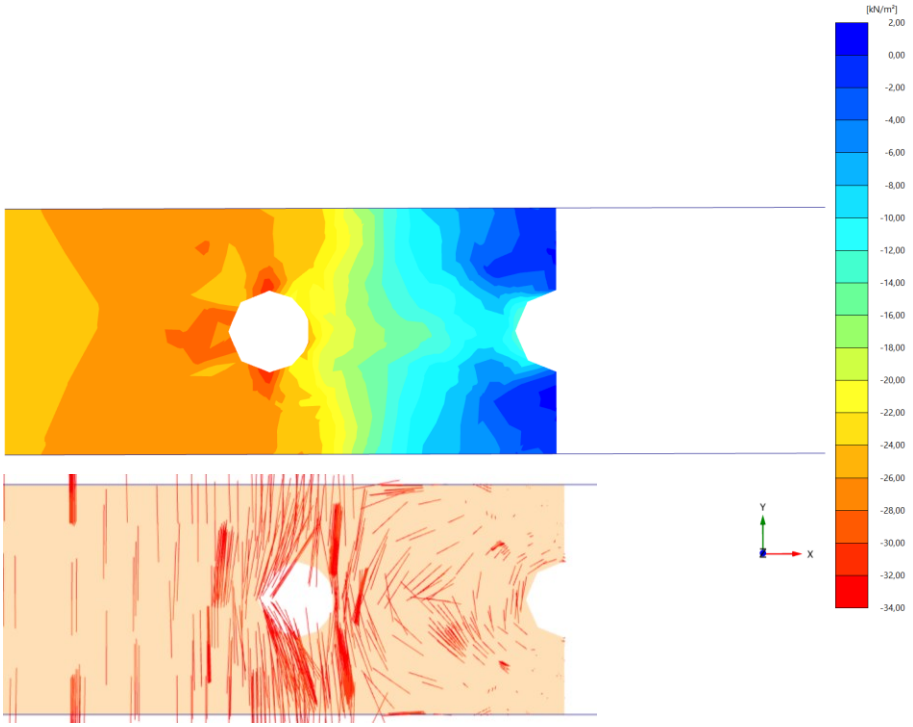
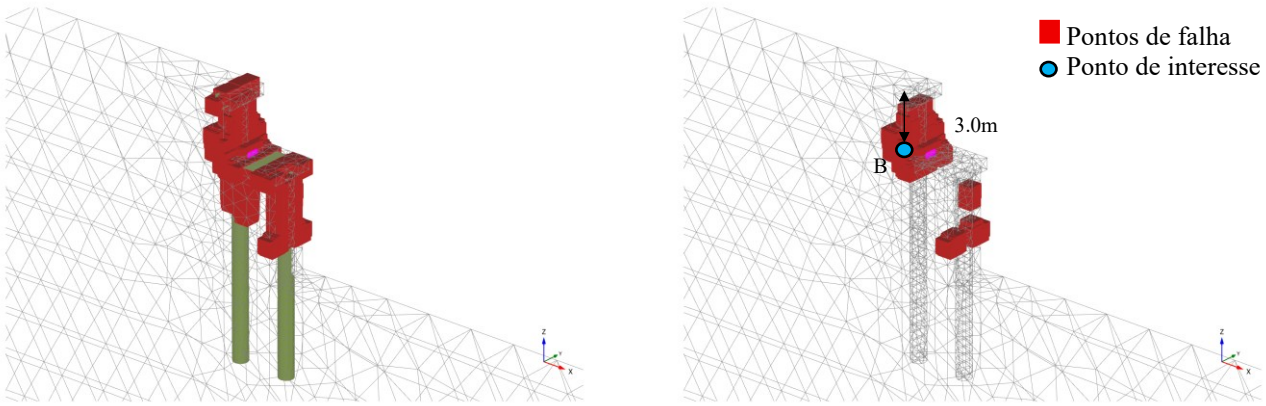


Figura 5-17. Visualização das tensões principais intermediarias na seção A.



(a) (b)

Figura 5-18. Pontos de falha na contenção em dupla fileira com S/D=3.0, B/D=3.5, conexão flexível e estado saturado. (a) Visualização de interfaces. (b) Sem visualização de interfaces.

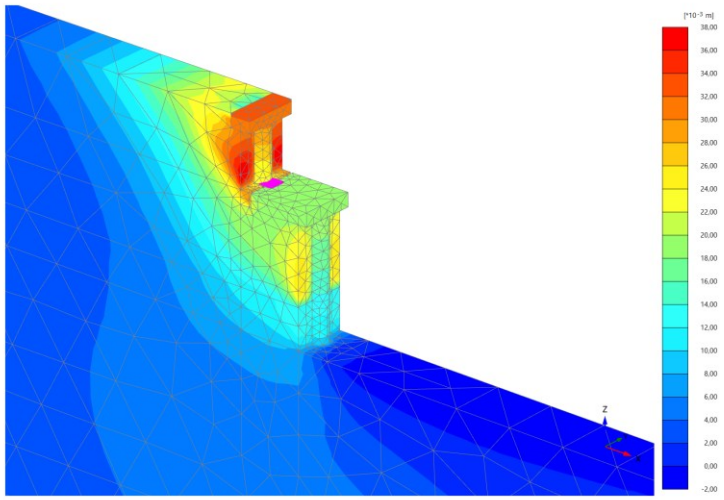


Figura 5-19. Deslocamentos horizontais na contenção em dupla fileira com S/D=3.0, B/D=3.5, conexão flexível e estado saturado

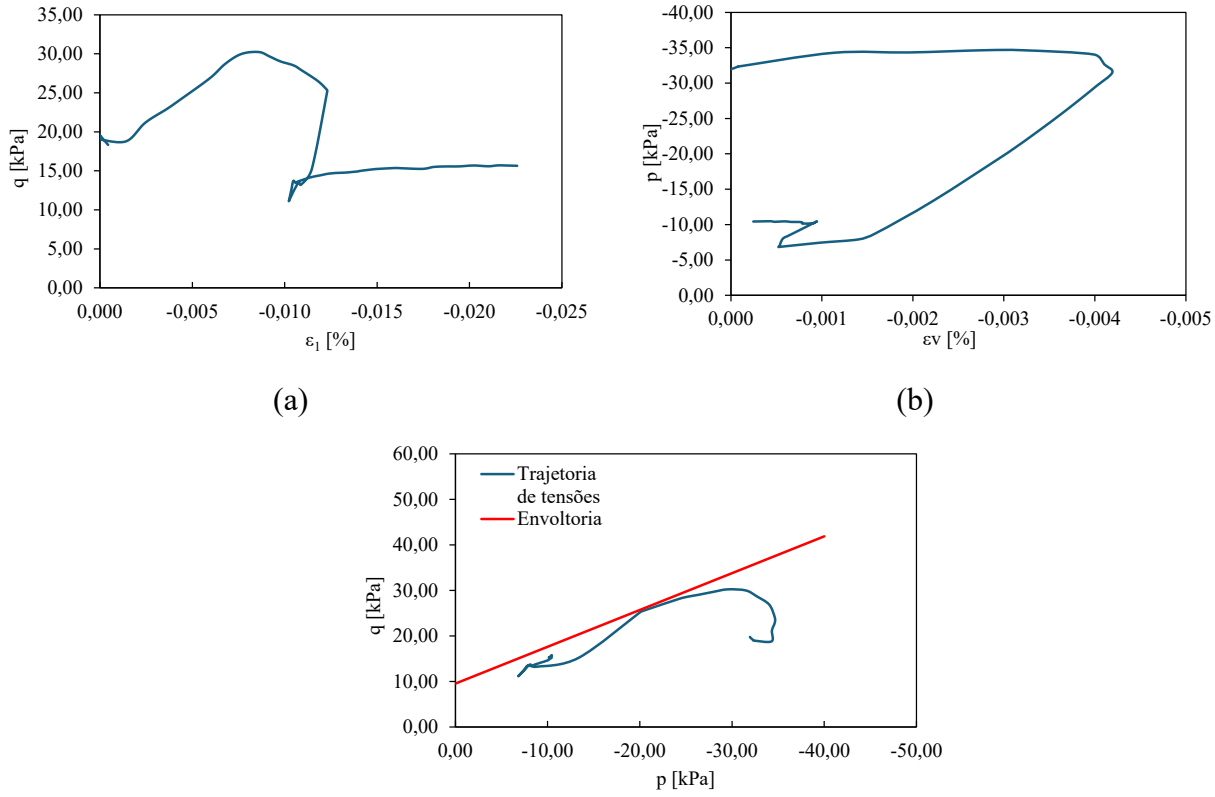


Figura 5-20. Trajetórias de tensão do ponto B. (a) Deformação principal maior versus tensão desviadora. (b) Deformação volumétrica versus tensão normal média. (c) Tensão normal média versus tensão desviadora.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Esta pesquisa investigou o comportamento mecânico de um sistema de contenção formado por estacas espaçadas em fileira dupla, executado em solo laterítico do Distrito Federal, por meio de modelagem numérica tridimensional e monitoramento inclinométrico de campo. A partir dos resultados obtidos, as seguintes conclusões podem ser estabelecidas:

Os resultados demonstraram que os diferentes parâmetros geométricos e estruturais não influenciam de maneira uniforme o comportamento de contenções em estacas de dupla fileira. Verificou-se que cada parâmetro atua predominantemente sobre um mecanismo distinto da resposta do sistema: o espaçamento entre estacas controla principalmente a estabilidade global e o desenvolvimento do arqueamento de tensões; o espaçamento entre fileiras governa predominantemente o desempenho deformacional; a rigidez da conexão influencia simultaneamente os deslocamentos horizontais e os momentos fletores; enquanto a saturação do solo e o arranjo em quincôncio exercem influência secundária sobre o comportamento global da contenção. Essa hierarquia de influência fornece uma interpretação integrada do comportamento dessas estruturas, contribuindo para a compreensão de sua resposta mecânica e para a definição de estratégias de projeto mais consistentes para contenções em estacas de dupla fileira.

A estratégia de equivalência estrutural, na qual as estacas foram substituídas por elementos tipo placa com propriedades médias equivalentes, mostrou-se eficaz para representar o comportamento global da contenção em três dimensões, reduzindo significativamente o custo computacional sem comprometer a precisão dos resultados. A comparação entre os perfis de deslocamento previstos numericamente e os obtidos por inclinometria demonstrou excelente concordância, confirmando a adequação do perfil estratigráfico adotado e dos parâmetros geotécnicos calibrados e validando a estratégia de modelagem empregada para as análises paramétricas desenvolvidas nesta pesquisa.

O sistema de contenção em fileira dupla, operando em balanço, apresentou deslocamentos horizontais relativos máximos, inferiores aos deslocamentos médios reportados para contenções em balanço em bases de dados internacionais e compatíveis com o limite superior observado em sistemas de contenção no Distrito Federal. Esse resultado evidencia a elevada capacidade do sistema em controlar deslocamentos laterais sem a necessidade de escoras ou ancoragens.

A conexão entre as fileiras exerce influência significativa sobre a magnitude dos deslocamentos horizontais. A adoção de uma ligação rígida entre as estacas promove redução dos

deslocamentos em relação ao modelo semirrígido, embora esse benefício esteja acompanhado por aumento dos momentos fletores em alguns casos. Entretanto, verificou-se que a relação entre rigidez estrutural e momentos fletores não é monotônica, uma vez que configurações mais flexíveis também podem mobilizar momentos fletores elevados. Esses resultados evidenciam que a resposta estrutural depende da interação entre a rigidez da contenção e a redistribuição de tensões no maciço, exigindo equilíbrio entre desempenho deformacional e esforços estruturais. Além disso, a conexão rígida mostrou-se mais eficaz na redução dos deslocamentos do que a própria condição de não saturação do solo. Assim, a definição do tipo de conexão não deve basear-se exclusivamente na minimização dos esforços internos ou dos deslocamentos, mas sim nos critérios de desempenho estabelecidos para a obra. Em empreendimentos urbanos, onde o controle rigoroso dos deslocamentos e recalques costuma ser prioritário, a adoção de conexões mais rígidas pode ser tecnicamente justificável, mesmo que implique aumento das solicitações estruturais, uma vez que esse incremento constitui uma consequência inerente da maior rigidez do sistema.

Os empuxos mobilizados no sistema apresentaram distribuição compatível com a condição de repouso para a maioria das interfaces analisadas, com exceção do empuxo atuante na face externa da estaca externa, que se aproximou da condição passiva. Esses resultados indicam que metodologias simplificadas baseadas em equilíbrio limite, com distribuições triangulares de empuxo, podem fornecer estimativas iniciais consistentes para o pré-dimensionamento de contenções em estacas de fileira dupla. Essa abordagem pode contribuir para reduzir a dependência exclusiva de análises numéricas tridimensionais nas etapas preliminares de projeto.

A evolução dos deslocamentos horizontais em função da profundidade de escavação apresentou dois regimes distintos de evolução para todas as configurações analisadas, caracterizados por uma mudança na taxa de crescimento dos deslocamentos aproximadamente coincidente com a transição entre a camada superficial de argila porosa e o solo residual laterítico. Essa constatação, respaldada pela análise estatística dos resultados, indica que a representação dos deslocamentos por uma única reta, conforme proposto por Peck (1969), deve ser empregada com cautela para solos tropicais estratificados. A análise estatística revelou tendências centrais e dispersões que não seriam perceptíveis pela inspeção visual individual dos dados, evidenciando a importância de abordagens sistemáticas, independentemente do tipo de solo, para a interpretação do comportamento deformacional, especialmente quando se trabalha com grandes conjuntos de dados.

O espaçamento entre fileiras constitui o parâmetro geométrico mais influente no controle dos deslocamentos horizontais, enquanto o espaçamento entre estacas de uma mesma fileira exerce influência predominante sobre o fator de segurança global e sobre o desenvolvimento do arqueamento de tensões. Essa distinção evidencia que a otimização do sistema deve considerar simultaneamente critérios de estabilidade e de desempenho em serviço, uma vez que diferentes parâmetros geométricos controlam mecanismos distintos da resposta da contenção.

Os fatores de segurança apresentaram influência pouco significativa da condição de saturação do solo, indicando que a saturação afeta predominantemente a resposta deformacional da contenção, enquanto a estabilidade global permanece governada essencialmente pela configuração geométrica e pela rigidez estrutural do sistema.

A relação entre os deslocamentos horizontais e o número de flexibilidade de Addenbrooke (1994) mostrou-se um parâmetro adequado para organizar e interpretar a resposta deformacional das diferentes configurações analisadas. Os resultados distribuíram-se em duas faixas bem definidas correspondentes às conexões rígida e semirrígida, demonstrando que a forma simplificada proposta para obtenção da rigidez foi capaz de representar, em contenções em estacas de dupla fileira, a influência combinada da geometria, da rigidez da conexão e da condição de saturação do solo.

O índice de arqueamento proposto neste trabalho, baseado na variação percentual da tensão efetiva intermediária entre a região junto à estaca e o ponto médio do vão livre, mostrou-se um parâmetro consistente e eficaz para quantificar a redistribuição de tensões no maciço. O arqueamento é significativamente mais expressivo na estaca interna, voltada para a escavação, do que na estaca externa, confirmando que essa região concentra a maior parte da redistribuição de tensões induzida pela escavação. A intensidade do arqueamento aumenta com o espaçamento entre estacas e com a magnitude dos deslocamentos relativos, apresentando comportamento não linear.

Os resultados indicam uma evolução não linear entre o arqueamento e a relação S/D, com comportamento de transição em função do espaçamento entre fileiras. Para espaçamentos entre estacas reduzidos ($S/D \leq 2{,}0$), menores valores de B/D produzem níveis inferiores de arqueamento; para espaçamentos elevados ($S/D > 2{,}0$), observa-se inversão dessa tendência, evidenciando a interação entre os parâmetros geométricos e sugerindo uma mudança no mecanismo predominante de redistribuição de tensões.

O arranjo das estacas em quincôncio exerceu influência pouco significativa sobre o comportamento global da contenção. Embora se esperasse que o desencontro entre as fileiras favorecesse o desenvolvimento do arqueamento tridimensional, sua influência mostrou-se secundária quando comparada aos efeitos exercidos pelo espaçamento entre estacas, pelo espaçamento entre fileiras e pela rigidez da conexão, não se justificando sua adoção como principal estratégia de otimização do sistema para as condições geométricas analisadas nesta pesquisa.

Os resultados demonstraram que estabilidade global e desempenho em serviço constituem critérios complementares de projeto, uma vez que uma contenção pode apresentar elevados fatores de segurança e, ainda assim, desenvolver deslocamentos significativos, assim como baixos deslocamentos não implicam, necessariamente, maior margem de segurança global. Dessa forma, o dimensionamento de contenções em estacas de dupla fileira deve considerar simultaneamente critérios de estabilidade, deformabilidade e esforços internos. À luz dos critérios de projeto usualmente adotados na prática nacional e internacional e considerando as faixas de deslocamentos relativos observadas para contenções em balanço documentadas na literatura, recomenda-se, para solos lateríticos colapsíveis do Distrito Federal, a adoção de configurações com relações S/D entre 2,5 e 3,0 e B/D entre 3,5 e 4,5, por proporcionarem o melhor equilíbrio entre estabilidade global e desempenho deformacional.

Os resultados indicam que o modelo HS é adequado para representar o comportamento do solo de Brasília nas condições analisadas. Embora o material apresente amolecimento pós-pico para níveis de deformação principal maior superiores a aproximadamente 10%, as contenções em dupla fileira, mesmo nas configurações geometricamente mais exigentes, permanecem em um regime de pequenas deformações, com baixa mobilização da resistência última. As trajetórias de tensão observadas são predominantemente de descarregamento, de modo que a resposta do maciço é controlada principalmente pela deformabilidade, destacando-se a influência do módulo de carregamento–descarregamento, que foi capaz de representar a diferença de rigidez entre as condições natural e saturada. A ausência de plastificações generalizadas e a permanência dos estados de tensão afastados da envoltória de resistência corroboram essa interpretação. Nesse contexto, a dependência da rigidez com o nível de confinamento e o parâmetro de ajuste (m), associados à formulação hiperbólica do HS, permitem representar de forma consistente o comportamento observado nas contenções em dupla fileira executadas no solo de Brasília.

De forma geral, esta pesquisa demonstrou que a compreensão do comportamento de contenções em estacas de dupla fileira exige uma análise integrada da geometria da estrutura, da rigidez da conexão, da redistribuição de tensões e da deformabilidade do maciço. A combinação entre monitoramento de campo, modelagem numérica tridimensional e análises paramétricas permitiu não apenas identificar tendências de comportamento, mas também interpretar os mecanismos físicos que as governam. Esses resultados ampliam a compreensão do comportamento desse sistema de contenção e fornecem subsídios para o aperfeiçoamento de métodos de análise, dimensionamento e projeto de contenções em estacas de dupla fileira executadas em solos lateríticos colapsíveis.

6.1 RECOMENDAÇÕES

Com base nos resultados e limitações identificadas ao longo desta pesquisa, apresentam-se as seguintes recomendações para trabalhos futuros e para a prática da engenharia geotécnica em solos tropicais:

A documentação sistemática de casos instrumentados em solos tropicais, com ênfase em sistemas de fileira dupla e na obtenção de leituras zero confiáveis, é fundamental para o estabelecimento de envelopes de desempenho representativos. Recomenda-se a continuidade do fortalecimento do banco de dados do Distrito Federal, com especial atenção à caracterização mecânica não saturada ao longo do perfil típico, seguindo a abordagem adotada por Guimarães (2002) para ensaios de adensamento e triaxiais. O ideal seria alcançar um banco de dados que permita a obtenção de parâmetros estatísticos robustos para as diferentes camadas do perfil.

A realização de campanhas experimentais específicas, incluindo ensaios triaxiais com sucção controlada e determinação da curva de retenção de água para a camada superficial de argila porosa vermelha, permitiria a calibração do modelo BBM/PBBM para o perfil efetivo do local. Essa linha de desenvolvimento representa um avanço promissor para a modelagem hidromecânica acoplada de solos colapsíveis.

Recomenda-se investigar com maior profundidade o colapso por carregamento e o efeito conjunto da estrutura metaestável e da sucção matricial sobre o comportamento mecânico do solo, especialmente no que se refere à transição entre os comportamentos não saturado e saturado.

A partir das correlações estabelecidas nesta pesquisa, sugere-se o desenvolvimento de métodos analíticos simplificados para estimativa de empuxos em contenções de fileira dupla, incorporando os efeitos do arqueamento de tensões e da estratigrafia típica de solos tropicais.

Embora a aposta deste trabalho seja fornecer meios para facilitar o projeto de contenções em estacas em fileira dupla, continuarão sendo implementadas e construídas contenções em estacas em fileira única. Pelo qual se faz necessário obter resultados similares aos desta pesquisa para esse sistema, que é e seguirá sendo amplamente utilizado e que tampouco possui base teórica mecânica forte no contexto de solos tropicais lateríticos.

Recomenda-se investigar a influência da inclinação das estacas no desempenho geotécnico e estrutural de contenções em fileira dupla, com ênfase na redistribuição dos esforços internos e nas solicitações estruturais das estacas. Parte-se da hipótese de que a inclinação possa favorecer a mobilização de esforços axiais, reduzindo os momentos fletores e, consequentemente, proporcionando uma utilização mais eficiente da capacidade resistente dos elementos estruturais.

Sugere-se a documentação sistemática da bacia de recalques (deslocamentos verticais no tardoz da contenção) em obras com estacas em fileira dupla, de modo a complementar a avaliação do desempenho do sistema. A integração entre os registros de deslocamentos horizontais e verticais permitirá uma compreensão mais abrangente dos mecanismos de deformação do maciço, contribuindo para o desenvolvimento de critérios de projeto e de desempenho mais representativos.

Recomenda-se a realização de estudos comparativos entre contenções em estacas em fileira dupla e contenções convencionais em estaca única associadas a tirantes ou grampos para as mesmas condições de escavação em solos lateríticos do Distrito Federal. A comparação deve contemplar não apenas o desempenho geotécnico e estrutural dos sistemas, mas principalmente os custos de implantação e os orçamentos das diferentes soluções, de forma a avaliar em quais faixas de profundidade a contenção em fileira dupla pode constituir uma alternativa técnica e economicamente competitiva em relação aos sistemas tradicionalmente empregados na região.

A – RESULTADOS DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Tabela A-1. Resultados das análises paramétricas.

ID	Arranjo	H	S/D	B/D	Conexão	Estado	I_E [m]	I_M [m]	F	u_{hmax} [m]	u_{hmax} [mm]	$u_{hmax/H}$ [%]	M [kN.m]	FS	$\sigma_{2\text{-}e1}$	$\sigma_{2\text{-}v1}$	R_1	$\sigma_{2\text{-}e2}$	$\sigma_{2\text{-}v2}$	R_2
1	A	3,00	1,25	2,50	SM	S	0,0201	1,05	0,0094	0,002	1,98	0,07	-	3,69	-	-	-	-	-	-
2	A	7,00	1,25	2,50	SM	S	0,0201	1,05	0,0094	0,009	8,70	0,12	-	3,61	-	-	-	-	-	-
3	A	8,80	1,25	2,50	SM	S	0,0201	1,05	0,0094	0,026	26,07	0,30	118,80	2,78	28,13	26,85	3,90	22,12	20,81	3,99
4	A	3,00	1,25	2,50	SM	NS	0,0201	1,05	0,0094	0,002	1,54	0,05	-	4,04	-	-	-	-	-	-
5	A	7,00	1,25	2,50	SM	NS	0,0201	1,05	0,0094	0,008	7,70	0,11	-	3,77	-	-	-	-	-	-
6	A	8,80	1,25	2,50	SM	NS	0,0201	1,05	0,0094	0,023	22,93	0,26	112,80	2,87	26,54	25,42	3,59	21,01	20,03	3,14
7	A	3,00	1,25	3,50	SM	S	0,0201	2,01	0,0049	0,001	1,38	0,05	-	3,69	-	-	-	-	-	-
8	A	7,00	1,25	3,50	SM	S	0,0201	2,01	0,0049	0,006	6,32	0,09	-	3,74	-	-	-	-	-	-
9	A	8,80	1,25	3,50	SM	S	0,0201	2,01	0,0049	0,019	18,90	0,21	83,89	3,01	32,45	27,80	14,16	23,08	22,10	2,99
10	A	3,00	1,25	3,50	SM	NS	0,0201	2,01	0,0049	0,002	1,53	0,05	-	?	-	-	-	-	-	-
11	A	7,00	1,25	3,50	SM	NS	0,0201	2,01	0,0049	0,005	5,44	0,08	-	3,96	-	-	-	-	-	-
12	A	8,80	1,25	3,50	SM	NS	0,0201	2,01	0,0049	0,017	17,10	0,19	91,59	3,13	26,24	25,39	3,24	20,45	19,63	2,63
13	A	3,00	1,25	4,50	SM	S	0,0201	3,30	0,0030	0,001	1,38	0,05	-	3,66	-	-	-	-	-	-
14	A	7,00	1,25	4,50	SM	S	0,0201	3,30	0,0030	0,005	4,78	0,07	-	3,66	-	-	-	-	-	-
15	A	8,80	1,25	4,50	SM	S	0,0201	3,30	0,0030	0,014	14,17	0,16	93,12	3,16	28,27	26,97	3,96	20,01	19,55	1,40
16	A	3,00	1,25	4,50	SM	NS	0,0201	3,30	0,0030	0,002	1,53	0,05	-		-	-	-	-	-	-
17	A	7,00	1,25	4,50	SM	NS	0,0201	3,30	0,0030	0,004	3,98	0,06	-	3,71	-	-	-	-	-	-
18	A	8,80	1,25	4,50	SM	NS	0,0201	3,30	0,0030	0,013	12,60	0,14	84,50	3,27	26,88	25,61	4,07	19,37	18,96	1,31
19	A	3,00	1,25	2,50	R	S	0,0201	1,05	0,0062	0,002	1,81	0,06	-	3,76	-	-	-	-	-	-
20	A	7,00	1,25	2,50	R	S	0,0201	1,05	0,0062	0,003	3,04	0,04	-	3,66	-	-	-	-	-	-
21	A	8,80	1,25	2,50	R	S	0,0201	1,05	0,0062	0,016	15,82	0,18	116,10	2,79	28,02	27,13	2,71	26,45	25,00	4,42
22	A	3,00	1,25	2,50	R	NS	0,0201	1,05	0,0062	0,002	1,54	0,05	-	4,13	-	-	-	-	-	-
23	A	7,00	1,25	2,50	R	NS	0,0201	1,05	0,0062	0,002	2,23	0,03	-	3,81	-	-	-	-	-	-
24	A	8,80	1,25	2,50	R	NS	0,0201	1,05	0,0062	0,014	14,05	0,16	83,99	2,88	26,58	25,59	3,17	25,32	23,92	4,48

ID	Arranjo	H	S/D	B/D	Conexão	Estado	I_E [m]	I_M [m]	F	u_{hmax} [m]	u_{hmax} [mm]	$u_{hmax/H}$ [%]	M [kN.m]	FS	$\sigma_{2\text{-}e1}$	$\sigma_{2\text{-}v1}$	R_1	$\sigma_{2\text{-}e2}$	$\sigma_{2\text{-}v2}$	R_2
25	A	3,00	1,25	3,50	R	S	0,0201	2,01	0,0032	0,002	1,82	0,06	-	3,69	-	-	-	-	-	-
26	A	7,00	1,25	3,50	R	S	0,0201	2,01	0,0032	0,002	1,99	0,03	-	3,83	-	-	-	-	-	-
27	A	8,80	1,25	3,50	R	S	0,0201	2,01	0,0032	0,011	10,90	0,12	128,10	3,06	28,20	27,15	3,20	24,19	23,11	3,28
28	A	3,00	1,25	3,50	R	NS	0,0201	2,01	0,0032	0,002	1,50	0,05	-	4,08	-	-	-	-	-	-
29	A	7,00	1,25	3,50	R	NS	0,0201	2,01	0,0032	0,001	1,34	0,02	-	4,08	-	-	-	-	-	-
30	A	8,80	1,25	3,50	R	NS	0,0201	2,01	0,0032	0,010	9,54	0,11	125,00	3,16	26,90	25,83	3,43	23,10	22,12	3,14
31	A	3,00	1,25	4,50	R	S	0,0201	3,30	0,0020	0,002	1,83	0,06	-	3,71	-	-	-	-	-	-
32	A	7,00	1,25	4,50	R	S	0,0201	3,30	0,0020	0,002	1,78	0,03	-	3,71	-	-	-	-	-	-
33	A	8,80	1,25	4,50	R	S	0,0201	3,30	0,0020	0,008	8,48	0,10	126,60	3,31	28,80	27,52	3,90	24,79	23,64	3,52
34	A	3,00	1,25	4,50	R	NS	0,0201	3,30	0,0020	0,001	1,10	0,04	-	4,10	-	-	-	-	-	-
35	A	7,00	1,25	4,50	R	NS	0,0201	3,30	0,0020	0,001	1,16	0,02	-	3,70	-	-	-	-	-	-
36	A	8,80	1,25	4,50	R	NS	0,0201	3,30	0,0020	0,007	7,30	0,08	123,30	3,41	27,47	26,29	3,78	22,55	22,35	0,67
37	A	3,00	1,50	2,50	SM	S	0,0201	0,87	0,0113	0,002	2,08	0,07	-	2,75	-	-	-	-	-	-
38	A	7,00	1,50	2,50	SM	S	0,0201	0,87	0,0113	0,009	9,37	0,13	-	2,75	-	-	-	-	-	-
39	A	8,80	1,50	2,50	SM	S	0,0201	0,87	0,0113	0,026	25,97	0,30	124,20	2,73	28,21	27,04	3,56	21,00	20,37	1,92
40	A	3,00	1,50	2,50	SM	NS	0,0201	0,87	0,0113	0,002	1,55	0,05	-	3,01	-	-	-	-	-	-
41	A	7,00	1,50	2,50	SM	NS	0,0201	0,87	0,0113	0,008	8,18	0,12	-	2,84	-	-	-	-	-	-
42	A	8,80	1,50	2,50	SM	NS	0,0201	0,87	0,0113	0,024	23,69	0,27	118,70	2,77	26,59	25,51	3,46	20,98	20,05	2,96
43	A	3,00	1,50	3,50	SM	S	0,0201	1,68	0,0059	0,002	2,07	0,07	-	2,77	-	-	-	-	-	-
44	A	7,00	1,50	3,50	SM	S	0,0201	1,68	0,0059	0,007	6,94	0,10	-	2,75	-	-	-	-	-	-
45	A	8,80	1,50	3,50	SM	S	0,0201	1,68	0,0059	0,016	16,16	0,18	116,00	?	28,50	25,68	8,59	20,56	20,00	1,71
46	A	3,00	1,50	3,50	SM	NS	0,0201	1,68	0,0059	0,002	1,53	0,05	-	?	-	-	-	-	-	-
47	A	7,00	1,50	3,50	SM	NS	0,0201	1,68	0,0059	0,006	5,91	0,08	-	2,77	-	-	-	-	-	-
48	A	8,80	1,50	3,50	SM	NS	0,0201	1,68	0,0059	0,018	17,75	0,20	110,50	2,77	28,60	23,37	16,75	16,30	13,12	10,18
49	A	3,00	1,50	4,50	SM	S	0,0201	2,75	0,0036	0,002	2,05	0,07	-	2,76	-	-	-	-	-	-
50	A	7,00	1,50	4,50	SM	S	0,0201	2,75	0,0036	0,005	5,20	0,07	-	2,76	-	-	-	-	-	-
51	A	8,80	1,50	4,50	SM	S	0,0201	2,75	0,0036	0,015	14,82	0,17	98,85	?	31,20	25,35	17,82	17,49	10,72	20,62
52	A	3,00	1,50	4,50	SM	NS	0,0201	2,75	0,0036	0,002	1,53	0,05	-	3,01	-	-	-	-	-	-

ID	Arranjo	H	S/D	B/D	Conexão	Estado	I_E [m]	I_M [m]	F	u_{hmax} [m]	u_{hmax} [mm]	$u_{hmax/H}$ [%]	M [kN.m]	FS	$\sigma_{2\text{-}e1}$	$\sigma_{2\text{-}v1}$	R_1	$\sigma_{2\text{-}e2}$	$\sigma_{2\text{-}v2}$	R_2
53	A	7,00	1,50	4,50	SM	NS	0,0201	2,75	0,0036	0,004	4,31	0,06	-	2,83	-	-	-	-	-	-
54	A	8,80	1,50	4,50	SM	NS	0,0201	2,75	0,0036	0,013	13,05	0,15	92,74	2,80	30,05	24,19	18,76	16,95	10,40	20,97
55	A	3,00	1,50	2,50	R	S	0,0201	0,87	0,0075	0,002	1,91	0,06	-	2,81	-	-	-	-	-	-
56	A	7,00	1,50	2,50	R	S	0,0201	0,87	0,0075	0,003	3,15	0,04	-	2,80	-	-	-	-	-	-
57	A	8,80	1,50	2,50	R	S	0,0201	0,87	0,0075	0,016	15,82	0,18	130,50	2,74	30,23	25,06	15,75	19,45	14,23	15,90
58	A	3,00	1,50	2,50	R	NS	0,0201	0,87	0,0075	0,002	1,54	0,05	-	3,09	-	-	-	-	-	-
59	A	7,00	1,50	2,50	R	NS	0,0201	0,87	0,0075	0,002	2,31	0,03	-	2,84	-	-	-	-	-	-
60	A	8,80	1,50	2,50	R	NS	0,0201	0,87	0,0075	0,014	14,15	0,16	125,90	2,84	29,31	23,71	17,93	18,48	13,74	15,18
61	A	3,00	1,50	3,50	R	S	0,0201	1,68	0,0039	0,002	1,91	0,06	-	2,81	-	-	-	-	-	-
62	A	7,00	1,50	3,50	R	S	0,0201	1,68	0,0039	0,002	2,17	0,03	-	2,81	-	-	-	-	-	-
63	A	8,80	1,50	3,50	R	S	0,0201	1,68	0,0039	0,011	10,96	0,12	164,60	2,81	31,96	25,96	18,28	18,14	13,07	15,44
64	A	3,00	1,50	3,50	R	NS	0,0201	1,68	0,0039	0,002	1,53	0,05	-	3,09	-	-	-	-	-	-
65	A	7,00	1,50	3,50	R	NS	0,0201	1,68	0,0039	0,001	1,43	0,02	-	2,75	-	-	-	-	-	-
66	A	8,80	1,50	3,50	R	NS	0,0201	1,68	0,0039	0,010	9,64	0,11	159,40	2,75	30,55	24,77	18,51	17,40	12,70	15,05
67	A	3,00	1,50	4,50	R	S	0,0201	2,75	0,0024	0,002	1,93	0,06	-	2,81	-	-	-	-	-	-
68	A	7,00	1,50	4,50	R	S	0,0201	2,75	0,0024	0,002	1,95	0,03	-	2,80	-	-	-	-	-	-
69	A	8,80	1,50	4,50	R	S	0,0201	2,75	0,0024	0,009	8,64	0,10	139,20	2,80	32,79	26,89	17,97	18,10	10,93	21,84
70	A	3,00	1,50	4,50	R	NS	0,0201	2,75	0,0024	0,002	1,53	0,05	-	3,10	-	-	-	-	-	-
71	A	7,00	1,50	4,50	R	NS	0,0201	2,75	0,0024	0,001	1,28	0,02	-	2,84	-	-	-	-	-	-
72	A	8,80	1,50	4,50	R	NS	0,0201	2,75	0,0024	0,007	7,41	0,08	135,60	2,83	31,30	25,70	17,93	17,43	10,54	22,06
73	A	3,00	2,00	2,50	SM	S	0,0201	0,65	0,0151	0,002	2,32	0,08	-	2,02	-	-	-	-	-	-
74	A	7,00	2,00	2,50	SM	S	0,0201	0,65	0,0151	0,011	11,37	0,16	-	2,02	-	-	-	-	-	-
75	A	8,80	2,00	2,50	SM	S	0,0201	0,65	0,0151	0,030	29,73	0,34	166,40	2,02	27,00	23,00	12,18	13,65	2,53	33,87
76	A	3,00	2,00	2,50	SM	NS	0,0201	0,65	0,0151	0,002	1,77	0,06	-	2,21	-	-	-	-	-	-
77	A	7,00	2,00	2,50	SM	NS	0,0201	0,65	0,0151	0,010	9,90	0,14	-	2,04	-	-	-	-	-	-
78	A	8,80	2,00	2,50	SM	NS	0,0201	0,65	0,0151	0,027	26,99	0,31	158,00	2,04	26,66	22,17	14,38	12,93	2,52	33,33
79	A	3,00	2,00	3,50	SM	S	0,0201	1,26	0,0079	0,002	2,33	0,08	-	2,02	-	-	-	-	-	-
80	A	7,00	2,00	3,50	SM	S	0,0201	1,26	0,0079	0,008	8,42	0,12	-	2,03	-	-	-	-	-	-
81	A	8,80	2,00	3,50	SM	S	0,0201	1,26	0,0079	0,022	22,23	0,25	132,50	2,03	30,15	25,05	15,53	10,46	4,13	19,28
82	A	3,00	2,00	3,50	SM	NS	0,0201	1,26	0,0079	0,003	2,96	0,10	-	2,22	-	-	-	-	-	-

ID	Arranjo	H	S/D	B/D	Conexão	Estado	I_E [m]	I_M [m]	F	u_{hmax} [m]	u_{hmax} [mm]	$u_{hmax/H}$ [%]	M [kN.m]	FS	$\sigma_{2\text{-}e1}$	$\sigma_{2\text{-}v1}$	R_1	$\sigma_{2\text{-}e2}$	$\sigma_{2\text{-}v2}$	R_2
83	A	7,00	2,00	3,50	SM	NS	0,0201	1,26	0,0079	0,008	7,65	0,11	-	2,04	-	-	-	-	-	-
84	A	8,80	2,00	3,50	SM	NS	0,0201	1,26	0,0079	0,019	19,00	0,22	122,10	2,04	28,94	23,77	16,55	10,01	4,04	19,12
85	A	3,00	2,00	4,50	SM	S	0,0201	2,06	0,0048	0,002	2,25	0,07	-	?	-	-	-	-	-	-
86	A	7,00	2,00	4,50	SM	S	0,0201	2,06	0,0048	0,005	4,71	0,07	-	2,02	-	-	-	-	-	-
87	A	8,80	2,00	4,50	SM	S	0,0201	2,06	0,0048	0,017	16,75	0,19	130,40	2,00	32,76	25,92	20,83	12,13	4,52	23,17
88	A	3,00	2,00	4,50	SM	NS	0,0201	2,06	0,0048	0,002	1,73	0,06	-		-	-	-	-	-	-
89	A	7,00	2,00	4,50	SM	NS	0,0201	2,06	0,0048	0,003	3,29	0,05	-	2,02	-	-	-	-	-	-
90	A	8,80	2,00	4,50	SM	NS	0,0201	2,06	0,0048	0,014	14,20	0,16	129,40	2,02	32,02	24,61	23,73	12,13	4,37	24,86
91	A	3,00	2,00	2,50	R	S	0,0201	0,65	0,0100	0,002	2,11	0,07	-	2,04	-	-	-	-	-	-
92	A	7,00	2,00	2,50	R	S	0,0201	0,65	0,0100	0,004	3,77	0,05	-	2,04	-	-	-	-	-	-
93	A	8,80	2,00	2,50	R	S	0,0201	0,65	0,0100	0,017	16,60	0,19	161,90	2,04	30,21	25,58	14,10	16,24	4,49	35,78
94	A	3,00	2,00	2,50	R	NS	0,0201	0,65	0,0100	0,002	1,57	0,05	-	2,23	-	-	-	-	-	-
95	A	7,00	2,00	2,50	R	NS	0,0201	0,65	0,0100	0,003	2,84	0,04	-	2,05	-	-	-	-	-	-
96	A	8,80	2,00	2,50	R	NS	0,0201	0,65	0,0100	0,015	14,55	0,17	157,60	2,04	29,00	24,51	14,38	15,54	4,33	35,90
97	A	3,00	2,00	3,50	R	S	0,0201	1,26	0,0052	0,002	2,13	0,07	-	2,04	-	-	-	-	-	-
98	A	7,00	2,00	3,50	R	S	0,0201	1,26	0,0052	0,003	2,75	0,04	-	2,02	-	-	-	-	-	-
99	A	8,80	2,00	3,50	R	S	0,0201	1,26	0,0052	0,012	11,81	0,13	187,40	2,02	32,04	26,37	17,27	13,76	3,79	30,36
100	A	3,00	2,00	3,50	R	NS	0,0201	1,26	0,0052	0,002	1,58	0,05	-	2,23	-	-	-	-	-	-
101	A	7,00	2,00	3,50	R	NS	0,0201	1,26	0,0052	0,004	4,47	0,06	-	2,05	-	-	-	-	-	-
102	A	8,80	2,00	3,50	R	NS	0,0201	1,26	0,0052	0,010	10,10	0,11	180,90	2,04	30,52	24,93	17,90	13,14	3,60	30,54
103	A	3,00	2,00	4,50	R	S	0,0201	2,06	0,0032	0,002	2,15	0,07	-	2,04	-	-	-	-	-	-
104	A	7,00	2,00	4,50	R	S	0,0201	2,06	0,0032	0,002	2,26	0,03	-	1,98	-	-	-	-	-	-
105	A	8,80	2,00	4,50	R	S	0,0201	2,06	0,0032	0,008	7,60	0,10	169,60	1,98	34,81	27,29	22,91	12,68	4,76	24,11
106	A	3,00	2,00	4,50	R	NS	0,0201	2,06	0,0032	0,002	1,60	0,05	-	?	-	-	-	-	-	-
107	A	7,00	2,00	4,50	R	NS	0,0201	2,06	0,0032	0,002	1,59	0,02	-	1,99	-	-	-	-	-	-
108	A	8,80	2,00	4,50	R	NS	0,0201	2,06	0,0032	0,007	7,42	0,08	164,70	1,99	33,17	26,18	22,38	12,96	4,86	25,94
109	A	3,00	2,50	2,50	SM	S	0,0201	0,52	0,0189	0,003	2,64	0,09	-	1,61	-	-	-	-	-	-
110	A	7,00	2,50	2,50	SM	S	0,0201	0,52	0,0189	0,013	13,45	0,19	-	1,61	-	-	-	-	-	-
111	A	8,80	2,50	2,50	SM	S	0,0201	0,52	0,0189	0,034	33,82	0,38	196,20	1,61	28,49	24,30	12,76	14,77	0,50	43,47
112	A	3,00	2,50	2,50	SM	NS	0,0201	0,52	0,0189	0,002	2,05	0,07	-	1,75	-	-	-	-	-	-

ID	Arranjo	H	S/D	B/D	Conexão	Estado	I_E [m]	I_M [m]	F	u_{hmax} [m]	u_{hmax} [mm]	$u_{hmax/H}$ [%]	M [kN.m]	FS	$\sigma_{2\text{-}e1}$	$\sigma_{2\text{-}v1}$	R_1	$\sigma_{2\text{-}e2}$	$\sigma_{2\text{-}v2}$	R_2
113	A	7,00	2,50	2,50	SM	NS	0,0201	0,52	0,0189	0,012	11,61	0,17	-	1,64	-	-	-	-	-	-
114	A	8,80	2,50	2,50	SM	NS	0,0201	0,52	0,0189	0,030	30,44	0,35	185,20	1,62	27,48	23,09	14,06	13,82	0,36	43,09
115	A	3,00	2,50	3,50	SM	S	0,0201	1,01	0,0098	0,003	2,63	0,09	-	?	-	-	-	-	-	-
116	A	7,00	2,50	3,50	SM	S	0,0201	1,01	0,0098	0,010	10,10	0,14	-	1,62	-	-	-	-	-	-
117	A	8,80	2,50	3,50	SM	S	0,0201	1,01	0,0098	0,025	25,33	0,29	163,00	1,61	30,54	25,68	14,80	10,90	0,98	30,21
118	A	3,00	2,50	3,50	SM	NS	0,0201	1,01	0,0098	0,002	2,04	0,07	-	1,76	-	-	-	-	-	-
119	A	7,00	2,50	3,50	SM	NS	0,0201	1,01	0,0098	0,009	8,54	0,12	-	1,61	-	-	-	-	-	-
120	A	8,80	2,50	3,50	SM	NS	0,0201	1,01	0,0098	0,022	22,35	0,25	153,10	1,61	29,45	24,73	15,11	10,39	1,31	29,07
121	A	3,00	2,50	4,50	SM	S	0,0201	1,65	0,0060	0,003	2,60	0,09	-	?	-	-	-	-	-	-
122	A	7,00	2,50	4,50	SM	S	0,0201	1,65	0,0060	0,007	7,45	0,11	-	1,60	-	-	-	-	-	-
123	A	8,80	2,50	4,50	SM	S	0,0201	1,65	0,0060	0,019	18,71	0,21	153,10	1,60	31,87	26,47	16,45	10,65	1,78	27,03
124	A	3,00	2,50	4,50	SM	NS	0,0201	1,65	0,0060	0,002	2,00	0,07	-	1,74	-	-	-	-	-	-
125	A	7,00	2,50	4,50	SM	NS	0,0201	1,65	0,0060	0,006	6,19	0,09	-	1,59	-	-	-	-	-	-
126	A	8,80	2,50	4,50	SM	NS	0,0201	1,65	0,0060	0,016	16,47	0,19	144,70	1,59	30,62	25,02	17,93	10,19	1,95	26,39
127	A	3,00	2,50	2,50	R	S	0,0201	0,52	0,0125	0,002	2,39	0,08	-	?	-	-	-	-	-	-
128	A	7,00	2,50	2,50	R	S	0,0201	0,52	0,0125	0,005	4,64	0,07	-	1,61	-	-	-	-	-	-
129	A	8,80	2,50	2,50	R	S	0,0201	0,52	0,0125	0,018	18,17	0,21	193,30	1,61	30,77	25,90	14,83	16,84	2,38	44,05
130	A	3,00	2,50	2,50	R	NS	0,0201	0,52	0,0125	0,002	1,78	0,06	-	1,77	-	-	-	-	-	-
131	A	7,00	2,50	2,50	R	NS	0,0201	0,52	0,0125	0,003	3,50	0,05	-	1,63	-	-	-	-	-	-
132	A	8,80	2,50	2,50	R	NS	0,0201	0,52	0,0125	0,016	15,86	0,18	187,40	?	29,52	24,78	15,18	15,91	2,18	43,98
133	A	3,00	2,50	3,50	R	S	0,0201	1,01	0,0065	0,002	2,40	0,08	-	1,63	-	-	-	-	-	-
134	A	7,00	2,50	3,50	R	S	0,0201	1,01	0,0065	0,003	3,44	0,05	-	1,61	-	-	-	-	-	-
135	A	8,80	2,50	3,50	R	S	0,0201	1,01	0,0065	0,013	13,03	0,15	210,00	1,61	32,34	27,29	15,38	14,75	2,46	37,44
136	A	3,00	2,50	3,50	R	NS	0,0201	1,01	0,0065	0,002	1,80	0,06	-	1,76	-	-	-	-	-	-
137	A	7,00	2,50	3,50	R	NS	0,0201	1,01	0,0065	0,003	2,51	0,04	-	?	-	-	-	-	-	-
138	A	8,80	2,50	3,50	R	NS	0,0201	1,01	0,0065	0,011	11,20	0,13	203,40	1,60	30,85	25,79	16,20	14,12	2,65	36,73
139	A	3,00	2,50	4,50	R	S	0,0201	1,65	0,0040	0,002	2,42	0,08	-	1,63	-	-	-	-	-	-
140	A	7,00	2,50	4,50	R	S	0,0201	1,65	0,0040	0,003	3,07	0,04	-	1,61	-	-	-	-	-	-
141	A	8,80	2,50	4,50	R	S	0,0201	1,65	0,0040	0,011	10,50	0,12	200,30	1,60	33,12	26,98	18,70	13,14	2,69	31,82
142	A	3,00	2,50	4,50	R	NS	0,0201	1,65	0,0040	0,002	1,81	0,06	-	1,79	-	-	-	-	-	-

ID	Arranjo	H	S/D	B/D	Conexão	Estado	I_E [m]	I_M [m]	F	u_{hmax} [m]	u_{hmax} [mm]	$u_{hmax/H}$ [%]	M [kN.m]	FS	$\sigma_{2\text{-}e1}$	$\sigma_{2\text{-}v1}$	R_1	$\sigma_{2\text{-}e2}$	$\sigma_{2\text{-}v2}$	R_2
143	A	7,00	2,50	4,50	R	NS	0,0201	1,65	0,0040	0,002	2,23	0,03	-	1,62	-	-	-	-	-	-
144	A	8,80	2,50	4,50	R	NS	0,0201	1,65	0,0040	0,009	8,96	0,10	194,70	1,60	31,56	25,63	18,99	12,65	2,46	32,64
145	A	3,00	3,00	2,50	SM	S	0,0201	0,44	0,0227	0,003	2,96	0,10	-	1,42	-	-	-	-	-	-
146	A	7,00	3,00	2,50	SM	S	0,0201	0,44	0,0227	0,016	15,89	0,23	-	1,39	-	-	-	-	-	-
147	A	8,80	3,00	2,50	SM	S	0,0201	0,44	0,0227	0,038	37,69	0,43	238,00	1,37	27,95	23,23	14,38	15,01	0,02	45,67
148	A	3,00	3,00	2,50	SM	NS	0,0201	0,44	0,0227	0,002	2,32	0,08	-	1,50	-	-	-	-	-	-
149	A	7,00	3,00	2,50	SM	NS	0,0201	0,44	0,0227	0,014	13,57	0,19	-	?	-	-	-	-	-	-
150	A	8,80	3,00	2,50	SM	NS	0,0201	0,44	0,0227	0,034	33,78	0,38	216,00	1,40	26,58	22,23	13,93	14,21	0,06	45,31
151	A	3,00	3,00	3,50	SM	S	0,0201	0,84	0,0118	0,003	2,95	0,10	-	1,42	-	-	-	-	-	-
152	A	7,00	3,00	3,50	SM	S	0,0201	0,84	0,0118	0,012	11,56	0,17	-	?	-	-	-	-	-	-
153	A	8,80	3,00	3,50	SM	S	0,0201	0,84	0,0118	0,028	28,14	0,32	191,20	1,40	28,96	24,12	14,74	13,37	0,75	38,44
154	A	3,00	3,00	3,50	SM	NS	0,0201	0,84	0,0118	0,002	2,33	0,08	-	1,54	-	-	-	-	-	-
155	A	7,00	3,00	3,50	SM	NS	0,0201	0,84	0,0118	0,010	9,75	0,14	-	?	-	-	-	-	-	-
156	A	8,80	3,00	3,50	SM	NS	0,0201	0,84	0,0118	0,025	25,01	0,28	173,60	1,40	27,91	23,26	14,89	12,47	0,65	37,85
157	A	3,00	3,00	4,50	SM	S	0,0201	1,37	0,0072	0,003	2,95	0,10	-	1,41	-	-	-	-	-	-
158	A	7,00	3,00	4,50	SM	S	0,0201	1,37	0,0072	0,009	8,55	0,12	-	1,36	-	-	-	-	-	-
159	A	8,80	3,00	4,50	SM	S	0,0201	1,37	0,0072	0,021	20,86	0,24	160,00	1,35	31,38	26,83	13,86	11,78	0,00	35,87
160	A	3,00	3,00	4,50	SM	NS	0,0201	1,37	0,0072	0,002	2,30	0,08	-	1,52	-	-	-	-	-	-
161	A	7,00	3,00	4,50	SM	NS	0,0201	1,37	0,0072	0,007	7,01	0,10	-	1,37	-	-	-	-	-	-
162	A	8,80	3,00	4,50	SM	NS	0,0201	1,37	0,0072	0,018	18,16	0,21	151,00	1,37	30,14	25,67	14,31	11,10	0,26	34,71
163	A	3,00	3,00	2,50	R	S	0,0201	0,44	0,0150	0,003	2,63	0,09	-	1,43	-	-	-	-	-	-
164	A	7,00	3,00	2,50	R	S	0,0201	0,44	0,0150	0,005	5,48	0,08	-	?	-	-	-	-	-	-
165	A	8,80	3,00	2,50	R	S	0,0201	0,44	0,0150	0,020	19,62	0,22	208,60	1,38	29,50	25,05	13,55	16,84	1,77	45,89
166	A	3,00	3,00	2,50	R	NS	0,0201	0,44	0,0150	0,002	1,98	0,07	-	1,56	-	-	-	-	-	-
167	A	7,00	3,00	2,50	R	NS	0,0201	0,44	0,0150	0,004	4,24	0,06	-		-	-	-	-	-	-
168	A	8,80	3,00	2,50	R	NS	0,0201	0,44	0,0150	0,017	17,03	0,19	208,20	1,38	28,27	23,84	14,19	15,91	1,36	46,61
169	A	3,00	3,00	3,50	R	S	0,0201	0,84	0,0078	0,003	2,64	0,09	-	1,42	-	-	-	-	-	-
170	A	7,00	3,00	3,50	R	S	0,0201	0,84	0,0078	0,004	4,10	0,06	-	?	-	-	-	-	-	-
171	A	8,80	3,00	3,50	R	S	0,0201	0,84	0,0078	0,014	14,18	0,16	216,00	1,40	31,36	26,60	14,50	14,61	1,91	38,70
172	A	3,00	3,00	3,50	R	NS	0,0201	0,84	0,0078	0,002	2,03	0,07	-	1,54	-	-	-	-	-	-

ID	Arranjo	H	S/D	B/D	Conexão	Estado	I_E [m]	I_M [m]	F	u_{hmax} [m]	u_{hmax} [mm]	$u_{hmax/H}$ [%]	M [kN.m]	FS	$\sigma_{2\text{-}e1}$	$\sigma_{2\text{-}v1}$	R_1	$\sigma_{2\text{-}e2}$	$\sigma_{2\text{-}v2}$	R_2
173	A	7,00	3,00	3,50	R	NS	0,0201	0,84	0,0078	0,003	3,31	0,05	-	1,41	-	-	-	-	-	-
174	A	8,80	3,00	3,50	R	NS	0,0201	0,84	0,0078	0,012	12,20	0,14	206,70	1,39	30,13	25,50	14,83	13,94	2,05	38,09
175	A	3,00	3,00	4,50	R	S	0,0201	1,37	0,0047	0,003	2,68	0,09	-	1,43	-	-	-	-	-	-
176	A	7,00	3,00	4,50	R	S	0,0201	1,37	0,0047	0,004	3,67	0,05	-	1,38	-	-	-	-	-	-
177	A	8,80	3,00	4,50	R	S	0,0201	1,37	0,0047	0,012	11,89	0,14	217,90	1,37	32,94	27,22	17,42	13,06	1,62	34,86
178	A	3,00	3,00	4,50	R	NS	0,0201	1,37	0,0047	0,002	2,03	0,07	-	1,54	-	-	-	-	-	-
179	A	7,00	3,00	4,50	R	NS	0,0201	1,37	0,0047	0,003	2,71	0,04	-	1,39	-	-	-	-	-	-
180	A	8,80	3,00	4,50	R	NS	0,0201	1,37	0,0047	0,010	9,84	0,11	211,40	1,36	31,53	25,78	18,41	12,54	1,52	35,29
181	Q	3,00	1,50	3,50	SM	S	0,0201	1,68	0,0059	0,002	2,07	0,07	-	?	-	-	-	-	-	-
182	Q	7,00	1,50	3,50	SM	S	0,0201	1,68	0,0059	0,007	6,92	0,10	-	2,81	-	-	-	-	-	-
183	Q	8,80	1,50	3,50	SM	S	0,0201	1,68	0,0059	0,020	19,58	0,22	108,00	2,81	30,02	24,85	15,75	18,09	13,09	15,23
184	Q	3,00	1,50	3,50	SM	NS	0,0201	1,68	0,0059	0,002	1,97	0,07	-	3,06	-	-	-	-	-	-
185	Q	7,00	1,50	3,50	SM	NS	0,0201	1,68	0,0059	0,006	6,34	0,09	-	2,83	-	-	-	-	-	-
186	Q	8,80	1,50	3,50	SM	NS	0,0201	1,68	0,0059	0,018	17,75	0,20	98,92	2,92	28,78	23,41	17,20	17,22	12,84	14,02
187	Q	3,00	2,00	3,50	SM	S	0,0201	1,26	0,0079	0,002	2,33	0,08	-	2,03	-	-	-	-	-	-
188	Q	7,00	2,00	3,50	SM	S	0,0201	1,26	0,0079	0,008	8,32	0,12	-	2,03	-	-	-	-	-	-
189	Q	8,80	2,00	3,50	SM	S	0,0201	1,26	0,0079	0,022	22,28	0,25	114,70	2,03	34,29	27,75	19,92	11,56	5,52	18,39
190	Q	3,00	2,00	3,50	SM	NS	0,0201	1,26	0,0079	0,002	1,77	0,06	-	>	-	-	-	-	-	-
191	Q	7,00	2,00	3,50	SM	NS	0,0201	1,26	0,0079	0,007	6,81	0,10	-	2,07	-	-	-	-	-	-
192	Q	8,80	2,00	3,50	SM	NS	0,0201	1,26	0,0079	0,020	19,81	0,23	119,10	2,07	29,17	23,84	17,07	11,04	5,17	18,81
193	Q	3,00	2,50	3,50	SM	S	0,0201	1,01	0,0098	0,003	2,63	0,09	-	1,63	-	-	-	-	-	-
194	Q	7,00	2,50	3,50	SM	S	0,0201	1,01	0,0098	0,010	10,02	0,14	-	1,61	-	-	-	-	-	-
195	Q	8,80	2,50	3,50	SM	S	0,0201	1,01	0,0098	0,025	25,21	0,29	162,00	1,61	30,21	25,68	13,80	10,92	0,48	31,80
196	Q	3,00	2,50	3,50	SM	NS	0,0201	1,01	0,0098	0,002	2,03	0,07	-	?	-	-	-	-	-	-
197	Q	7,00	2,50	3,50	SM	NS	0,0201	1,01	0,0098	0,009	8,55	0,12	-	1,67	-	-	-	-	-	-
198	Q	8,80	2,50	3,50	SM	NS	0,0201	1,01	0,0098	0,023	22,77	0,26	148,50	1,67	29,14	24,78	13,96	10,30	0,45	31,53
199	Q	3,00	3,00	3,50	SM	S	0,0201	0,84	0,0118	0,003	3,00	0,10	-	1,40	-	-	-	-	-	-
200	Q	7,00	3,00	3,50	SM	S	0,0201	0,84	0,0118	0,012	11,91	0,17	-		-	-	-	-	-	-
201	Q	8,80	3,00	3,50	SM	S	0,0201	0,84	0,0118	0,028	28,49	0,32	195,00	1,40	30,07	23,99	18,52	15,20	0,60	44,46
202	Q	3,00	3,00	3,50	SM	NS	0,0201	0,84	0,0118	0,002	2,30	0,08	-	1,51	-	-	-	-	-	-

ID	Arranjo	H	S/D	B/D	Conexão	Estado	I_E [m]	I_M [m]	F	u_{hmax} [m]	u_{hmax} [mm]	$u_{hmax/H}$ [%]	M [kN.m]	FS	$\sigma_{2\text{-}e1}$	$\sigma_{2\text{-}v1}$	R_1	$\sigma_{2\text{-}e2}$	$\sigma_{2\text{-}v2}$	R_2
203	Q	7,00	3,00	3,50	SM	NS	0,0201	0,84	0,0118	0,010	9,76	0,14	-	1,43	-	-	-	-	-	-
204	Q	8,80	3,00	3,50	SM	NS	0,0201	0,84	0,0118	0,025	25,45	0,29	176,90	1,40	29,97	23,22	21,61	13,55	0,57	41,56

? Convergência não alcançada.

- Não calculado.

S – Saturado.

NS – Não saturado.

R – Rígida

SM – Semirrígida

Alinhado – A

Quincôncio - Q

DECLARAÇÃO DE FERRAMENTAS DE INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL

Declara-se, para os devidos fins, que foram utilizadas as seguintes ferramentas baseadas em Inteligência Artificial (IA) durante o processo de redação e revisão da presente dissertação, conforme especificado a seguir:

- ChatGPT-4: utilizado para revisão gramatical e ortográfica, bem como para o aprimoramento da clareza, coesão e fluidez da redação.
- DeepSeek: utilizado para auxílio na busca e organização preliminar de referências bibliográficas, além da tradução de trechos de textos em língua estrangeira.
- Consensus: utilizado para localização, sumarização e análise preliminar de evidências em artigos científicos revisados por pares, com o objetivo de identificar e ordenar as referências mais relevantes para a pesquisa.
- NotebookLM: utilizado para extração de informações específicas e destaque de trechos-chave em um grande volume de referências em formato PDF, atuando como ferramenta auxiliar de busca e triagem de dados em massa.
- Copilot: utilizado para o aprimoramento da resolução de imagens extraídas de referências bibliográficas.

É enfatizado que a estrutura geral da dissertação, a definição do problema de pesquisa, a construção da fundamentação teórica, a elaboração das conclusões e a geração de todas as ideias centrais são de inteira e exclusiva autoria do autor. As ferramentas de IA generativa foram empregadas unicamente como suporte para aprimorar a expressão textual e a organização dos dados, nunca para a produção autônoma de conteúdo, a sugestão de argumentos ou a inferência de conclusões científicas. Todo o processo foi diretamente supervisionado, e todas as saídas geradas por essas ferramentas foram criteriosamente revisadas, validadas e, quando necessário, reformuladas integralmente.

Assume-se, portanto, integral responsabilidade pela originalidade, precisão factual, coerência argumentativa e conformidade ética de todo o conteúdo apresentado neste trabalho.

REFERÊNCIAS

ADDENBROOKE, T.I. (1994). A flexibility number for the displacement controlled design of multi propped retaining walls. Ground Engineering, 27(7): 41-45.

ALMASI, M. (2025). Numerical evaluation of soil arching effects on lateral earth pressure in soldier pile retaining wall systems. Scientific Reports, 15.

ALONSO, E.E.; GENS, A. e HIGH, D.W. (1987). Special problem soils. In: Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Ireland, 3: 1087-1146.

ALONSO, E.E.; GENS, A. e JOSA, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique, 40(3): 405-430.

ANDRADE, L.N. (2024). Avaliação do efeito arco em cortinas de contenção via análise numérica 3D do comportamento tensão x deformação. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 150 p.

ARAGÃO, C.J.G. e MELO, A.C. (1982). Fundações rasas em solo colapsível: um caso no semi-árido de Pernambuco. In: Anais do 7º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Olinda/Recife, Brasil, 2: 19-40.

ARAKI, M.S. (1997). Aspectos Relativos Às Propriedades Dos Solos Porosos Colapsíveis Do Distrito Federal. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 350 p.

ARIARATNAM, S. e CHAMMOUT, B. (2021). Underground space development resulting from increased urban migration. Global Journal of Engineering and Technology Advances, 8(2).

BAPTISTA, G.M.M. (1998). Caracterização climatológica do Distrito Federal. In: FREITAS-SILVA, F.H. e CAMPOS, J.E.G. (eds.). Inventário Hidrogeológico do Distrito Federal, Parte V. UnB/IEMA, pp. 1-21.

BARTEL, S. e JANSSEN, G. (2016). Underground spatial planning – Perspectives and current research in Germany. Tunnelling and Underground Space Technology, 55: 112-117.

BENTLEY (2024a). Plaxis 3D 2024.2 Material Models Manual 3D. Manual Técnico, Seequent, The Bentley Subsurface Company, Dublin, Ireland, 266 p.

BENTLEY (2024b). PLAXIS 3D 2024.2 Reference Manual 3D. Reference Manual, Bentley Systems Inc., Delft, Netherlands, 666 p.

BJERRUM, L. e EIDE, O. (1956). Stability of strutted excavations in clay. Géotechnique, 6(1): 32-47.

BO, Z. e ZHAI, Y. (2015). Influence of space of double row piles on soil arching effect. International Journal of Engineering Research and Applications, 5(2): 19-21.

BOBYLEV, N. (2009). Mainstreaming sustainable development into a city's Master plan: A case of Urban Underground Space use. Land Use Policy, 26(4): 1128-1137.

BORGES, C.R. (2014). Estudo Microestrutural Do Comportamento Hidromecânico Do Solo De Brasília-DF. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 200 p.

BOSSCHER, P.J. e GRAY, D.H. (1986). Soil Arching in Sandy Slopes. Journal of Geotechnical Engineering, 112(6): 626-645.

BOTELHO DA COSTA, J. (1973). Caracterização e constituição do solo. 3.ed. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, Portugal, 243 p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. e GITIRANA JUNIOR, G.F.N. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. Soils and Rocks, 44(3): e2021068121.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., REZENDE, L.R., CARDOSO, F.B.F., LUCENA, L.C.F.L., GUIMARÃES, R.C. & VALENCIA, Y.G. (2015). Tropical soils for highway construction: peculiarities and considerations. Transportation Geotechnics, 5: 3-19.

CARDOSO, F.B.F. (1995). Análise Química, Mineralógica E Micromorfológica De Solos Tropicais Colapsíveis E O Estudo Da Dinâmica Do Colapso. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 421 p.

CARDOSO, F.B.F. (2002). Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357 p.

CHEN, C.-Y. e MARTIN, G.R. (2002). Soil–structure interaction for landslide stabilizing piles. Computers and Geotechnics, 29(5): 363-386.

CHEN, G.; ZOU, L.; WANG, Q. e ZHANG, G. (2020). Pile-spacing calculation of anti-slide pile based on soil arching effect. Advances in Civil Engineering, 2020: Article 7149379.

CINTRA, J.C.A. (2004). Aplicações da Mecânica dos Solos Não Saturados: Fundações em Solos Colapsíveis. V Simpósio Brasileiro sobre Solos Não Saturados, São Carlos, SP, v. 2, pp. 575-593.

CINTRA, J.C.A. e AOKI, N. (2010). Projeto de Fundações em Solos Colapsíveis. EESC-USP, São Carlos, SP, 108 p.

CLOUGH, G.W.; SMITH, E.M. e SWEENEY, B.P. (1989). Movement control of excavation support systems by iterative design. In: Proc., ASCE Found. Engrg.: Current Principles and Pract., ASCE, New York, USA, 2: 869-884.

CLOUGH, R.W. (1960). The finite element method in plane stress analysis. Proceedings of the 2nd ASCE Conference on Electronic Computation, ASCE, Pittsburgh, PA, USA, 345-378.

COIMBRA, A.R.S.R. (1987). Balanço hídrico preliminar do Distrito Federal. In: Inventário hidrogeológico do Distrito Federal. GDF/CAESB, pp. 50-78.

CONCIANI, W.; BURGOS, P.C. e BEZERRA, R.L. (2022). Origem e formação dos solos, perfis de intemperismo. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JUNIOR, G.F.N.; MACHADO, S.L.; MASCARENHA, M.M.A. e SILVA FILHO, F.C. (orgs.). Solos não saturados no contexto geotécnico. 2.ed. ABMS, São Paulo, Brasil, cap. 3.

CORNFORTH, D.H. (2005). Landslides in Practice: Investigation, Analysis, and Remedial/Preventative Options in Soils. John Wiley, New York, USA, 596 p.

DUDLEY, J.H. (1970). Review of collapsing soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 96(3): 925-947.

DUNNICLIFF, J. (1988). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. John Wiley, Canada, 577p.

FERREIRA, S.R.M. (1995). Colapso e expansão em solos naturais não saturados devidos à inundação. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 350 p.

FINNO, R.J. e ROBOSKI, J.F. (2005). Three-Dimensional Responses of a Tied-Back Excavation through Clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(3): 273-282.

FINNO, R.J.; BRYSON, S. e CALVELLO, M. (2002). Performance of a Stiff Support System in Soft Clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128(8): 660-671.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. e FREDLUND, M.D. (2012). Unsaturated soil mechanics in engineering practice. John Wiley e Sons, New York, USA, 926 p.

GEORGE, T.I.; DASAKA, S.M. e DANIEL, A.V. (2022). Soil Arching and Its Effect on Contiguous Pile Wall Subjected to Staged Excavation: Physical and Numerical Investigations. Indian Geotechnical Journal, 52: 610-625.

GILBERT, P.H.; ARIARATNAM, S.T.; CONNERY, N.R.; ENGLISH, G.; FELICE, C.; HASHASH, Y.; HENDRICKSON, C.; NELSON, P.; STERLING, R.; TAMARO, G. e TONON, F. (2013). Underground Engineering for Sustainable Urban Development. The National Academies Press, Washington, DC, 148 p.

GREEN, G.E. e MIKKELSEN, P.E. (1988). Deformation Measurements with Inclinometers. In: Transportation Research Record 1169. TRB, National Research Council, Washington D.C., pp. 1-15.

GUIMARÃES, R.C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 192 p.

HE, Y.; YANG, B.; JIN, B.; LI, R.; TAN, Y. e WANG, T. (1996). A study on the test and calculation of double-row fender piles. Journal of Building Structures, 17(2): 58-66 (in Chinese).

HERNÁNDEZ-MONTES, E.; SHIN, M.; ASCHHEIM, M. e GIL-MARTÍN, L.M. (2012). Developments in excavation bracing systems. Tunnelling and Underground Space Technology, 31: 107-116.

HINTON, E. E OWEN, D.R.J. (1979). An Introduction to Finite Element Computations. Pineridge Press Limited, Swansea, U.K., 347 p.

ILYAS, T.; LEUNG, C.F.; CHOW, Y.K. e BUDI, S.S. (2004). Centrifuge Model Study of Laterally Loaded Pile Groups in Clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(3): 274-283.

IPEDF (2020). Atlas do Distrito Federal. IPEDF, Brasília, DF.

ITO, T. e MATSUI, T. (1975). Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles. Soils and Foundations, 15(4): 43-59.

JENNINGS, J.E. e KNIGHT, K. (1975) A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to "collapse" of grain structure. 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, África do Sul, v. 1, pp. 99-105.

JIA, J. e PAN, X. (2025). A Novel Strutless Double-Row Structure for Deep Excavation: Working Mechanism Study and Analysis. Applied Sciences, 15(4): 2173.

LAERA, A., SARATHCHANDRAN, A. e BRINKGREVE, R.B.J. (eds.) (2018). Plaxis The Creep-SCLAY1S Model. Manual Técnico, Plaxis bv, Delft, Netherlands, 36 p.

LAN, B.; WANG, Y. e WANG, W. (2023). Review of the Double-Row Pile Supporting Structure and Its Force and Deformation Characteristics. Applied Sciences, 13(13): 7715.

LI, H.; NI, W.; LI, G. e WANG, D. (2020). Determination of maximum pile spacing of anti-slide pile with rectangular section considering soil arching effects. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 560: 012045.

LI, Y.; DU, X.; DONG, X.; CHEN, H. e GUO, Z. (2025). An experimental investigation on the arching effect of cohesive materials in trapdoor tests. Transportation Geotechnics, 50: 101453.

LIANG, R. e ZENG, S. (2002). Numerical Study of Soil Arching Mechanism in Drilled Shafts for Slope Stabilization. Soils and Foundations, 42(2): 83-92.

LIN, P.; WANG, Y.F.; FAN, Z.X. e HUANG, D.Y. (2010). Application and analysis of retaining structure with double-row piles in soft ground excavation engineering. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 32: 331-334.

LIU, J.H. e HOU, X.Y. (1997). Excavation engineering handbook (in Chinese). China Architecture and Building Press, Beijing, China, 250 p.

LIU, J.Y.; LIU, Y. e SONG, X.H. (2017). Research on the reasonable pile spacing of micro pile composite soil nailing. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 81: 012157.

LIU, X.Y.; FRANZA, A. e JIMENEZ, R. (2024). Effects of relative density and dilatancy on stress and deformation arching of sand over an active trapdoor. Computers and Geotechnics, 173: 106485.

LONG, M. (2001). Database for Retaining Wall and Ground Movements due to Deep Excavations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(3): 203-224.

LOPES, J.A.U. (1987). Terra Roxa-PR: um caso notável de problemas em fundações rasas provocadas por fenômenos associados a colapso de solos. In: Anais do 5º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, ABGE, São Paulo, Brasil, 2: 359-375.

MACHAN, G. e BENNETT, V. (2008). Use of Inclinometers for Geotechnical Instrumentation on Transportation Projects. 1.ed. Transportation Research Board, Washington D.C., USA, 50 p.

MAGALHÃES, E.P. (2003). Comportamento Experimental de uma Cortina de Estaca Prancha Assente em Solo Poroso do DF: Implicações para o Projeto e Metodologia do Cálculo. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-105/2003, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 149 p.

MEDEIROS, A.G.B. (2005). Análise Numérica de Estruturas de Contenção em Balanço e Grampeadas do Tipo "Estaca Justaposta" Assentes em Solo Poroso do DF. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-135/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 135 p.

MEI, G.; CHEN, Q. e SONG, L. (2009). Model for predicting displacement-dependent lateral earth pressure. Canadian Geotechnical Journal, 46(8): 969-975.

MENDOZA BOLAÑOS, C.C. (2013). Estudo do Comportamento Mecânico e Numérico de Grupo de Estacas do Tipo Alluvial Anker em Solo Poroso do Distrito Federal. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 250 p.

MENDOZA, C., e FARIAS, M. M. (2020). Critical state model for structured soil. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 630-641.

MIKKELSEN, P.E. (1996). Chapter 11 - Field Instrumentation. In: TURNER, A.K. e SCHUSTER, R.L. (eds.). TRB Special Report 247: Landslides: Investigation and Mitigation. TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 278-316.

MIKKELSEN, P.E. (2003). Advances in inclinometer data analysis. Proceedings of the 6th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Oslo, Norway, pp. 555-567.

MOORMANN, C. (2004). Analysis of Wall and Ground Movements Due to Deep Excavations in Soft Soil Based on a New Worldwide Database. Soils and Foundations, 44: 87-98.

MOTA, N.M.B. (2003). Ensaios Avançados De Campo Na Argila Porosa Não Saturada De Brasília: Interpretação E Aplicação Em Projetos De Fundação. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 335 p.3more_horiz

NELSON, P.P. (2016). A framework for the future of urban underground engineering. Tunnelling and Underground Space Technology, 55: 32-39.

NG, C.W.W.; OWUSU, S.T.; ZHOU, C. e CHIU, A.C.F. (2020). Effects of sesquioxide content on stress-dependent water retention behaviour of weathered soils. Engineering Geology, 266: 105455.

OLIVEIRA, L.H.B. (2014). Modelagem Numérica de uma Estrutura de Contenção de Estacas Espaçadas Atirantadas em Areia. Dissertação de Mestrado, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, RN, 218 p.

ONU. (2025). World Urbanization Prospects 2025: Summary of Results. UN DESA/POP/2025/TR/NO. 12. United Nations, New York, USA.

OOI, P.S.K.; CHANG, B.K.F. e WANG, S. (2004). Simplified lateral load analyses of fixed-head piles and pile groups. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130: 1140-1151.

OU, C.Y. (2006). Deep excavation: Theory and practice. Taylor e Francis, London, UK, 450 p.

OU, C.Y.; SHIAU, B.Y. e WANG, I.W. (2000). Three-dimensional deformation behavior of the Taipei National Enterprise Center (TNEC) excavation case history. Canadian Geotechnical Journal, 37(2): 438-448.

PECK, R.B. (1969). Deep excavation e tunneling in soft ground. State-of-the-art report. In: Proc., 7th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Mexico City, Mexico, pp. 225-281.

PEIXOTO, R.J. (1999). Aplicação de Modelos Constitutivos na Avaliação do Comportamento Mecânico da Argila Porosa Colapsível do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM - 064A/99, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 191 p.

PENG, W. e LIU, B. (2018). Indoor model test study on row spacing of double-row piles supporting deep excavation pit. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 45: 121-127.

PÉREZ, R.F. (2017). Inclusões Rígidas para o Controle de Recalques nos Solos Colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 160 p.

QIAN, Y. e GUO, E. (2011). Numerical simulation of working performance for retaining structure with double-row piles. Proceedings of the Second International Conference on Mechanic Automation and Control Engineering, Inner Mongolia, China, pp. 6633-6637.

QUEIROZ, A.C.G. (2015). Estudo do Comportamento Microestrutural de Solos Tropicais Compactados. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 108 p.

REBOLLEDO, J.F.R. E SANTIAGO, I.M. (2022). Performance evaluation of rigid inclusions for settlement control of grain silos in tropical soils. Soils and Rocks, 45(4): e2022004822.23

REBOLLEDO, J.F.R., LEÓN, R.F.P. e CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2019a). Obtaining the mechanical parameters for the Hardening Soil model of tropical soils in the city of Brasília. Soils and Rocks, 42(3): 265-279.1.

REBOLLEDO, J.F.R., LEÓN, R.F.P. e CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2019b). Performance evaluation of rigid inclusion foundations in the reduction of settlements. Soils and Rocks, 42(1): 61-74.1.

REN, P.Z.; WANG, J.A.; HAN, X.G. e ZHAN, Y.T. (2019). Photoelastic experiment on stress of shield tunnels in gravel strata. China Journal of Highway and Transport, 32: 118-127+162.

RODRIGUES, R.A. (2007) Modelação das Deformações por Colapso Devidas à Ascensão de Lençol Freático. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, SP, 262 p.

RONG, L. (2017). Model test of unequal double-row pile with mast. Master's thesis, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an, China.

ROWE, P. (1952). Anchored sheet pile walls. Proc., Instn. of Civ. Engrs., London, Part 1, 1: 27-70.

RUGE, J.C. (2014). Análise do Comportamento de Cortina de Estacas Executada em Solo Poroso Metaestável Mediante o Uso de um Modelo Constitutivo Hipoplástico Considerando a Resposta Não Saturada. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 192 p.

SCHANZ, T., VERMEER, P.A. e BONNIER, P.G. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXIS, R.B.J. Brinkgreve (ed.), Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 281-290.

SCHELLMANN, W. (1982). Some remarks on the dating of laterites. Newsletter I.G.C.P. Project 129: Lateritisation Processes, 4: 40-42.

SEEQUENT (2025). Plaxis 2025.1 User Defined Soil Models BBM: Barcelona Basic Model. Manual Técnico, Seequent, The Bentley Subsurface Company, Dublin, Ireland, 51 p.

SHEN, Y.; YU, Y.; MA, F.; MI, F.L. e XIANG, Z.L. (2017). Earth pressure evolution of the double-row long-short stabilizing pile system. Environmental Earth Sciences, 76: 586.

SHEN, Y.J.; CUI, H.H.; DENG, B. e WEN, K. (2013). Optimization design of coupling beam of the frame double-row piles. Applied Mechanics and Materials, 353: 918-923.

SILVA, A.R.C., REBOLLEDO, J.F.R., FARIAS, M.M. e GUIMARÃES, M.J.R. (2022). Análise da influência da geometria da fundação na interação solo-estrutura de um aerogerador assente em solo tropical. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG, ABMS, Campinas, SP.

SILVA, A.R.C., REBOLLEDO, J.F.R., FARIAS, M.M., CORDÃO NETO, M.P. e MENDOZA, C. (2024). Implementation of a sub-loading constitutive model for structured soils. International Journal of Geotechnical Engineering.

SILVA, C.M.; CORDÃO NETO, M.P.; RIBEIRO, L.F.M. e SOARES, E. (2008). Perda da capacidade de carga de tirantes executados na argila porosa de Brasília. In: Anais do 14º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Búzios/São Paulo, Brasil, pp. 367-372.

SILVA, E.B. e SILVA, R.C. (2025). Hydromechanical modeling of collapsible unsaturated soils using an extended Barcelona basic model. Geotechnical and Geological Engineering, 43: 370

SOUZA NETO, J.B. (2004). Comportamento de um Solo Colapsível Avaliado a Partir de Ensaios de Laboratório e Campo, e Previsão de Recalques Devidos à Inundação (Colapso). Tese de Doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 250 p.

SOUZA, M.A.L. (2005). Influência de Índices Pluviométricos na Umidade de Solos Tropicais como Indicador da Sucção Aplicado a Fundações. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 150 p.

STERLING, R.L. (1997). Underground technologies for livable cities. Tunnelling and Underground Space Technology, 12(4): 479-490.

SUI, Y.; ZHANG, S.; LI, Z.; ZHANG, X.; WU, F. e TAI, P. (2024). Numerical simulation of double-row retaining system with different piers. Buildings, 14(4): 1049.

TAN, Y. e LI, M. (2011). Measured performance of a 26 m deep top-down excavation in downtown Shanghai. Canadian Geotechnical Journal, 48(5): 704-719.

TAN, Y.; FAN, D. e LU, Y. (2021). Statistical Analyses on a Database of Deep Excavations in Shanghai Soft Clays in China from 1995-2018. Practice Periodical on Structural Design and Construction, 27.

TANG, Y.; ZHAO, W. e ZHOU, J. (2017). The deformation of retaining piles and ground surface under various support systems during deep excavation. Geoenvironmental Disasters, 4: 22.

TERZAGHI, K. (1936). Stress distribution in dry and wet sand above a yielding trapdoor. In: Proc. First Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Massachusetts, pp. 307-311.

VAHEDIAN, M.; CHERAGHI SEIFABD, M. e BAGHBANAN, A. (2020). Identifying the effective parameters in soil arching for retaining structure; A case study of Line 2 of Mashhad Subway. Journal of Civil Engineering and Urbanism, 10(5): 42-52.

VERMEER, P.A.; PUNLOR, A. e RUSE, N. (2001). Arching effects behind a soldier pile wall. Computers and Geotechnics, 28(6-7): 379-396.

VILAR, O.M. (2021). Fundamentos da Mecânica dos Solos Não Saturados. São Carlos, SP, 623 p.

VILLIBOR, D.F. e ALVES, D.M.L. (2019). Pavimentação de baixo custo para regiões tropicais. 1.ed. Tribo da Ilha, Florianópolis, SC, 350 p.

WANG, G.; DONG, C.R.; FANG, Z.; CHANG, S. e SINGH, J. (2022). Parameter study on double-row pile in the combined high retaining structure. Geotechnical and Geological Engineering, 40: 5233-5248.

WANG, H.M. e CHEN, J.F. (2017). Research on 3D soil arching effect of pile wall retaining system and their appropriate spacing. Chinese Journal of Underground Space Engineering, 13: 1033-1039.

WANG, R.; YANG, H.; NI, P.; ZHAO, C.; GUO, C.; MA, H.; DONG, P.; LIANG, H. e TANG, M. (2023). Model test and numerical simulation of a new prefabricated double-row piles retaining system in silty clay ground. Underground Space, 13: 262-280.

WANG, W.L. e YEN, B.C. (1974). Arching in slopes. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 100(GT1): 60-78.

WHEELER, S.J., NÄÄTÄNEN, A., KARSTUNEN, M. & LOJANDER, M. (2003). An anisotropic elastoplastic model for soft clays. Canadian Geotechnical Journal, 40(2): 403-418.

XU, Q.; XIE, J.; LU, L.; WANG, Y.; WU, C. e MENG, Q. (2024). Numerical and theoretical analysis on soil arching effect of prefabricated piles as deep foundation pit supports. Underground Space, 16: 314-330.

YE, J. e HE, X. (2022). Evaluation of flexural stiffness on mechanical property of dual row retaining pile wall. Mechanics of Advanced Materials and Structures, 29(7): 963-974.

YIN, Z.-Y., HICHER, P.-Y. e JIN, Y.-F. (2020). Practice of Constitutive Modelling for Saturated Soils. Springer Nature Singapore Pte Ltd., Singapore, 400 p.

YING, H.W. e CHU, Z.H. (2007). Finite element analysis of deep excavation with the braced retaining structure of double-row piles. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 26: 4325-4331.

YUAN, Q.W.; LI, J.F. e XIAO, Y.L. (2021). Monitoring of displacement around double-row pile and single-row pile combined foundation excavation support case analysis. Advances in Civil Engineering, 2021: Article 5715306, 7 p.

ZHANG, C.; SHI, C.; DONG, J.; ZHANG, L. (2024). Numerical simulation of three-dimensional soil arch effect between h-type pile-based discrete element method. Natural Hazards, 120: 8283-8301.

ZHAO, X.B. e YE, J.B. (2014). Double-row piles in deep foundation pit: Field tests and numerical interpretation. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 19: 1521-1530.

ZHOU, Y.; LUO, L. e ZHENG, L. (2022). Review of the deformation mechanism and earth pressure research on the double-row pile support structure. Frontiers in Earth Science, 10: 933840.

ZIENKIEWICZ, O.C. (1977). The Finite Element Method. 3. ed. McGraw-Hill, New York, USA, 346 p.