

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE NUMÉRICA DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS COM
ÊNFASE NA INTERAÇÃO ENTRE O MACIÇO E O SUPORTE EM
CONCRETO PROJETADO A BAIXAS IDADES**

PETRUCIO ANTUNES MARTINS

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD.

CO-ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD.

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD-053/08

BRASÍLIA-DF: JANEIRO / 2008

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE NUMÉRICA DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS COM
ÊNFASE NA INTERAÇÃO ENTRE O MACIÇO E O SUPORTE EM
CONCRETO PROJETADO A BAIXAS IDADES**

PETRUCIO ANTUNES MARTINS

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, COMO REQUISITO NECESSÁRIO PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

Prof. André Pacheco de Assis, PhD, UnB
(ORIENTADOR)

Prof. Ennio Marques Palmeira, PhD, UnB
(EXAMINADOR INTERNO)

Prof. Neusa Maria Bezerra Mota, DSc, UnB
(EXAMINADOR EXTERNO)

Prof. João Carlos Teatini Clímaco, PhD, UnB
(EXAMINADOR EXTERNO)

Prof. Roberto Kochen, DSc, EP/USP
(EXAMINADOR EXTERNO)

BRASÍLIA/DF, 18 de Janeiro de 2008.

FICHA CATALOGRÁFICA

MARTINS, PETRUCIO ANTUNES

Análise Numérica de Escavações Subterrâneas com Ênfase na Interação entre o Maciço e o Suporte em Concreto Projetado a Baixas Idades. [Distrito Federal] 2008

xxi, 194 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2008)

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Obras Subterrâneas

2. Concreto Projetado

3. Métodos Numéricos

4. Interação solo-estrutura

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MARTINS, P.M. (2008). Análise Numérica de Escavações Subterrâneas com Ênfase na Interação entre o Maciço e o Suporte em Concreto Projetado a Baixas Idades. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-053/08, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 194 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Petrucio Antunes Martins.

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Análise Numérica de Escavações Subterrâneas com Ênfase na Interação entre o Maciço e o Suporte em Concreto Projetado a Baixas Idades.

GRAU / ANO: Doutor / 2008.

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

Petrucio Antunes Martins

Av. da Integração, 870. Ed. Torre do Olimpo - Apt. 1001

56.328-010 – Petrolina / PE – Brasil.

DEDICATÓRIA

Não foi tarefa fácil chegar aqui. Não foi sofrida também. Foi dura e muito regozijadora. Os caminhos percorridos poderiam ser muitos, mas ao mesmo tempo, não poderia ser outro. Nesse caminho houve pessoas muito importantes, e algumas imprescindíveis. Ao meu pai Chico Lopes e a minha mãe Leonora Antunes, digo que me vejo, ao fim desse trabalho, como um instrumento para reafirmar a condicionante clássica e insubstituível: só o amor constrói. Seguindo os passos da vida e a lei do amor, encontrei em minha esposa Aline essa força que constrói e agora no nosso filho Pedro uma felicidade sem limites. Sendo assim, em nome dessas pessoas imprescindíveis em minha vida e no amor que nos une e que acreditamos ser essencial para a nossa caminhada, dedico esse trabalho a vocês. Ao AMOR.

AGRADECIMENTOS

Entendo que uma página de agradecimento é algo limitado, impreciso e recheada de subjetividade. Pressinto, portanto, que serei injusto e superficial nas minhas palavras, mas no fim ficarei feliz, pois serei verdadeiro.

Obrigado a Deus, pela Sua companhia e proteção desde sempre;

Ao professor André Pacheco de Assis, pela sua valiosa orientação, pela sua amizade e pela sua disponibilidade às minhas dúvidas e receios. Além dos ensinamentos em engenharia de túneis, levo como exemplos para minha vida pessoal e profissional sua maneira de tratar o próximo e sua solicitude aos chamados, independente de sua coordenada geográfica;

Ao professor Márcio Muniz de Farias, pela sua importante contribuição e sugestões durante o desenvolvimento das simulações numéricas e análise dos resultados, bem como pelas críticas e questionamentos, entendidas como importantes para o enriquecimento desse trabalho;

Ao professor José Henrique Feitosa Pereira, que apesar da pouca convivência que tivemos, foi honroso conhecê-lo. Faço aqui um agradecimento que com certeza o faria pessoalmente: Muito obrigado pelo convite para ingressar no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia/UnB;

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, pelos ensinamentos;

A todos os colegas e amigos da Geotecnia. Obrigado pelas contribuições, pela companhia e pelos momentos de descontração. Obrigado a turma do cafezinho. Obrigado a Diego Almeida & Patrícia, Adriano Frutuoso, Giulliano Molinero, Gregório, Márcia Mascarenhas, Paulo Falcão, Allan & Carla, Elidiane, Karol, Rideci, João Carlos Jorge, e tantos outros;

A toda minha família pela confiança, pelo amor e pelo apoio, principalmente do início da minha jornada até o ensino superior. Em especial aos meus pais Chico Lopes e Leonora; meus irmãos Patrícia, Petrônio, Ana Paula e Pricilla; minhas sobrinhas Beatriz, Natália e Isabella; e a minha esposa que tanto contribuiu para este trabalho, que tanto se privou para chegar a esse momento, obrigado pelo amor, pela dedicação e pela paciência. Não poderia faltar o agradecimento ao meu filho Pedro, pela injeção de ânimo, que sua concepção trouxe no final deste trabalho;

À UnB, Univasf e aos órgãos de fomento, CNPq e CAPES, pela oportunidade e incentivo.

ANÁLISE NUMÉRICA DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS COM ÊNFASE NA INTERAÇÃO ENTRE O MACIÇO E O SUPORTE EM CONCRETO PROJETADO A BAIXAS IDADES

RESUMO

Este trabalho apresenta uma análise numérica da interação maciço/suporte, considerando o comportamento transiente do concreto projetado enquanto ocorre o progressivo carregamento do suporte, em virtude do gradual avanço da face de escavação. As análises numéricas foram efetuadas segundo o método dos elementos finitos em escavações subterrâneas em túneis com seção circular, sob variadas configurações de cobertura, balanço e comportamento do solo, sob condição saturada. Nas simulações, considerou-se o suporte contínuo em concreto projetado, com suas propriedades mecânicas evoluindo com o tempo, e o suporte em concreto pré-moldado, com propriedades mecânicas finais já no estado endurecido. A avaliação da transferência de carregamento do maciço para o suporte foi feita com análises numéricas tridimensionais, com o solo modelado com os modelos Mohr-Coulomb e *Hardening Soil*, com diferentes módulos de deformabilidade. Por considerar condições de descarregamento e recarregamento, o modelo *Hardening Soil* apontou um menor nível de carregamento para o suporte, sobretudo para os esforços de flexão. A verificação estrutural do suporte foi feita para os efeitos da flexo-compressão, a partir dos esforços internos solicitantes nas seções do suporte (momento fletor e força normal), segundo gráficos de interação entre esses dois esforços, adimensionalizados. Foi utilizado o método proposto por MELLO (2003), tido como o único método que proporciona uma solução analítica das equações não lineares que governam as condições de equilíbrio e de resistência da seção transversal com a utilização do diagrama retangular equivalente do concreto. A comparação dos resultados das interações entre momento fletor e esforço normal para o suporte do túnel para as simulações considerando o endurecimento do concreto (concreto projetado) e com o concreto de rigidez constante (concreto pré-moldado) mostram um cenário de maior segurança para o primeiro caso. Embora o concreto, nas primeiras horas, não possua resistência satisfatória aos carregamentos, estes são bem menores do que aqueles transferidos do maciço para o suporte quando se admite o concreto com rigidez aos 28 dias.

NUMERICAL ANALYSIS OF THE TUNNELLING WITH EMPHASES IN THE GROUND-SUPPORT INTERACTION IN SHOTCRETE AT EARLY AGES

ABSTRACT

This thesis presents a numerical analysis of the ground/support interaction, considering the transient behavior of the shotcrete while the gradual loading of the support occurs, due to progressive advance of the excavation face. The numerical analyses were carried out according to the finite elements method in tunnelling with circular section, under various configurations of covering, free length and behavior of the ground, under saturated condition. In simulations, it was considered the continuous support in shotcrete, with its mechanical properties increasing in time and the support in precast concrete, with final mechanical properties in the hard state. The loading transference evaluation of the ground for the support was made with three-dimensional numerical analyses, with the soil modelled by the Mohr-Coulomb and Hardening Soil models, considering different modules of deformability. For considering conditions of unloading and reloading, the model Hardening Soil pointed a lesser loading level with respect to the support, over all for the bending forces. The structural verification of the support was made considering the flexo-compression method, from the solicited internal forces in the support sections (bending moment and normal force), according to dimensionless graphs of interaction between these two forces. The method proposed for MELLO (2003) was used, had as one of the only methods that provides an analytical solution of the non linear equations that govern the conditions of balance and resistance of the transversal section, using the rectangular diagram equivalent of the concrete. The comparison of the interactions results between bending moment and normal force for the tunnel support in the simulations considering the concrete (shotcrete) hardening and the concrete with constant rigidity (precast concrete) show a scene of greater security for the first case. Although in the early hours, the concrete does not have satisfactory resistance to loadings, these loadings are smaller than those transferred by the ground to the support when the 28 days rigidity concrete is admitted.

ÍNDICE

<u>CAPÍTULO</u>	<u>PÁGINA</u>
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xvii
LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIATURAS	xx
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2. OBJETIVOS.....	3
1.3. METODOLOGIA DE PESQUISA	4
1.4. ORGANIZAÇÃO DA TESE	6
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	7
2.1. INTRODUÇÃO.....	7
2.2. ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA.....	7
2.2.1. Método de Escavação Seqüencial.....	9
2.2.2. Método de Convergência-Confinamento	12
2.3. CONCRETO PROJETADO	17
2.3.1. Características físico-químicas e mecânicas do concreto projetado.....	21
2.3.1.1. Composição e hidratação do cimento Portland	21
2.3.1.2. Evolução das propriedades mecânicas com a hidratação.....	25
2.3.2. Solicitação e comportamento do suporte em concreto projetado.....	30
2.3.2.1. Comportamento dependente do tempo.....	32
2.4. MÉTODOS SIMPLIFICADOS DE DIMENSIONAMENTO	34
2.4.1. Análise de estabilidade da frente	35
2.4.2. Estimativa de movimentos induzidos	37
2.4.3. Esforços solicitantes no suporte	40
2.4.3.1. Método de SCHWARTZ & EINSTEIN (1980)	42
2.5. ESTUDOS PRÉVIOS.....	46
3. MODELAGEM NUMÉRICA.....	49
3.1. INTRODUÇÃO.....	49
3.2. APROXIMAÇÃO NUMÉRICA	50
3.3. MEF COM O PLAXIS 3D TUNNEL	52
3.3.1. Malha	53

3.3.2. O elemento de placa.....	54
3.4. LEIS CONSTITUTIVAS PARA O MACIÇO	57
3.4.1. Modelo Linear Elástico	58
3.4.2. Modelo Elastoplástico.....	59
3.4.3. O modelo Mohr Coulomb	61
3.4.4. O modelo Hardening Soil.....	63
3.4.4.1. Relações Constitutivas.....	66
3.5. MODELOS DE EVOLUÇÃO PARA O CONCRETO PROJETADO.....	70
4. METODOLOGIA.....	75
4.1. INTRODUÇÃO.....	75
4.2. METODOLOGIA DO TRABALHO	75
4.2.1. Descrição da Análise.....	76
4.2.2. Simulação do processo construtivo.....	78
4.2.3. Propriedades do concreto projetado.....	79
4.2.4. Discretização em elementos finitos	86
4.2.5. Verificação estrutural do suporte.....	88
4.2.5.1. Equilíbrio da seção retangular sem armadura (MELLO, 2003)	89
5. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	94
5.1. INTRODUÇÃO.....	94
5.1.1. Evolução dos deslocamentos com a escavação	94
5.1.2. Evolução das tensões p e q com a escavação	113
5.1.3. Esforços internos mobilizados no suporte.....	120
6. ANÁLISE ESTRUTURAL DO SUPORTE.....	139
6.1. INTRODUÇÃO.....	139
6.1.1. Resistência à compressão do concreto por CHANG (1994)	139
6.1.2. Interação Momento fletor / Esforço Normal	142
6.1.2.1. Túnel com suporte em concreto pré-moldado	142
6.1.2.2. Túnel com suporte em concreto projetado	148
7. CONCLUSÕES.....	153
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	161
A: TABELAS DE INTERAÇÃO ENTRE O MOMENTO FLETOR E O ESFORÇO NORMAL.....	168
B: DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS.....	188

LISTA DE FIGURAS

<u>FIGURA</u>	<u>PÁGINA</u>
Figura 1.1. Etapa 1 do desenvolvimento da pesquisa – revisão bibliográfica.	4
Figura 1.2. Etapa 2 do desenvolvimento da pesquisa – caso estudo.	5
Figura 1.3. Etapa 3 do desenvolvimento da pesquisa – verificação estrutural do suporte.	5
Figura 2.1. Curva de reação do maciço e curva característica do suporte.	13
Figura 2.2. Mudança na perda de confinamento ao redor das paredes do túnel (Modificado de PANET, 2001).	14
Figura 2.3. Interação maciço-suporte, com suporte de diferentes rigidezes.	16
Figura 2.4. Interação maciço-suporte, com suporte com propriedades dependente do tempo (concreto projetado) e suporte com propriedades finais (concreto pré-moldado).	17
Figura 2.5. Evolução da pega e endurecimento do concreto (modificado de METHA & MONTEIRO, 1994).	24
Figura 2.6. Relação entre resistência à compressão e grau de hidratação, segundo as Equações 2.10 e 2.11.	27
Figura 2.7. Módulo de elasticidade versus grau de hidratação para os valores experimentais obtidos por LAPLANTE (1993), para um concreto comum e a lei de BYFORS (1980).	28
Figura 2.8. Evolução do módulo de elasticidade para as pastas de cimento para os valores experimentais obtidos por BALTHAR (2004).	29
Figura 2.9. Evolução do módulo de elasticidade para os valores experimentais obtidos por LAPLANTE (1993), para um concreto comum e a lei de BYFORS (1980).	30
Figura 2.10. Ilustração hipotética da interação entre o concreto projetado e a frente de escavação (CHANG em 1994, citado por FERREIRA, 2003).	31
Figura 2.11. Tensões atuantes no concreto projetado para diferentes velocidades de avanço para o túnel do metrô de São Paulo (modificado de CELESTINO & GUIMARÃES, 1994).	33
Figura 2.12. Esquema dos carregamentos atuantes na face do túnel.	36
Figura 2.13. Distribuição tridimensional dos recalques induzidos pela escavação subterrânea (ATTEWELL et al., 1986).	37
Figura 2.14. Perfil transversal para dos recalques superficiais (curva de Gauss).	38
Figura 2.15. Perda de solo próximo a frente de escavação.	39
Figura 2.16. Modelo contínuo bidimensional para avaliar os esforços atuantes no suporte (modificado de MÖLLER, 2006).	42
Figura 2.17. Atraso na instalação do suporte.	43

Figura 2.18. Efeito do atraso do suporte sobre o carregamento no suporte, e as curvas características para o maciço plástico.	45
Figura 3.1. Discretização de um meio contínuo semi-infinito em elementos finitos.	50
Figura 3.2. Criação do modelo tridimensional e a malha de elementos finitos (PLAXIS 3D, 2001).	53
Figura 3.3. Elemento isoparamétrico de 15 nós.	53
Figura 3.4. Eixos de referência para o elemento de placa.	54
Figura 3.5. Deslocamentos no ponto P.	55
Figura 3.6. Distribuição de tensões ao longo da espessura da placa.	55
Figura 3.7. (a) Material elastoplástico perfeito (b) Material elastoplástico com enrijecimento (c) Material elastoplástico com amolecimento.	60
Figura 3.8. Círculo de Mohr e envoltória de Mohr.	62
Figura 3.9. Superfície de plastificação de Mohr Coulomb no espaço das tensões principais, para $c' = 0$ (PLAXIS 3D, 2001).	63
Figura 3.10. Ensaio triaxial drenado: relação hiperbólica entre tensão desviadora e deformação axial para carregamento primário.	65
Figura 3.11. Superfície de plastificação do modelo <i>Hardening Soil</i> : (a) sucessivos posicionamentos no plano $p-q$ e (b) contorno total no espaço das tensões principais.	66
Figura 3.12. Curva de deformação dependente do tempo para o concreto (modificado de HAN, 1996).	70
Figura 3.13. Modelo de Boltzman: associação em série de uma mola com o modelo viscoelástico de Kelvin.	71
Figura 4.1. Esquema de escavação e projeção de concreto.	76
Figura 4.2. Detalhe do processo construtivo do túnel, com escavação à face plena e atribuição de propriedades de deformabilidades do concreto projetado de acordo com sua idade. ..	79
Figura 4.3. Desenvolvimento do módulo de elasticidade do concreto com a idade, de acordo com diferentes procedimentos.	82
Figura 4.4. Desenvolvimento da resistência do concreto com a idade, de acordo com diferentes procedimentos.	83
Figura 4.5. Relação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão para o concreto projetado e pré-moldado.	85
Figura 4.6. Discretização do túnel analisado: Vista frontal (a) e vista 3D (b) do túnel com cobertura de 1 D (C_1).	87
Figura 4.7. Discretização do túnel analisado: Vista frontal (a) e corte A-A (b) do túnel com cobertura de 2 D (C_2).	87
Figura 4.8. Discretização do túnel analisado: Vista frontal (a) e corte A-A (b) do túnel com cobertura de 4 D (C_3).	88
Figura 4.9. Equilíbrio da seção retangular sem armadura.	89
Figura 4.10. Região estaticamente admissível.	92

Figura 5.1. Deslocamentos absolutos (a) e normalizados (b) em instantes antes, durante e após a passagem da frente de escavação.....	95
Figura 5.2. Perfil de recalque no teto (ponto A) em função da posição da face de escavação para o modelo (MC) ₁	96
Figura 5.3. Perfil de recalque no teto (ponto A) em função da posição da face de escavação para o modelo (MC) ₂	96
Figura 5.4. Perfil de recalque no teto (ponto A) em função da posição da face de escavação para o modelo (MC) ₃	97
Figura 5.5. Perfil de recalque no arco invertido (<i>invert</i>), ponto C, em função da posição da face de escavação para o modelo (MC) ₁	98
Figura 5.6. Perfil de recalque no arco invertido (<i>invert</i>), ponto C, em função da posição da face de escavação para o modelo (MC) ₂	99
Figura 5.7. Perfil de recalque no arco invertido (<i>invert</i>), ponto C, em função da posição da face de escavação para o modelo (MC) ₃	99
Figura 5.8. Perfil de recalque no teto (ponto A) em função da posição da face de escavação para o modelo (HS) ₁	101
Figura 5.9. Perfil de recalque no teto (ponto A) em função da posição da face de escavação para o modelo (HS) ₂	101
Figura 5.10. Perfil de recalque no teto (ponto A) em função da posição da face de escavação para o modelo (HS) ₃	102
Figura 5.11. Perfil de recalque no arco invertido (<i>invert</i>), ponto C, em função da posição da face de escavação para o modelo (HS) ₁	103
Figura 5.12. Perfil de recalque no arco invertido (<i>invert</i>), ponto C, em função da posição da face de escavação para o modelo (HS) ₂	103
Figura 5.13. Perfil de recalque no arco invertido (<i>invert</i>), ponto C, em função da posição da face de escavação para o modelo (HS) ₃	104
Figura 5.14. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC) _i C ₁ L ₁	106
Figura 5.15. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC) _i C ₂ L ₁	106
Figura 5.16. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC) _i C ₃ L ₁	107
Figura 5.17. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC) _i C ₁ L ₂	108
Figura 5.18. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC) _i C ₂ L ₂	108
Figura 5.19. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC) _i C ₃ L ₂	109
Figura 5.20. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo <i>Hardening Soil</i> – simulação (HS) _i C ₁ L ₁	109
Figura 5.21. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo <i>Hardening Soil</i> – simulação (HS) _i C ₂ L ₁	110

Figura 5.22. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo <i>Hardening Soil</i> – simulação (HS) _i C ₃ L ₁	110
Figura 5.23. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo <i>Hardening Soil</i> – simulação (HS) _i C ₁ L ₂	111
Figura 5.24. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo <i>Hardening Soil</i> – simulação (HS) _i C ₂ L ₂	111
Figura 5.25. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo <i>Hardening Soil</i> – simulação (HS) _i C ₃ L ₂	112
Figura 5.26. Deslocamentos totais ocorridos com o avanço da face do túnel (sem escala). ..	113
Figura 5.27. Tensão média na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo (MC) ₁	114
Figura 5.28. Tensão média na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo (MC) ₂	114
Figura 5.29. Tensão média na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo (MC) ₃	115
Figura 5.30. Tensão média na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo (HS) ₁	115
Figura 5.31. Tensão média na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo (HS) ₂	116
Figura 5.32. Tensão média na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo (HS) ₃	116
Figura 5.33. Tensão desviadora na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo (MC) ₁	117
Figura 5.34. Tensão desviadora na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo (MC) ₂	117
Figura 5.35. Tensão desviadora na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo (MC) ₃	118
Figura 5.36. Tensão desviadora na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo (HS) ₁	118
Figura 5.37. Tensão desviadora na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo (HS) ₂	119
Figura 5.38. Tensão desviadora na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo (HS) ₃	119
Figura 5.39. Distribuição do momento fletor final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (MC) ₁ C _i L ₁ -t.	121
Figura 5.40. Distribuição do momento fletor final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (MC) ₂ C _i L ₁ -t.	121
Figura 5.41. Distribuição do momento fletor final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (MC) ₃ C _i L ₁ -t.	122
Figura 5.42. Distribuição do momento fletor final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (HS) ₁ C _i L ₁ -t.	122

Figura 5.43. Distribuição do momento fletor final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (HS) ₂ C _i L ₁ -t.	123
Figura 5.44. Distribuição do momento fletor final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (HS) ₃ C _i L ₁ -t.	123
Figura 5.45. Distribuição do esforço normal final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (MC) ₁ C _i L ₁ -t.	125
Figura 5.46. Distribuição do esforço normal final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (MC) ₂ C _i L ₁ -t.	125
Figura 5.47. Distribuição do esforço normal final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (MC) ₃ C _i L ₁ -t.	126
Figura 5.48. Distribuição do esforço normal final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (HS) ₁ C _i L ₁ -t.	126
Figura 5.49. Distribuição do esforço normal final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (HS) ₂ C _i L ₁ -t.	127
Figura 5.50. Distribuição do esforço normal final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (HS) ₃ C _i L ₁ -t.	127
Figura 5.51. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – (MC) ₁ C _i L ₁ -t e (MC) ₁ C _i L ₁	129
Figura 5.52. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – (MC) ₂ C _i L ₁ -t e (MC) ₂ C _i L ₁	129
Figura 5.53. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – (MC) ₃ C _i L ₁ -t e (MC) ₃ C _i L ₁	130
Figura 5.54. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – (HS) ₁ C _i L ₁ -t e (HS) ₁ C _i L ₁	131
Figura 5.55. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – (HS) ₂ C _i L ₁ -t e (HS) ₂ C _i L ₁	131
Figura 5.56. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – (HS) ₃ C _i L ₁ -t e (HS) ₃ C _i L ₁	132
Figura 5.57. Evolução do esforço normal máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – (MC) ₁ C _i L ₁ -t e (MC) ₁ C _i L ₁	132
Figura 5.58. Evolução do esforço normal máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – (MC) ₂ C _i L ₁ -t e (MC) ₂ C _i L ₁	133
Figura 5.59. Evolução do esforço normal máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – (MC) ₃ C _i L ₁ -t e (MC) ₃ C _i L ₁	133

Figura 5.60. Evolução do esforço normal máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – (HS) ₁ C _i L ₁ -t e (HS) ₁ C _i L ₁	134
Figura 5.61. Evolução do esforço normal máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – (HS) ₂ C _i L ₁ -t e (HS) ₂ C _i L ₁	134
Figura 5.62. Evolução do esforço normal máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – (HS) ₃ C _i L ₁ -t e (HS) ₃ C _i L ₁	135
Figura 5.63. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado (seção controle) versus distância a frente de escavação – C ₁ L ₁ -t.....	135
Figura 5.64. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado (seção controle) versus distância a frente de escavação – C ₂ L ₁ -t.....	136
Figura 5.65. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado (seção controle) versus distância a frente de escavação – C ₃ L ₁ -t.....	136
Figura 5.66. Evolução do esforço normal máximo no suporte em concreto projetado (seção controle) versus distância a frente de escavação – C ₁ L ₁ -t.....	137
Figura 5.67. Evolução do esforço normal máximo no suporte em concreto projetado (seção controle) versus distância a frente de escavação – C ₂ L ₁ -t.....	137
Figura 5.68. Evolução do esforço normal máximo no suporte em concreto projetado (seção controle) versus distância a frente de escavação – C ₃ L ₁ -t.....	138
Figura 6.1. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto pré-moldado: (MC) ₁	143
Figura 6.2. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto pré-moldado: (MC) ₂	144
Figura 6.3. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto pré-moldado: (MC) ₃	145
Figura 6.4. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto pré-moldado: (HS) ₁	146
Figura 6.5. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto pré-moldado: (HS) ₂	147
Figura 6.6. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto pré-moldado: (HS) ₃	147
Figura 6.7. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto projetado: (MC) ₁ ...148	
Figura 6.8. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto projetado: (MC) ₂ ...149	
Figura 6.9. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto projetado: (MC) ₃ ...149	
Figura 6.10. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto projetado: (HS) ₁ ..150	
Figura 6.11. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto projetado: (HS) ₂ ..151	
Figura 6.12. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto projetado: (HS) ₃ ..151	

Figura B.1. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC) _i C ₁ L ₁	188
Figura B.2. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC) _i C ₁ L ₂	189
Figura B.3. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC) _i C ₂ L ₁	189
Figura B.4. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC) _i C ₂ L ₂	190
Figura B.5. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC) _i C ₃ L ₁	190
Figura B.6. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC) _i C ₃ L ₂	191
Figura B.7. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo <i>Hardening Soil</i> – simulação (HS) _i C ₁ L ₁	191
Figura B.8. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo <i>Hardening Soil</i> – simulação (HS) _i C ₁ L ₂	192
Figura B.9. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo <i>Hardening Soil</i> – simulação (HS) _i C ₂ L ₁	192
Figura B.10. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo <i>Hardening Soil</i> – simulação (HS) _i C ₂ L ₂	193
Figura B.11. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo <i>Hardening Soil</i> – simulação (HS) _i C ₃ L ₁	193
Figura B.12. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo <i>Hardening Soil</i> – simulação (HS) _i C ₃ L ₂	194

LISTA DE TABELAS

<u>TABELA</u>	<u>PÁGINA</u>
Tabela 2.1. Composição química do cimento Portland comum.....	22
Tabela 2.2. Tipos de cimentos produzidos no Brasil (METHA & MONTEIRO, 1994).....	22
Tabela 2.3. Número de estabilidade mobilizado versus perda de solo em túneis escavados em argilas (CLOUGH & SCHIMIDT, 1981).	37
Tabela 4.1. Parâmetros dos modelos utilizados no programa Plaxis 3D Tunnel.	77
Tabela 4.2. Nomenclatura dos casos analisados nesse trabalho.....	78
Tabela 4.3. Módulo de elasticidade, rigidez axial e rigidez à flexão do concreto projetado em função do tempo (CHANG, 1994).....	85
Tabela 5.1. Deslocamentos normalizados no teto do túnel antes (α) e durante (β) a passagem da frente, para a seção de controle – modelos (MC) _i	98
Tabela 5.2. Deslocamentos normalizados no arco invertido (<i>invert</i>) do túnel antes (α) e durante (β) a passagem da frente, para a seção de controle – modelos (MC) _i	100
Tabela 5.3. Deslocamentos normalizados no teto do túnel antes (α) e durante (β) a passagem da frente, para a seção de controle – modelos (HS) _i	102
Tabela 5.4. Deslocamentos normalizados no arco invertido (<i>invert</i>) do túnel antes (α) e durante (β) a passagem da frente, para a seção de controle – modelos (HS) _i	104
Tabela 6.1. Idade do concreto projetado em cada etapa de cálculo, em horas.	140
Tabela 6.2. Resistência à compressão do concreto projetado em função de sua idade (f_c, t).	140
Tabela 6.3. Resistência à compressão de cálculo do concreto projetado em função de sua idade (σ_{cd}).	141
Tabela A.1. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC) ₁ C ₁	169
Tabela A.2. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC) ₁ C ₂	169
Tabela A.3. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC) ₁ C ₃	170
Tabela A.4. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC) ₂ C ₁	170
Tabela A.5. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC) ₂ C ₂	171

Tabela A.6. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC) ₂ C ₃	171
Tabela A.7. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC) ₃ C ₁	172
Tabela A.8. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC) ₃ C ₂	172
Tabela A.9. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC) ₃ C ₃	173
Tabela A.10. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS) ₁ C ₁	173
Tabela A.11. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS) ₁ C ₂	174
Tabela A.12. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS) ₁ C ₃	174
Tabela A.13. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS) ₂ C ₁	175
Tabela A.14. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS) ₂ C ₂	175
Tabela A.15. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS) ₂ C ₃	176
Tabela A.16. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS) ₃ C ₁	176
Tabela A.17. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS) ₃ C ₂	177
Tabela A.18. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS) ₃ C ₃	177
Tabela A.19. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC) ₁ C ₁	178
Tabela A.20. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC) ₁ C ₂	179
Tabela A.21. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC) ₁ C ₃	179
Tabela A.22. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC) ₂ C ₁	180
Tabela A.23. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC) ₂ C ₂	180
Tabela A.24. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC) ₂ C ₃	181
Tabela A.25. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC) ₃ C ₁	181
Tabela A.26. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC) ₃ C ₂	182

Tabela A.27. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC) ₃ C ₃	182
Tabela A.28. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS) ₁ C ₁	183
Tabela A.29. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS) ₁ C ₂	183
Tabela A.30. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS) ₁ C ₃	184
Tabela A.31. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS) ₂ C ₁	184
Tabela A.32. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS) ₂ C ₂	185
Tabela A.33. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS) ₂ C ₃	185
Tabela A.34. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS) ₃ C ₁	186
Tabela A.35. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS) ₃ C ₂	186
Tabela A.36. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS) ₃ C ₃	187

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIATURAS

<u>Símbolo</u>	<u>Significado</u>
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas.
ACI	- “ <i>American Concrete Institute</i> ”.
AFTES	- “ <i>Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain</i> ”.
ASTM	- “ <i>American Society for Testing and Materials</i> ”.
C	- Cobertura do túnel.
c'	- Coesão do solo.
C^*	- Coeficiente adimensional de compressibilidade.
CCS	- Curva Característica do Suporte.
CEB-FIP	- “ <i>Comite Euro International Du Beton - Federation International de la Precontrainte</i> ”.
CRM	- Curva de Reação do Maciço.
C-S-H	- Silicato de cálcio hidratado.
c_u	- Resistência não drenada das argilas.
d	- Distância à face do túnel.
d'	- Distância que representa o afastamento da frente de escavação à seção de controle, já com sistema de suporte.
D	- Diâmetro do túnel.
e	- espessura do suporte.
E_∞	- Módulo de elasticidade assintótico do concreto (ULM & COUSSY, 1995).
E_{50}	- Modulo de deformabilidade secante, no carregamento.
$E_{c,0}$	- Módulo de elasticidade do concreto para um tempo $t = 28$ dias.
$E_{c,t}$	- Módulo de elasticidade do concreto projetado no tempo t .
$E_{c,sec}$	- Módulo de elasticidade secante do concreto (NBR 6118, 2003).
E_s	- Módulo de elasticidade do concreto (EINSTEIN & SCHWARTZ, 1979).
E_{oed}	- Módulo de deformabilidade para compressão isotrópica primária.
E_{ur}	- Módulo de deformabilidade no descarregamento/recarregamento.
F^*	- Coeficiente adimensional de flexibilidade (EINSTEIN & SCHWARTZ, 1979).
$f_{c,\infty}$	- Resistência do concreto para uma hidratação teórica completa.
$f_{c,0}$	- Resistência à compressão do concreto para um tempo $t = 28$ dias.
f_{ck}	- Resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias.
FLAC	- “ <i>Fast Lagrangian Analysis of Continua</i> ”.
FS	- Fator de Segurança.
G	- Módulo de rigidez ao cisalhamento transversal.
GL	- Taxa de perda de solo.
h	- Espessura do segmento de viga (MELLO, 2003).
HS	- Hardening Soil.
i	- Ponto de inflexão da bacia de recalque (PECK, 1969).
ITA	- “ <i>International Tunnelling Association</i> ” (Associação Internacional de Túneis).
K	- Parâmetro dependente do tipo de solo (O'REILLY & NEW, 1982).
K_0	- Coeficiente de empuxo ao repouso.
L_d	- Comprimento de atraso (SCHWARTZ & EINSTEIN, 1980).
L_e	- Comprimento de escavação.
L_u	- Balanço do túnel.
M	- Momento fletor.

m	- Massa de hidratos.
MC	- Mohr Coulomb.
MEF	- Método dos Elementos Finitos.
N	- Esforço normal.
N	- Número de estabilidade (BROMS & BENNERMARK (1967)).
NATM	- “ <i>New Austrian Tunnelling Method</i> ” (Novo Método Austríaco de Túneis).
NBR	- Norma Brasileira.
N_f	- Número de estabilidade em função da cobertura (RUSE, 2004).
p	- Tensão média.
P_s	- Pressão do Suporte (CHANG, 1994).
Q	- Classificação geomecânica de Barton (“ <i>Tunnelling Quality Index</i> ”).
q	- Tensão desviadora.
q_s	- Carregamento na superfície.
R	- Raio do túnel.
RMR	- Classificação geomecânica de Bieniawski (“ <i>Rock Mass Rating</i> ”).
s(x)	- Recalque transversal em um ponto x.
t	- Tempo.
T	- Esforço normal (EINSTEIN & SCHWARTZ, 1979).
u	- Deslocamentos radiais.
UnB	- Universidade de Brasília.
V_a	- Velocidade média de avanço.
V_p	- Perda de solo.
V_s	- Volume da bacia de recalque.
V_t	- Volume do túnel escavado.
x	- Medida de posição.
α e β	- Constantes de tempo (ORESTE & PEILA, 1997)
ϕ	- Ângulo de atrito.
γ_{unsat}	- Peso específico não saturado do solo.
γ_{sat}	- Peso específico saturado do solo.
γ_c	- Coeficiente de minoração da resistência característica do concreto.
γ_f	- Coeficiente de majoração das ações permanentes.
η	- Viscosidade do concreto.
λ	- Fator de relaxação do maciço.
λ_d	- Fator de atraso (EINSTEIN & SCHWARTZ, 1979).
λ_y	- Fator de escoamento (EINSTEIN & SCHWARTZ, 1979).
μ_d	- Esforço momento fletor adimensional de cálculo.
ν_d	- Esforço normal adimensional de cálculo.
ν	- Coeficiente de Poisson do maciço.
ν_s	- Coeficiente de Poisson do suporte.
θ	- Medida de posição radial.
σ	- Tensão radial nas paredes da cavidade.
$\sigma_{c,t}$	- Resistência à compressão uniaxial do concreto projetado no tempo t.
σ_f	- Pressão mínima de suporte da face (RUSE, 2004).
σ_T	- Pressão aplicada à face.
σ_i	- Tensão inicial no maciço.
$\sigma_{c,0}$	- Resistência à compressão uniaxial do concreto projetado no tempo $t \rightarrow \infty$.
ξ	- Grau de hidratação.
ψ	- Ângulo de dilatância do solo.

Capítulo 1

Introdução

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A demanda de obras subterrâneas para os mais variados fins vem crescendo progressivamente nos últimos tempos. Esse crescimento é fruto de um desenvolvimento sócio-econômico dos grandes centros, somado à tentativa de reduzir os impactos ambientais. Essas obras são construídas utilizando-se métodos específicos de escavação, de modo a causar uma mínima perturbação na superfície e em edificações lindeiras. Tais estruturas atendem às mais variadas utilidades, como adução de água, esgoto, transportes urbanos, passagem de cabos, mineração, reservatórios, geração de energia etc.

Acompanhando esse aumento na demanda, a tecnologia de construção de túneis tem se desenvolvido substancialmente nos últimos anos. O projeto de túneis exige, sob a ótica da engenharia geotécnica, a consideração de dois fatores primordiais: a estimativa adequada das deformações do maciço e das pressões sobre o suporte do túnel. Dependendo do método de escavação e do sistema de suporte utilizado, as obras subterrâneas podem induzir magnitudes consideravelmente diferentes de deformação nas adjacências da escavação, resultando em diferentes pressões do maciço sobre a estrutura de suporte do túnel.

Dentre os principais métodos de escavação de túneis, o Novo Método Austríaco de Túneis (*New Austrian Tunnelling Method – NATM*) tem se mostrado como um dos métodos mais competitivos, se adequando às mais variadas geologias e formas geométricas. No *NATM*, o maciço não é visto apenas como um elemento de transferência de carga para o suporte, mas um meio que se deforma para promover um rearranjo de tensões, transferindo para o suporte carregamentos inferiores. Tais sistemas de suporte são instalados para garantir certos níveis de deslocamentos admissíveis ou para prevenir a ruptura do maciço. Como suporte provisório ou permanente, o concreto projetado tem sido cada vez mais utilizado em virtude da evolução

dos processos de manufatura e aplicação. Além disso, suas características se adaptam perfeitamente à filosofia do *NATM*, pois consiste em um sistema de suporte que promove boa interação com o maciço recém escavado, preenchendo os vazios decorrentes da sobrecavação.

O conceito de funcionamento do suporte em concreto projetado é substancialmente diferente daquele de materiais com propriedades finais, não se adequando aos métodos clássicos de dimensionamento, nos quais se admite que o maciço atue sobre um suporte passivo como um carregamento aplicado. A instalação junto à frente de escavação implica uma deformação conjunta maciço-suporte, com os carregamentos sendo induzidos pelas deformações do maciço em torno da cavidade, em resposta à escavação do núcleo. As tensões atuantes são resultado da interação entre ambos, função das respectivas resistências e deformabilidades, além do estado de tensão inicial do maciço (FERREIRA, 2003).

Uma vez inserido na filosofia do *NATM*, o comportamento do concreto projetado deve ser contemplado no sentido de um melhor aproveitamento do suporte, visto que seu comportamento mecânico varia com o passar do tempo, como resultado do endurecimento do concreto (ORESTE & PEILA, 1997). Por outro lado, as tensões ao redor das paredes do túnel dependem das etapas de trabalho (seqüência construtiva) e da taxa de escavação (PANET & GUENOT, 1982). Para uso eficiente desse material como suporte, atingindo o objetivo primordial de escavações seguras por um custo justo, é necessária uma melhor compreensão das propriedades do concreto projetado, sendo importante conhecer as leis que governam seu comportamento, principalmente a baixas idades. A condição mais crítica na estabilização dos deslocamentos nas paredes do túnel pode ocorrer antes mesmo do concreto projetado atingir sua resistência última (ORESTE & PEILA, 1997).

No Brasil, a Engenharia de Túneis tem experimentado forte avanço, principalmente nos grandes centros, onde a utilização do espaço subterrâneo é fator primordial para a melhoria da qualidade de vida dos habitantes desses espaços, principalmente no tocante a utilização do transporte metroviário, como ocorre na cidade de São Paulo, em São Paulo, na cidade do Rio de Janeiro, no Rio de Janeiro, em Salvador, no estado da Bahia, em Fortaleza, capital do Ceará, na capital federal Brasília, no Distrito Federal, bem como em outros centros urbanos. De uma forma geral, a utilização do espaço subterrâneo brasileiro tem sido cada vez mais

viabilizada, em virtude da melhoria da Engenharia de Túneis brasileira e da concepção de custo agregado a esses empreendimentos.

1.2. OBJETIVOS

Para o adequado projeto do suporte de túneis e da previsão de recalques do maciço, é necessário levar em consideração a seqüência construtiva do túnel, ou seja, a seqüência de escavação do maciço e instalação da estrutura de suporte. Na presente tese, foram desenvolvidas análises numéricas tridimensionais e bidimensionais, utilizando o método dos elementos finitos para avaliar a influência do processo construtivo e das propriedades do concreto projetado a baixas idades na previsão de recalques ao redor da escavação e dos esforços solicitantes no sistema de suporte.

Essas análises foram realizadas, visando à obtenção de projetos de túneis mais econômicos e racionais e, dessa forma, este trabalho tem como objetivos:

- Estudar o comportamento do concreto projetado, com propriedades mecânicas variando com o tempo, como suporte de túnel;
- Estudar o comportamento da abertura de escavação diante do avanço do túnel, principalmente em relação ao efeito de face em pontos localizados no teto, arco invertido (*invert*) e na lateral do túnel, em termos de relaxação do maciço.
- Dimensionar a estrutura de suporte em concreto projetado e concreto pré-moldado por flexo-compressão normal, avaliando a influência da cobertura do túnel, do balanço, da rigidez relativa maciço-suporte e dos modelos adotados para o solo.

À vista dos objetivos expostos, esta tese pretende contribuir para a efetiva aplicação de análises numéricas tridimensionais de túneis em solo, escavados pelo método seqüencial, para avaliar o processo de transferência de carregamento do maciço para o suporte em concreto projetado, considerando este último com suas propriedades mecânicas variando com o tempo. Dessa forma, a análise e o dimensionamento dos suportes sob esforços solicitantes mais realistas podem ser tratadas em conjunto, com a consideração das seções transversais à flexo-compressão.

1.3. METODOLOGIA DE PESQUISA

O desenvolvimento desse trabalho pode ser dividido em três etapas, como mostrado nas Figuras 1.1, 1.2 e 1.3, respectivamente.

1ª Etapa: Foi feita uma revisão bibliográfica acerca do processo de interação maciço-suporte em concreto projetado a baixas idades. Nessa fase, foi estudado o comportamento do solo, principalmente próximo à face de escavação, sendo o processo de transferência de carregamento do maciço para o suporte discutido em termos de escavação seqüencial (NATM) e métodos analíticos de previsão de esforços no suporte baseados no método convergência-confinamento. Foi feita uma breve revisão sobre MEF e modelo constitutivo do material: elástico, elástico perfeitamente plástico (Mohr Coulomb) e elastoplástico (Hardening Soil). Estudaram-se também os fenômenos físicos, químicos e mecânicos que ocorrem no concreto a baixas idades.

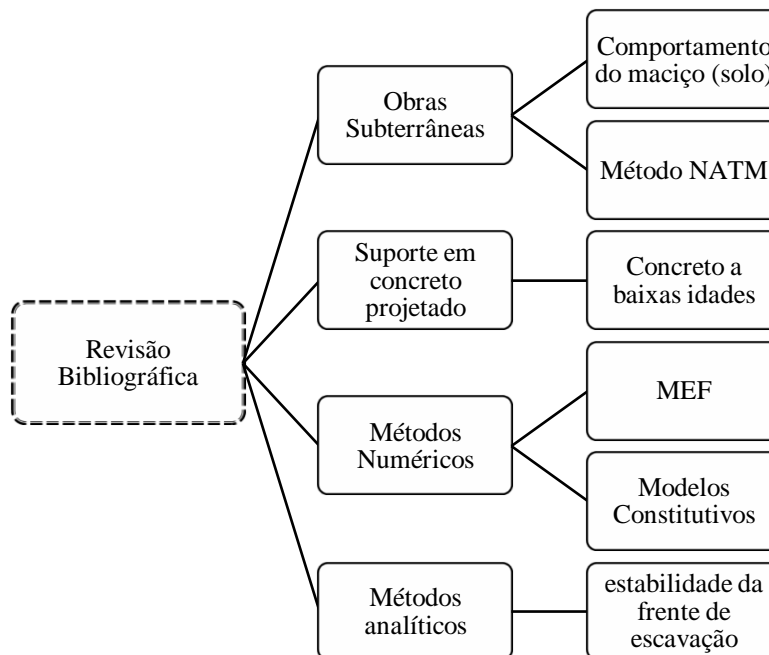


Figura 1.1. Etapa 1 do desenvolvimento da pesquisa – revisão bibliográfica.

2ª Etapa: A 2ª Etapa compreende as simulações numéricas tridimensionais pelo MEF, utilizando a ferramenta numérica PLAXIS 3D Tunnel (BRINKGREVE & VERMEER, 2002). As análises numéricas englobaram diversas combinações de maciços, modelos constitutivos, seqüência construtiva e cobertura para o túnel circular com seção transversal de área similar à

empregada aos túneis metroviários. As propriedades mecânicas do concreto projetado foram atualizadas para cada etapa de cálculo, de acordo com o processo construtivo – tempo de avanço da frente e projeção do material de suporte – de acordo com a expressão obtida por CHANG (1994) para evolução do módulo de elasticidade com o tempo.

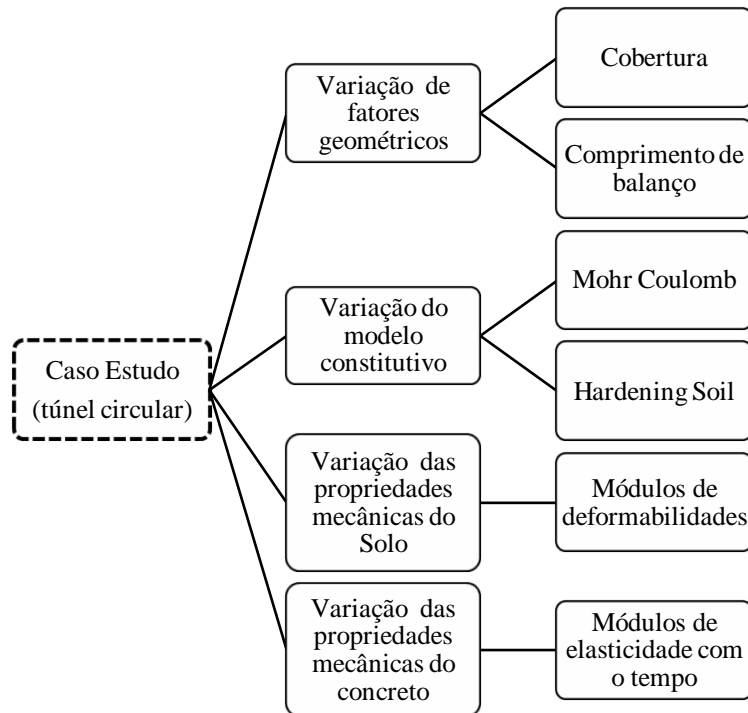


Figura 1.2. Etapa 2 do desenvolvimento da pesquisa – caso estudo.

3ª Etapa: De posse dos resultados dos esforços solicitantes momento fletor e esforço normal obtidos para as diversas simulações da 2ª Etapa, verificou-se o equilíbrio da seção de concreto projetado por flexo-compressão, considerando a curva de crescimento da resistência do concreto projetado de acordo com CHANG (1994). Coeficientes de segurança para o suporte foram agrupados por fatores geométricos e mecânicos variados na etapa anterior.

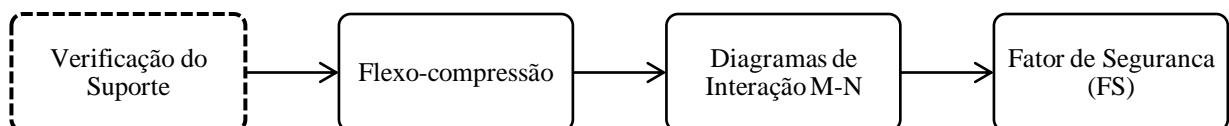


Figura 1.3. Etapa 3 do desenvolvimento da pesquisa – verificação estrutural do suporte.

1.4. ORGANIZAÇÃO DA TESE

A tese está subdividida em seis capítulos, cujos conteúdos estão apresentados a seguir.

O Capítulo 1 coloca a importância do tema para a Engenharia de Túneis no Brasil e no mundo, apresentando a natureza do problema. Em seguida, são apresentados os objetivos propostos e um esquema da metodologia de pesquisa.

No Capítulo 2, é feita uma revisão de literatura sobre o comportamento de escavações subterrâneas, principalmente o método de escavação sequencial, no que diz respeito à interação entre maciço-suporte e o processo de transferência de carga entre ambos. Em seguida, faz-se uma análise do comportamento do concreto projetado a baixas idades e uma breve descrição de algumas contribuições de outros autores referentes ao problema em estudo.

O Capítulo 3 trata da modelagem de túneis pelo método dos elementos finitos, dos modelos constitutivos adotados para o solo nesta pesquisa e dos modelos de evolução das propriedades mecânicas do concreto projetado.

O Capítulo 4 descreve a metodologia adotada no trabalho, em termos de definição do caso de estudo, das seqüências construtivas adotadas para escavação e instalação do suporte, dos dados de entrada dos modelos de solo considerados e do endurecimento do concreto projetado. Considerou-se endurecimento como o ganho de rigidez do concreto em virtude do processo de hidratação do cimento em contato com a água.

No Capítulo 5, são apresentados e analisados os resultados obtidos das análises numéricas tridimensionais, em termos de recalques e movimentos horizontais do maciço nas adjacências da escavação, bem como os esforços internos solicitantes no suporte do túnel, para todas as combinações simuladas.

No Capítulo 6, é feita a verificação e o dimensionamento dos suportes, por meio de gráficos de interação momento fletor-força normal, considerando as seções de concreto submetidas à flexo-compressão.

O Capítulo 7 apresenta as conclusões obtidas nesta pesquisa e propõe sugestões para pesquisas futuras.

Capítulo 2

Revisão Bibliográfica

2.1. INTRODUÇÃO

Os métodos construtivos de escavação de túneis podem ser reunidos em dois grupos: escavação subterrânea e escavação a céu aberto (*cut and cover*). A escolha sobre um desses dois processos de escavação é função de fatores econômicos relacionados com o tipo de maciço, da profundidade dos trabalhos e da existência ou não de estruturas na superfície. Não será abordada neste trabalho a execução de túneis a céu aberto. Com relação às escavações subterrâneas, fica evidente a interação que ocorre entre o maciço escavado e o sistema de suporte instalado para conter a massa de solo perturbada. As questões básicas a serem consideradas no projeto de um túnel escavado, principalmente em solo (objeto de estudo desta pesquisa), são: a estabilidade da frente de escavação; os esforços mobilizados no suporte e os movimentos induzidos pela escavação. Este capítulo faz uma revisão sobre escavação subterrânea, abordando aspectos relacionados com o comportamento estrutural dessas escavações: processo de transferência de carga, interação maciço-suporte, sistema de suporte em concreto projetado, comportamento do concreto a baixas idades.

2.2. ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA

A gestão do espaço, tanto nos centros urbanos quanto em áreas montanhosas, tem fomentado a construção de túneis, seja por sua adequabilidade a requisitos ambientais seja por racionalização dos espaços superficiais. Apesar de suas inúmeras vantagens, esses empreendimentos ainda sofrem resistência, principalmente em países em desenvolvimento, em virtude dos custos associados e por se tratarem de estruturas relativamente complexas, envolvendo técnicos e empresas especializados. Segundo FOÁ (2005), as vantagens de uma estrutura subterrânea, em particular aquelas relacionadas com a proteção do meio ambiente,

não são facilmente quantificadas em termos de valor monetário, o que torna desproporcional a comparação de obras subterrâneas com soluções superficiais.

A engenharia geotécnica, assim como outros ramos da engenharia, deve cumprir os seus propósitos, quais sejam oferecer seus serviços com a finalidade de: (a) atingir os objetivos da obra (estabilidade, funcionalidade e durabilidade); (b) garantir a segurança da obra nas fases de construção e de serviço; (c) executar a obra com custo razoável e (d) garantir a observância das condicionantes estéticas, ambientais e de manutenção.

Os princípios acima apontados serão cumpridos mediante o conhecimento de informações essenciais para o projeto executivo e a construção de uma obra de engenharia, tais como o comportamento dos materiais e os carregamentos atuantes, de forma a reduzir ao máximo as incertezas envolvidas no processo. Essa preocupação é ainda maior em obras geotécnicas, sobretudo as subterrâneas, devido o seu elevado grau de incerteza, relativamente a outras esferas da engenharia. Dessa forma, em escavações subterrâneas, as etapas de prospecção, escavação, suporte e observação devem influenciar-se entre si, de forma a atingir os objetivos do empreendimento com segurança e economia (BASTOS, 1998).

A movimentação do maciço associada com escavações subterrâneas é de grande interesse, não apenas devido aos efeitos dos danos que podem vir a ocorrer nas adjacências da escavação, mas também devido à relaxação do maciço na direção do túnel durante a escavação, levando a significativas reduções dos carregamentos que serão transferidos para o sistema de suporte, comparado com aqueles que poderiam ser calculados para as tensões iniciais no maciço (VAN DER BERG et al., 2003). Em outras palavras, pode-se comentar que a análise geotécnica de uma escavação subterrânea consiste em estabilizar, pelo menor custo, uma perturbação provocada no interior de um maciço. Portanto, faz-se necessário o conhecimento do comportamento do material que compõe o maciço, o comportamento estrutural da obra, os carregamentos atuantes, o comportamento de outros materiais artificiais que venham a ser utilizados (concreto projetado, cambotas metálicas, chumbadores) para, juntamente com o maciço, promover a estabilidade da abertura.

Frente às escavações, o maciço próximo a seção escavada tem sua resistência ao cisalhamento mobilizada. Nesta região, os deslocamentos induzidos promovem uma redistribuição de tensões para zonas não escavadas, ou, em outras palavras, ocorre o arqueamento do solo ao redor das adjacências da escavação. Segundo SOUSA em 1998, citado por FRANÇA (2006),

o carregamento atuante no suporte, os esforços nele mobilizados e os deslocamentos que nele ocorrem, são interdependentes e correlacionados, não sendo função somente das tensões iniciais e das características geométricas da abertura, mas também das propriedades mecânicas do maciço envolvente ao túnel e do processo construtivo adotado, tais como o sistema de escavação, a velocidade de avanço, o tipo e as características do suporte e o momento de sua colocação.

Os diversos métodos construtivos de escavação subterrânea podem ser reunidos em dois grupos: os pertencentes ao processo de escavação mecanizada e os relacionados com o processo de escavação seqüencial. Este trabalho não se reportará aos métodos mecanizados de escavação.

2.2.1. Método de Escavação Seqüencial

Métodos de escavação seqüencial são aqueles em que a escavação da frente se processa à pressão atmosférica, sendo o suporte instalado apenas após a escavação, com algum atraso em relação à passagem da frente.

Dentre os métodos de escavação seqüencial mais utilizados encontra-se o New Austrian Tunnelling Method – *NATM* (Novo Método Austríaco de Túneis). A partir da experiência adquirida em minas de carvão, o *NATM*, patenteado em 1958 por A. Brunner e divulgado por L. Muller e V. Rabcewicz, teve significativo desenvolvimento entre 1957 e 1965. Entre 1956 e 1958, foram construídos os primeiros túneis com a utilização dos princípios do *NATM* na Venezuela. Foi aplicado nos EUA, em 1968, na construção de um trecho do Metrô de Washington e, em 1970, no Brasil na construção da rodovia dos Imigrantes (PALERMO, 1997). Desde 1948, e especialmente desde 1963, pesquisas teóricas e a acumulação de experiência prática desenvolveram e ampliaram o campo de utilização do *NATM*, cujos princípios permanecem inalterados (GOLSER, 1996).

Como relatado por KARAKUS & FOWELL (2004), a nível internacional, o *NATM* foi definido, em 1980, pelo Comitê Austríaco sobre Construções Subterrâneas (*Austrian National Committee on Underground Construction*), na Associação Internacional de Túneis (*ITA*), como a seguir: o *NATM* segue um conceito segundo o qual o maciço circundante à escavação, por meio da ativação de um anel de suporte, torna-se um elemento de sustentação da

escavação, sendo, dessa forma, o verdadeiro material de suporte em construção subterrânea, desempenhando o revestimento apenas o papel de uma superfície auxiliar. Entretanto, essa definição não é abrangente, uma vez que a ativação de um anel de suporte ocorre apenas em casos específicos de tensões geostáticas, profundidade e competência do maciço. No geral, a região do maciço que atua como suporte não possui formato de anel e é função das condições geométricas e físicas apontadas acima.

Uma das definições mais recentes sobre o *NATM* foi dada por SAUER (1988), definindo o *NATM* como um método que viabiliza a construção do espaço subterrâneo, por meio do uso de todos os meios disponíveis para desenvolver ao máximo a capacidade de auto-suporte do maciço (rocha ou solo), de forma a fornecer a estabilidade da cavidade escavada.

O *NATM* surgiu como uma grande inovação no campo da abertura de túneis em rochas brandas, visto que apresentava conceitos totalmente opostos aos até então vigentes sobre o mecanismo de estabilização do maciço escavado. A idéia que se tinha até o surgimento do *NATM* é que, após a escavação, a cavidade deveria ser escorada o quanto antes, implicando na utilização de um sistema de suporte de grande espessura, para suportar os altos níveis de tensões em torno das paredes do túnel, resultando em longos prazos de construção e elevados custos.

Com o *NATM*, há um controle no tempo de instalação do suporte, de forma a permitir uma redistribuição de tensões em torno da cavidade escavada, promovendo uma menor transferência de carga para o suporte, resultando, portanto, na necessidade de utilização de um sistema de suporte menos rígido. Quanto ao processo de escavação, o *NATM* sugere a parcialização da escavação, como forma de controle de deformação da cavidade aberta e, conseqüentemente, a mobilização gradativa de carregamento do maciço para o suporte.

A filosofia de utilização do novo método austríaco para escavação subterrânea é guiada por alguns princípios, tais como:

- consideração das características geomecânicas do maciço;
- instalação de medidas de suporte adequadas no momento correto, evitando estados de tensões ou de deformações indesejáveis;
- arco invertido, estaticamente efetivo, executado no momento adequado, emprestando ao anel portante a função estática de um tubo fechado;

- otimização da resistência do revestimento em função das deformações permitidas;
- observação instrumental também para controle desta otimização.

O sistema de suporte deve atender aos critérios de rigidez, resistência e, ainda, tempo de instalação. Quanto à rigidez, o suporte deve acompanhar as deformações do maciço, não devendo ser rígido o bastante de forma a impedir que haja uma redistribuição de tensões em volta da cavidade escavada. Por outro lado, o mesmo suporte deve apresentar resistência suficiente para suprir as deficiências estruturais do maciço, absorvendo esforços e evitando deformações excessivas (FOÁ & ASSIS, 2002).

A necessidade de utilização de suporte vem da relação entre a resistência à compressão não confinada do maciço e as tensões tangenciais. O túnel é dito estável quando a resistência à compressão não confinada for maior que as tensões tangenciais desenvolvidas na parede do túnel. Neste caso, a menos para fins de alcançar um coeficiente de segurança específico, não há a necessidade de utilização de sistema de suporte.

Caso a tensão tangencial atinja a resistência à compressão não confinada, o maciço plastificará localmente, mantendo sua resistência residual com aplicação do concreto projetado durante o processo de abertura. Neste caso, o suporte em concreto projetado age como um apoio contínuo para as paredes do túnel.

O revestimento do túnel em concreto projetado é classificado como suporte contínuo, atuando no controle da instabilidade do maciço na superfície da escavação, na medida em que gera uma distribuição de forças de reação na superfície do maciço, ou seja, o suporte faz o papel do material retirado da escavação, que é o de confinamento da parede do túnel, levando-a a uma nova posição de equilíbrio. Para que a física do processo seja mensurada de forma real, ou seja, para que o mecanismo de interação maciço-suporte seja avaliado, é de suma importância o conhecimento dos carregamentos atuantes no suporte (KUWAJIMA, 1991) e suas propriedades mecânicas, principalmente a baixas idades. Para isso, deve-se levar em consideração os processos construtivos, mensurando o campo de tensões em função do tempo e do avanço da escavação, bem como a lei de endurecimento do concreto.

Em relação ao monitoramento da escavação, o Corpo de Engenharia do Exército Americano (USACE, 1997), define os objetivos da instrumentação de um túnel como sendo: a detecção antecipada das condições que possam motivar a instabilidade do túnel em construção; a

determinação do desempenho a longo prazo dos suportes após a construção; a obtenção de informação que permita uma análise detalhada do maciço e do comportamento do sistema de suporte.

Por fim, o acompanhamento técnico de uma obra subterrânea é um fator decisivo para a sua qualidade, segurança, custo e prazo de execução. Este fato resulta do desconhecimento das condições geológicas existentes de forma precisa, motivando constantes adaptações e alterações ao projeto (BASTOS, 1998).

No *NATM*, o dimensionamento do suporte baseia-se na sua interação com o maciço, aproveitando a capacidade resistente do terreno para conseguir a estabilidade da seção. Dessa forma, o entendimento do *NATM* fica mais evidente quando da compreensão de um dos métodos mais antigos de análise de interação entre o maciço e o suporte: Método de Convergência-Confinamento.

2.2.2. Método de Convergência-Confinamento

Durante a escavação de túneis em maciços instáveis usando métodos convencionais, muitos tipos de suportes temporários são instalados com o objetivo de estabilizar a abertura antes de o revestimento final ser completado. Em alguns casos, o avanço da face do túnel se dá em difíceis condições, tornando muito complexo o projeto da estrutura de suporte necessária para o confinamento da abertura, requerendo assim, um entendimento racional da interação maciço-suporte (ORESTE, 2003a).

O estudo da interação maciço-suporte pode ser mais facilmente entendido com o uso de conceitos simples, como o método de convergência-confinamento. Nesse método, o processo de transferência de carregamento do maciço para o suporte, apesar de ter um comportamento tridimensional próximo à frente de escavação, é simplificado para o caso bidimensional, fazendo uso de uma relaxação da tensão original (σ_i) do maciço.

Este tipo de análise tem sido proposta por diversos autores, o primeiro provavelmente foi FENNER, em 1938, sendo adotada mais tarde por PACHER, em 1964, citados por PANET (2001). Uma de suas principais falhas foi a não consideração das deformações no maciço que ocorriam antes da instalação do suporte. PANET & GUELLEC (1974) passaram a considerar

as deformações que acontecem antes da instalação do suporte por meio da introdução do fator de relaxação do maciço. Esta é a origem do método convergência-confinamento, ao qual foi dado este nome em 1978, no encontro AFTES em Paris.

Também conhecido como método das curvas características, foi desenvolvido para escavações subterrâneas de seção circular, em um campo de tensão inicial hidrostático e maciço isotrópico, estudado por LOMBARDI (1975); BOUVARD-LECOANET et al. (1988); AFTES (1993); PANET (1995) apud ORESTE (2003b); HOEK & BROWN (1980); BROWN et al. (1983); ORESTE & PEILA (1997); PANET (2001). As curvas características são constituídas da relação entre tensão radial nas paredes da cavidade, σ , e deslocamentos radiais, u (Fig. 2.1).

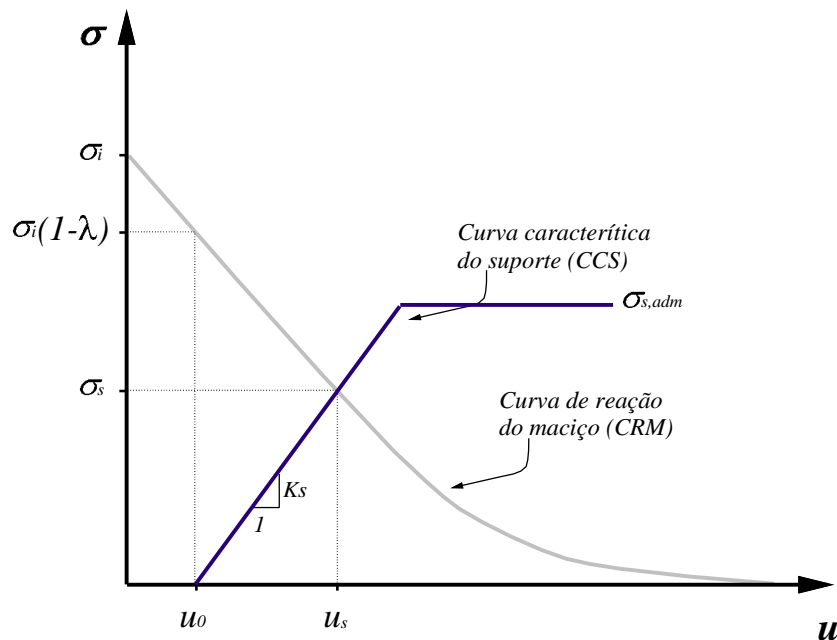


Figura 2.1. Curva de reação do maciço e curva característica do suporte.

Dessa forma, o estudo da interação maciço-suporte para avaliar o processo de transferência de carregamento do maciço para o suporte, por meio do método de convergência-confinamento, divide-se em dois componentes básicos: (i) a curva de reação do maciço (CRM) e a curva característica do suporte (CCS).

Admitindo que um estado de tensão seja consequência de deslocamentos impedidos, pode-se considerar a instalação de uma pressão radial nas paredes do túnel, variável com a distância à frente de escavação e simulando a ação estabilizadora do núcleo, situado adiante da frente de

avanço. Esta situação justifica a evolução dos deslocamentos radiais com a distância à frente. Dessa forma, como pode ser visto na Figura 2.1, a escavação provoca uma redução no estado de tensão nas paredes do túnel, desde o estado de tensão inicial, σ_i , com o desenvolvimento de deslocamentos radiais, u , definindo-se assim a curva de reação do maciço (*CRM*).

Por se tratar de uma pseudo-análise tridimensional, a tensão atuante nas paredes do maciço no momento de instalação do suporte é dada segundo a equação a seguir:

$$\sigma = (1 - \lambda)\sigma_i \quad (2.1)$$

Onde σ_i é a tensão inicial no maciço; λ é o parâmetro que simula a fração da tensão inicial que foi aliviada até o momento de instalação do suporte, aumentando de 0 a 1, em termos de perda de confinamento do maciço (Fig. 2.2).

A *CRM* representa, dessa forma, a perda de confinamento do maciço e conseqüente deslocamento, u , nas paredes da cavidade escavada. A *CRM* pode ser expressa genericamente como:

$$f_m(\sigma; u) = 0 \quad (2.2)$$

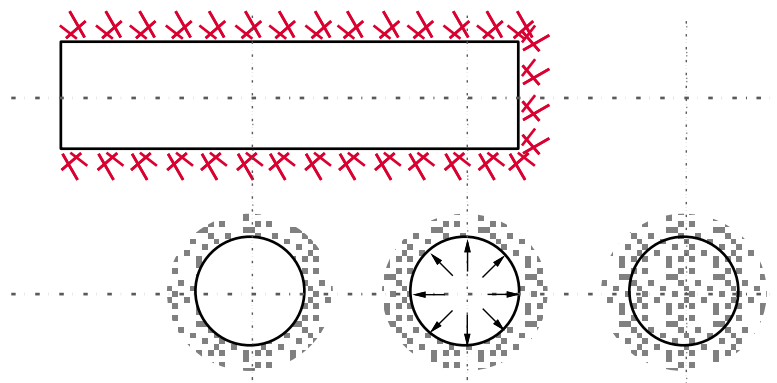


Figura 2.2. Mudança na perda de confinamento ao redor das paredes do túnel (Modificado de PANET, 2001).

A curva característica do suporte relaciona as tensões, aplicadas pelo maciço escavado, com os correspondentes deslocamentos desenvolvidos nas paredes da escavação, definindo assim, a função de convergência para o suporte, que é dada pela seguinte expressão genérica:

$$f_s(\sigma; u) = 0 \quad (2.3)$$

O suporte é usualmente instalado a uma distância d atrás da face de trabalho, chamada distância não suportada ou balanço. Nesse instante, deslocamentos u_0 já terão ocorrido devido à passagem da face e, portanto, da perda de confinamento do maciço. A expressão anterior pode ser reescrita, para considerar os deslocamentos ocorridos antes da instalação do suporte:

$$f_s[\sigma; (u - u_0)] = 0 \quad (2.4)$$

A *CCS* é definida com base no conhecimento da rigidez do sistema (K_s) e do deslocamento observado quando de sua instalação, u_0 . Segundo ORESTE (2003a), o estabelecimento deste deslocamento não é tarefa fácil por ser função da operacionalização da obra, dependendo assim de parâmetros técnicos como as características mecânicas do maciço, da rigidez do suporte e do ponto de equilíbrio. O deslocamento u_0 é composto por uma parcela correspondente aos deslocamentos radiais que ocorrera antes da passagem da frente pela seção em análise, e uma parcela devida aos deslocamentos radiais desenvolvidos pelo atraso na instalação do suporte. Como uma primeira aproximação, u_0 é função da distância da face de escavação, onde o suporte é instalado, do diâmetro do túnel e das características mecânicas do maciço (PANET & GUENOT (1982); PANET (1995), citados por ORESTE & PEILA, 1997).

O equilíbrio que venha resultar da interação entre o maciço e o suporte é obtido resolvendo o sistema das Equações 2.2 e 2.4. A determinação do ponto de equilíbrio permite conhecer o valor da tensão de interação, o qual é definido pela interseção das curvas características do maciço e do suporte. A eficiência do suporte será avaliada a partir da comparação dessa tensão de interação com a tensão admissível do suporte. Dessa forma, o estudo da eficiência do suporte é altamente sensível ao empirismo que envolve o atraso na instalação do suporte, u_0 , sobretudo no que se refere à tridimensionalidade dessa análise 2D.

Por outro lado, a interseção da *CRM* e da *CCS* é função de suas inclinações, que por sua vez traduzem a rigidez do maciço e do sistema de suporte. Dessa forma, assim como comentado por GOMES (2006), o ponto de equilíbrio da interação maciço-suporte é fortemente

influenciado pela relação entre as rigidezes das partes envolvidas no processo, como pode ser visto na Figura 2.3.

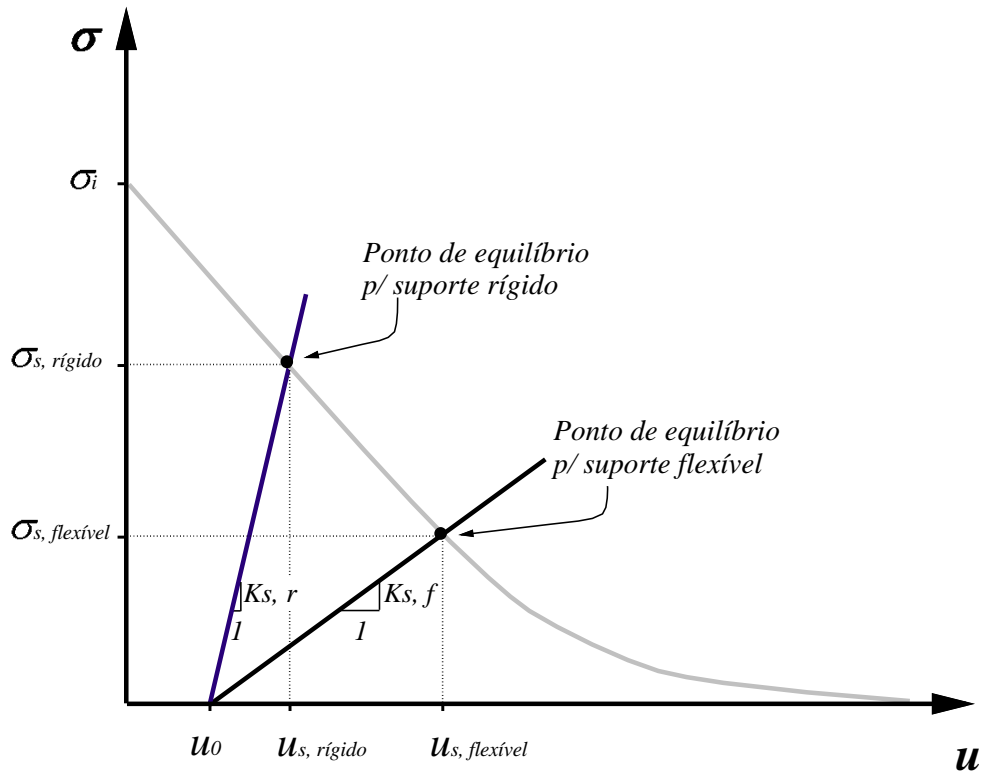


Figura 2.3. Interação maciço-suporte, com suporte de diferentes rigidezes.

Ainda sob o ponto de vista de interação maciço-suporte, com suporte em concreto projetado, pode-se apontar outro fator interveniente no processo de estabilidade de uma escavação subterrânea: o comportamento dependente do tempo para o suporte. Como será visto ainda neste capítulo, o concreto projetado apresenta rigidez crescente com o tempo, em virtude do processo de hidratação do cimento em contato com a água. Dessa forma, o anel de concreto próximo a frente de escavação possui rigidez de um concreto a baixas idades, ganhando rigidez com o tempo, à medida que o túnel avança. Portanto, a curva característica do suporte em concreto projetado não apresenta um aspecto de uma reta, que é o caso de um suporte em concreto pré-fabricado e instalado já com suas propriedades estabilizadas (Fig. 2.4).

O método de convergência-confinamento apresenta-se como uma boa metodologia de dimensionamento de suportes para escavações com geometria circular, com um campo de tensão hidrostático (uniforme). Dessa forma, este método é uma ferramenta útil não apenas para o projeto de suporte de túneis, mas também como um modelo simples que permite um

melhor entendimento do complexo problema de transferência de carga nas adjacências da face do túnel (CARRANZA-TORRES & FAIRHUST, 2000).

Entretanto, além das limitações relativas à geometria e ao campo de tensão ao redor da parede escavada, o método convergência-confinamento apresenta fragilidade na definição das curvas de reação do maciço e convergência do suporte, uma vez que há a necessidade de conhecimento da reologia do maciço escavado e do suporte instalado (COSTA E SILVA, 2004).

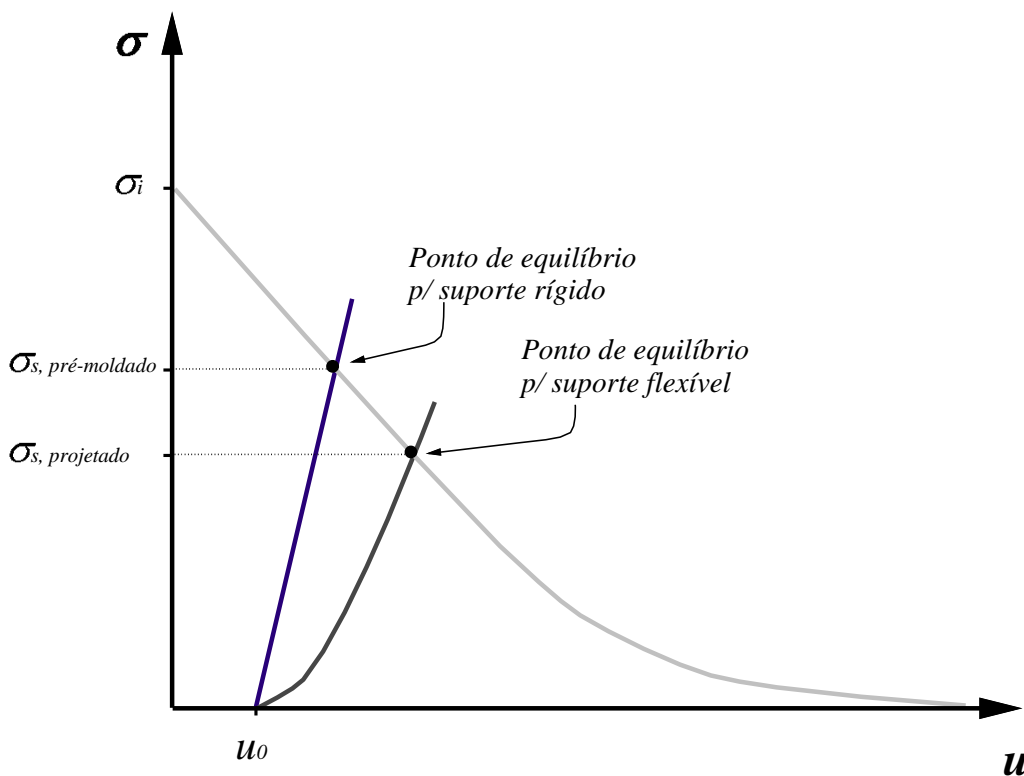


Figura 2.4. Interação maciço-suporte, com suporte com propriedades dependente do tempo (concreto projetado) e suporte com propriedades finais (concreto pré-moldado).

2.3. CONCRETO PROJETADO

A utilização do concreto projetado como suporte de túneis se desenvolveu após a 2ª Grande Guerra. Sua primeira aplicação bem sucedida na estabilização de túneis escavados em maciços instáveis, em substituição aos suportes temporários de madeira e aço, foi realizada no túnel Lodano-Mosagno do aproveitamento hidroelétrico da Maggia, na Suíça, entre 1951 e 1956, culminando em sua patente em 1956, na Áustria.

Antes de conceituar o material concreto projetado, é necessário definir o que vem a ser concreto e os seus principais componentes. De acordo com as normas da Sociedade Americana para Ensaios de Materiais, ASTM C125 (1993) e do Instituto Americano do Concreto, Comitê ACI 116 (2000), o concreto é um material composto que consiste essencialmente de um meio contínuo aglomerante, dentro do qual estão mergulhados partículas ou fragmentos de agregados.

Esse meio contínuo aglomerante é formado como resultado da reação de hidratação entre o cimento e a água. O material granular que compõe o concreto é denominado agregado, que, juntamente com o meio cimentício, forma o concreto ou a argamassa de cimento hidráulico. Os agregados mais comuns utilizados para concreto projetado são a areia e o pedrisco, devendo atender à Norma Brasileira de agregados para concreto, NBR 7211 (1983), quanto à granulometria, torrões de argila e matéria orgânica (SILVA, 1997). Além do cimento, agregado e água, pode-se incluir um quarto componente – os aditivos – que são amplamente utilizados para melhorar o desempenho do material. Como exemplo, citam-se os aditivos químicos, modificadores das características de pega e endurecimento da pasta, influenciando na taxa de hidratação do cimento, e os aditivos minerais, como as pozolanas que podem reduzir a fissuração térmica do concreto (METHA & MONTEIRO, 1994). No caso do concreto projetado aplicado a túneis, há a necessidade que o material apresente alta resistência inicial, dessa forma, é freqüente a especificação de aditivos aceleradores de pega e endurecimento (SILVA, 1997).

O agregado, segundo suas dimensões, se subdivide em graúdo e miúdo. O primeiro, refere-se às partículas maiores que 4,8 mm (peneira nº 4) enquanto que o segundo situa-se na faixa dos menores que 4,8 mm e maiores que 75 µm (peneira nº 200). Para reduzir a reflexão do concreto, recomenda-se que a dimensão máxima do agregado utilizado na confecção do concreto projetado seja de 12 mm (SILVA, 1997). Para o grupo de trabalho nº 6 da Associação Francesa de Túneis e do Espaço Subterrâneo (AFTES, 1979), citado por (AFTES, 2000) o tamanho máximo do agregado é de 10 mm nos casos onde o concreto for reforçado com fibras, sendo nos demais casos, o valor limitado a 16 mm. Segundo o Corpo de Engenharia do Exército Americano (USACE, 1997) é essencial a especificação de uma graduação variável dos agregados, para evitar a segregação do concreto projetado quando lançado à superfície.

Sendo o material manufaturado mais empregado no mundo (METHA & MONTEIRO, 1994), o concreto foi utilizado por Carl Ethan Akeley, em 1907, para confecção de modelos de animais, sendo o material lançado pneumáticamente através de uma mangueira e projetado sobre tais modelos a alta velocidade, dando início, assim, a um novo produto, na época chamado de “*gunite*”. Na literatura internacional, o concreto projetado é amplamente designado pelo termo “*shotcrete*” (ACI 506R-90, 1995).

Todas as definições que se pode encontrar sobre o concreto projetado têm em comum a preocupação de descrever o processo de projeção, demonstrando a necessidade de conceituá-lo a partir do seu método de lançamento, ou seja, classificando-o como uma forma alternativa de aplicação do concreto.

Pode-se partir de uma definição mais sucinta e abrangente do Instituto Americano do Concreto (ACI) no seu Comitê 506 (Guia de Concreto Projetado) onde define o concreto projetado como “*argamassa ou concreto pneumáticamente projetado a alta velocidade sobre uma superfície*”. Chegando a uma definição mais detalhada da Norma brasileira de concreto projetado, NBR 14026 (1997): “*o concreto projetado é um concreto com dimensão máxima do agregado superior a 4,8 mm, transportado através de uma tubulação e projetado, sob pressão, a elevada velocidade, sobre uma superfície, sendo compactado simultaneamente*”.

Segundo o ACI 506R-90 (1995) em seu manual prático de concreto projetado, o sucesso da aplicação do concreto projetado requer um equipamento com operação e manutenção apropriada. O processo de projeção escolhido, ou seja, a escolha do equipamento deve ser feita em função das especificações, proporções e características da obra, tirando, assim, o máximo proveito do equipamento.

Os processos de projeção podem ser classificados, segundo o tipo de equipamento utilizado e em função do ponto da mistura entre os componentes sólidos do concreto projetado e a água. Do ponto de vista conceitual, existem dois tipos básicos de processos de projeção: o via seca e o via úmida.

No processo de projeção por via seca, o concreto é conduzido à máquina de projeção a seco. Por meio de um mangote, a mistura de agregados e cimento é transportada por ar comprimido até o bico de projeção, onde é acrescentada a água necessária. No caso de aditivos líquidos, estes devem ser misturados com a água antes de entrar em contato com os materiais secos.

No processo de projeção por via úmida, o concreto é conduzido à bomba com toda a água necessária já misturada, sendo o ar comprimido utilizado para acelerar a projeção no bico e, em alguns casos, para pressurização de câmaras da bomba de concreto ou mesmo para transporte da mistura úmida pelo mangote. Como o concreto tem que ser plástico para ser bombeado, em geral se utiliza mais água que a necessária para a hidratação do cimento (SILVA, 1997). Entretanto, há uma tendência mundial em utilizar o processo de projeção por via úmida em virtude do maior controle da composição da mistura; menor reflexão; maior produtividade e menor geração de poeira (GARSHOL et al., 2005).

Segundo FOÁ & ASSIS (2002) a escolha do melhor processo de projeção para um túnel está relacionada a vários critérios como: disponibilidade do equipamento, fatores físicos e logísticos da obra, tempo disponível, especificações e exigências legais e equipe de projeção.

O campo de aplicação do concreto projetado que possui suas especificações mais amplas é a execução de túneis pelo Método da Escavação Seqüencial. Nesta área de atuação, exigem-se propriedades do concreto como: elevadas resistências a baixas e maiores idades, estanqueidade e durabilidade (FIGUEIREDO, 1997). A resistência à compressão do concreto projetado e, indiretamente, sua deformabilidade, é um dos pontos mais importantes no que se refere à sua especificação, uma vez que se utiliza o concreto projetado recém-lançado como suporte de túneis em situações onde o material apresenta ainda baixa resistência e concomitantemente há o avanço da frente de escavação.

Em obras civis comuns, o processo de endurecimento do concreto ocorre dentro de formas, onde os elementos estruturais encontram-se escorados, ou seja, sem nenhuma solicitação externa. O carregamento da estrutura se dá quando o concreto já adquiriu resistência mecânica suficiente.

No caso de túneis com suporte em concreto projetado, logo após a escavação a seção transversal é recoberta por uma camada de concreto jovem, o que faz com que as reações de hidratação ocorram na superfície do maciço. O maciço começa a se deformar pouco depois que o núcleo é retirado, função do seu tempo de auto-sustentação, produzindo esforços internos nas seções do suporte ainda na fase de hidratação do cimento.

O revestimento de escavações subterrâneas com concreto projetado oferece um número de vantagens em relação a outros sistemas de suporte, como a calota metálica. O concreto

projetado se adapta a qualquer superfície, promovendo suporte imediato para estabilidade da frente de escavação, controlando a deformação do maciço e prevenindo a perda de material nas paredes da escavação, preservando, assim, a resistência do maciço.

Outras vantagens do uso de concreto projetado como suporte de túneis são sua rápida instalação em paralelo com elevadas taxas de avanço da escavação e a possibilidade de alteração da mistura dos materiais que compõe o concreto, diante de mudanças nas propriedades do maciço (GOEL, 2002).

2.3.1. Características físico-químicas e mecânicas do concreto projetado

Nas condições iniciais, o concreto, ainda jovem, não possui características mecânicas satisfatórias para desempenhar o seu papel como elemento estrutural: absorver cargas aplicadas, equilibrando-as. Tais características mecânicas são traduzidas em termos de resistência (principalmente à compressão), módulo de elasticidade, ductilidade e tenacidade, que são função do processo de hidratação do cimento.

Segundo YE et al. (2004), a gradual evolução das propriedades mecânicas de um material a base de cimento é o resultado da contínua mudança da microestrutura com o progresso do processo de hidratação, o que, por sua vez, torna não trivial a modelagem numérica do comportamento do concreto projetado como elemento estrutural para estabilizar escavações subterrâneas (ORESTE, 2003b).

2.3.1.1. Composição e hidratação do cimento Portland

O cimento Portland é um aglomerante hidráulico produzido a partir da moagem do clínquer e sulfato de cálcio, podendo ser, eventualmente, utilizadas algumas adições, como a escória, *fillers* e pozolanas, com o objetivo de variar suas características para determinada aplicação. Os compostos que formam o clínquer são óxidos de cálcio (CaO), óxidos de alumínio (Al_2O_3), óxido de silício (SiO_2) e óxido de ferro (Fe_2O_3).

Na Tabela 2.1, apresenta-se a composição química do cimento Portland, bem como as abreviações utilizadas para os seus componentes.

Tabela 2.1. Composição química do cimento Portland comum.

Componentes	Composição	Abreviação	Porcentagem
Clínquer			
Silicato tricálcico ou alita	$3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$	C_3S	≈ 85 %
Silicato bicálcico ou belita	$2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$	C_2S	
Aluminato tricálcico ou aluminato	$3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A	
Ferroaluminato tetracálcico ou ferrito	$4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF	
Outros			≈ 10 %
Gesso			
Gipsita	$\text{CaSO}_4\cdot 2\text{H}_2\text{O}$	$\text{C}\bar{\text{S}}\text{H}_2$	3 – 5 %

Os diversos tipos de cimento Portland produzidos no Brasil estão ilustrados na Tabela 2.2.

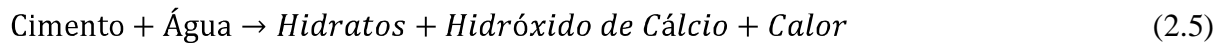
Tabela 2.2. Tipos de cimentos produzidos no Brasil (METHA & MONTEIRO, 1994).

Denominação	Sigla	Norma
Portland comum	CP I	NBR 5732
Portland comum com adição	CP I – S	NBR 5732
Portland composto com escória	CP II – E	NBR 11578
Portland composto com pozolana	CP II – Z	
Portland composto com <i>filler</i>	CP II – F	
Portland de alto forno	CP III	NBR 5735
Portland pozolânico	CP IV	NBR 5736
Portland de alta resistência inicial	CP V – ARI	NBR 5733
Portland resistente a sulfatos	CP V – ARI – RS	NBR 5737

O cimento Portland não aglomera o material granular que compõe o concreto. Sua propriedade ligante só é adquirida quando misturado a água, devido à reação química entre os minerais do cimento e a água, chamada de hidratação do cimento, que gera produtos com características de pega e endurecimento.

De forma simplificada, a reação de hidratação do cimento é exotérmica e termicamente ativada. Isto quer dizer que ao mesmo tempo em que os campos térmicos da massa de concreto são alterados pela evolução da reação, a própria cinética desta reação é alterada em função da temperatura da massa de concreto aquecida (DE FARIA, 2004). Em termos gerais,

a reação química entre os compostos de cimento e a água, ou seja, a reação de hidratação ocorre como ilustrado abaixo:



Na verdade, a reação de hidratação do cimento abrange um conjunto de reações interdependentes, com cinéticas diferentes, produzindo em sua maioria os silicatos de cálcio hidratados (C-S-H), que por sua vez começam a formar uma matriz porosa coesiva. Cerca de 50 a 60 % do volume de sólidos de uma pasta de cimento Portland completamente hidratado é constituído de C-S-H. O desenvolvimento da reação de hidratação corresponde ao aumento progressivo do número de hidratos (C-S-H) que formam o esqueleto poroso, proporcionando um decréscimo da porosidade e da permeabilidade, e o aumento da rigidez e da resistência do material. Por isso, o esqueleto está em constante evolução, o que permite considerar o concreto como um meio poroso quimicamente reativo. METHA & MONTEIRO (1994) define o fenômeno acima como sendo endurecimento.

No tocante ao decréscimo de porosidade e permeabilidade, PALERMO (1992) abordou a preocupação da Companhia do Metropolitano de São Paulo para o estudo de dosagem do concreto utilizado nas obras do Metrô/SP, de forma a produzir um concreto (armado ou projetado) que atenda a requisitos de durabilidade. Para isso, o concreto especificado deve ser o mais impermeável possível. A permeabilidade do concreto depende da relação água-cimento e do grau de hidratação (idade do concreto).

Segundo MAEKAWA et al. (1999), citado por DE FARIA (2004), o grau de dependência entre as reações dos minerais de clínquer ainda deixa muitos fatos inexplicados e, até agora, é difícil avaliar quantitativamente as possíveis causas e seus graus de influência. Entretanto, ensaios de laboratório, assim como apresentados em METHA & MONTEIRO (1994), indicam que concretos com cimentos de altos teores de C_3S e C_3A terão alta resistência inicial, acompanhado de uma grande liberação de calor durante a sua hidratação. Por outro lado, um concreto com alto teor de C_2S irá promover uma baixa resistência inicial, alta resistência a longo prazo e, ainda, baixa liberação de calor.

A perda de consistência da pasta plástica de cimento é denominada de enrijecimento, sendo este, causado pela perda de água do sistema, seja devido as reações de hidratação, seja por

adsorção física à superfície dos hidratos, seja por evaporação. O processo descrito acima promove a pega e endurecimento da pasta. O termo “pega” implica a solidificação da pasta plástica de cimento, enquanto que endurecimento é o fenômeno de ganho de resistência com o tempo (Fig. 2.5).

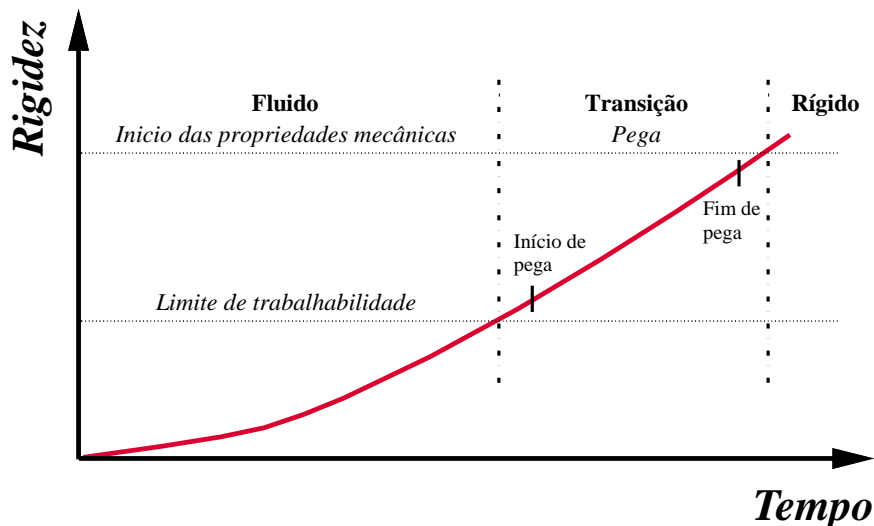


Figura 2.5. Evolução da pega e endurecimento do concreto (modificado de METHA & MONTEIRO, 1994).

De forma simplificada, o processo de pega representa a passagem do concreto do estado plástico (suspensão) para o estado sólido (esqueleto rígido). Fisicamente, denomina-se como início de pega o começo da solidificação, definindo o instante em que a pasta se torna não trabalhável. A perda de trabalhabilidade se dá devido à restrição mútua ao movimento entre as partículas de cimento ocasionada pela hidratação dos aluminatos.

O tempo necessário para solidificar completamente a pasta marca o tempo de fim de pega. Os tempos de início e fim de pega são determinados pelo aparelho de Vicat, que mede a resistência de uma pasta de cimento de consistência padrão à penetração de uma agulha sob uma carga total de 300 g.

FIGUEIREDO et al. (2004) estudaram o Cimento Especial de Pega Rápida, exclusivamente para atender à tecnologia de concreto projetado, no tocante à projetabilidade, baixa reflexão, elevada coesão, alta resistência a meios agressivos e a ataques químicos. Como colocado por FOÁ (2005), esses cimentos são bastante competitivos quando utilizados como revestimento de túneis, pois são produzidos com aditivos aceleradores de pega e endurecimento,

proporcionando um ganho elevado de resistência inicial. Em seu programa experimental, FIGUEIREDO et al. (2004) moldaram placas de concreto projetado por via seca, com monitoração da evolução da resistência inicial com o uso de penetrômetros. Os resultados apontaram um bom desempenho a baixas idades para esses cimentos especiais, inclusive após a idade de 5 ou 6 horas. O controle da resistência do concreto projetado para os túneis brasileiros toma como base a idade acima referida, “*onde se exige algo em torno de 5 MPa a 8 horas de idade*” de acordo com FOÁ (2005).

2.3.1.2. Evolução das propriedades mecânicas com a hidratação

Como mencionado, as propriedades mecânicas da pasta de cimento e, conseqüentemente, do material concreto, evoluem com o tempo, resultado da cristalização dos minerais do cimento, devido ao avanço da reação de hidratação. Esse avanço pode ser mensurado por meio do grau de hidratação (ξ), que representa o parâmetro objetivo para caracterizar a maturidade do concreto.

O modelo de ULM & COUSSY (1995) define grau de hidratação (ξ) como uma relação entre a massa de hidratos já formada (m) e a massa total de hidratos ao término da reação de hidratação (m_{∞}), ou seja:

$$\xi = \frac{m(t)}{m(\infty)} \quad (2.6)$$

A partir da definição de grau de hidratação, percebe-se que ξ varia de 0 a 1 ($\xi = 0$ significa que a reação ainda não começou e $\xi = 1$ indica a finalização da reação). A determinação experimental do grau de hidratação não é tarefa fácil, pois a quantidade de cimento hidratado de uma mistura é uma grandeza difícil de ser mensurada. Um método direto de determinação desse parâmetro é a partir de medidas de raios-X, onde se quantifica a parcela de cimento não hidratado em função da estrutura cristalina do clínquer (BALTHAR, 2004). Dessa forma, o grau de hidratação é determinado segundo a equação a seguir:

$$\xi = 1 - \frac{\text{Quantidade de cimento não hidratado}}{\text{Quantidade total de cimento}} \quad (2.7)$$

Outra forma de quantificar diretamente o grau de hidratação é em função da quantidade de água quimicamente ligada. Dessa forma, ξ é definido como:

$$\xi = \frac{\text{Quantidade de água liberada no tempo } t}{\text{Quantidade de água ligada no tempo } t = \infty} \quad (2.8)$$

POWERS e BROWNYARD, em 1948, citados por TAYLOR (1990), determinaram experimentalmente que a hidratação total do cimento Portland consome 25% de água. Assim, os mesmos propuseram a seguinte expressão simplificada para a determinação do grau de hidratação:

$$\xi = \frac{W_n(t)}{0,25 \cdot C} \quad (2.9)$$

Sendo $W_n(t)$ a quantidade de água quimicamente ligada no tempo (geralmente relacionada com a quantidade de água não evaporável) e C a quantidade total de cimento na mistura. O consumo de água para hidratar o cimento igual a 0,25 pode variar de acordo com a composição do cimento.

O grau de hidratação pode ser determinado indiretamente, a partir de sua correlação com o calor liberado durante as reações químicas, como também com a resistência à compressão. No segundo caso, a partir de pesquisas experimentais, TORRENTI, em 1992, citado por BALTHAR (2004), correlaciona o grau de hidratação com a resistência à compressão do concreto considerando uma relação bi-linear entre essas duas grandezas (Fig. 2.6). A relação bi-linear pode ser expressa como a seguir:

$$\xi(t) = \xi_0 + \frac{f_c(t)}{f_{c,\infty}} \cdot (1 - \xi_0) \text{ para } \xi > \xi_0 \quad (2.10)$$

$$f_c(t) = 0 \text{ para } \xi \leq \xi_0 \quad (2.11)$$

Sendo $f_{c,\infty}$ a resistência do material para uma hidratação teórica completa e ξ_0 representa o limiar da percolação, ou seja, o início do aparecimento de resistência do material (ACKER em 1988, citado por SILVOSO, 2003).

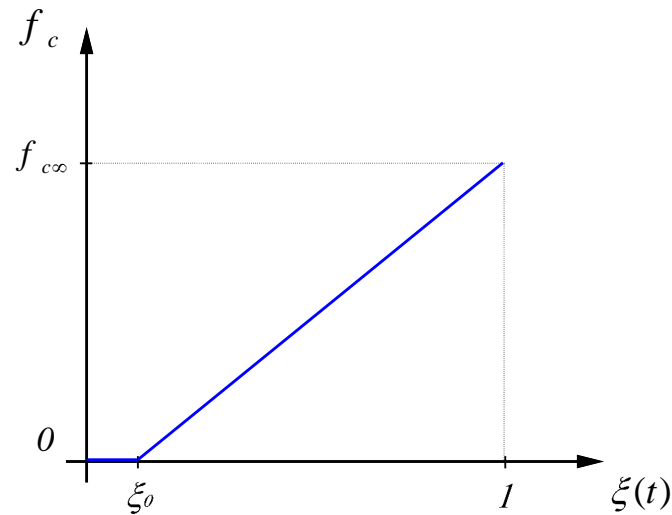


Figura 2.6. Relação entre resistência à compressão e grau de hidratação, segundo as Equações 2.10 e 2.11.

O endurecimento da estrutura do concreto consiste na evolução do seu esqueleto sólido (formação do C-S-H), e conseqüente redução da porosidade, conduzindo, assim, para o progressivo endurecimento e rigidez do concreto projetado (MANG, 1998). A natureza dos hidratos (C-S-H) e sua distribuição dentro do material poroso (concreto) influenciam diretamente a resistência à compressão do concreto.

Segundo PARROTT et al., em 1990, citados por BALTHAR (2004), a evolução da resistência à compressão acompanhará a evolução da reação de hidratação. Desse modo, as mesmas variáveis que condicionam a estrutura porosa da pasta, estão diretamente ligadas à resistência, tais como: tipo e dosagem do cimento, granulometria, diâmetro máximo, rigidez, forma e textura superficial dos agregados, tipo e dosagem de aditivos químicos e minerais, relação água/material e idade.

O entendimento da evolução das propriedades elásticas do concreto com o seu grau de hidratação é necessário para o equacionamento do seu endurecimento e, portanto, do tratamento numérico da rigidez do material. Sendo o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν) os parâmetros que determinam o comportamento elástico de um material e, sabendo que este último pode ser considerado constante, atribui-se à evolução do módulo de elasticidade o fenômeno responsável pelo endurecimento do concreto. Na verdade, nas primeiras horas, o Poisson do concreto é alto, decrescendo para valores aproximadamente constantes após as 16 horas de idade (BALTHAR, 2004).

O módulo de elasticidade do concreto é função do módulo de elasticidade do agregado e da pasta de cimento endurecida e, também, da ligação entre ambos. Como o conjunto é constituído de um meio poroso, o volume dos poros e seu grau de conexão influenciam na sua magnitude e, dessa forma, sua evolução está condicionada ao grau de hidratação. Sendo assim, fatores como relação água/cimento, temperatura de cura, tipo de cimento e de agregado têm relação direta no desenvolvimento do módulo de elasticidade com o tempo. BYFORS (1980) correlacionou o módulo de elasticidade com o grau de hidratação de acordo com a equação a seguir:

$$E(\xi) = E_{\infty} \cdot \frac{1+1,37(f_{c,\infty})^{2,204}}{1+1,37(f_c(\xi))^{2,204}} \cdot (f_c(\xi))^{2,675} \quad (2.12)$$

$$f_{c,\infty} = \left(\frac{E_{\infty}}{7250} \right)^{\frac{1}{0,471}} \quad (2.13)$$

Sendo E_{∞} o módulo de elasticidade assintótico do concreto, para $t \rightarrow \infty$ (ou $\xi=1$); $f_{c,\infty}$ a resistência a compressão uniaxial assintótica do material, para $t \rightarrow \infty$ (ou $\xi=1$); $E(\xi)$ e $f_c(\xi)$ representam, respectivamente, a evolução do módulo de elasticidade e da resistência à compressão em função do grau de hidratação. SILVOSO (2002) apresentou valores experimentais de crescimento de módulo de elasticidade obtidos por LAPLANTE (1993) para um concreto comum com módulo de elasticidade $E = 44$ GPa e $\xi_0 = 0,05$ e a lei de crescimento de módulo de elasticidade proposta por BYFORS (1980) (Fig. 2.7).

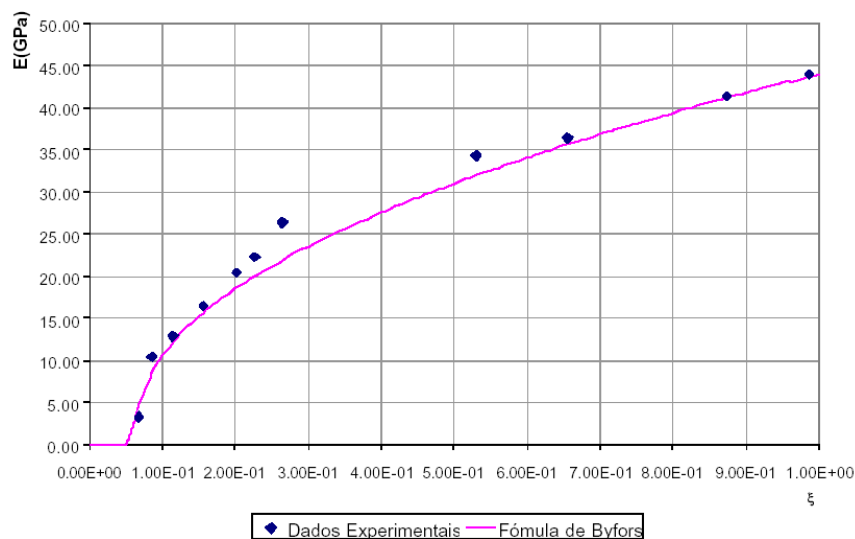


Figura 2.7. Módulo de elasticidade versus grau de hidratação para os valores experimentais obtidos por LAPLANTE (1993), para um concreto comum, citado por SILVOSO (2002).

BALTHAR (2004) em seu programa experimental determinou a evolução das propriedades elásticas (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson) de pastas pozolânicas. O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson foram determinados em três corpos de prova cilíndricos de (100 × 200) mm para cada idade, nas idades de 8, 12 e 16 horas, 1, 2, 3, 4, 7, 14, 28 dias. Os corpos de prova foram capeados com enxofre até a idade de 7 dias e faceados aos 14 dias e 28 dias.

Para a realização do estudo foram confeccionadas três pastas com relação a/c igual a 0,3. A pasta de referência (PC) é a mistura composta apenas de CP III-40, enquanto que as outras duas foram produzidas com substituição parcial do cimento Portland por 10% em massa por metacaolinita (PM) e sílica ativa (PS).

As evoluções dos módulos de elasticidade no tempo das pastas PC, PM e PS estão apresentadas na Figura 2.8. Os resultados obtidos indicam que o crescimento do módulo de elasticidade é mais rápido nas primeiras idades. Aos sete dias, por exemplo, os módulos de elasticidade das pastas PC, PM e PS já atingiram, respectivamente, 94,7%, 90,5% e 86,4% do módulo observado aos 28 dias de idade. Para a pasta PS, entre 28 e 162 dias, houve um pequeno crescimento de 7,7% enquanto que PC se apresentou praticamente constante e PM apresentou uma pequena queda de 3,7%, entre 28 e 226 dias.

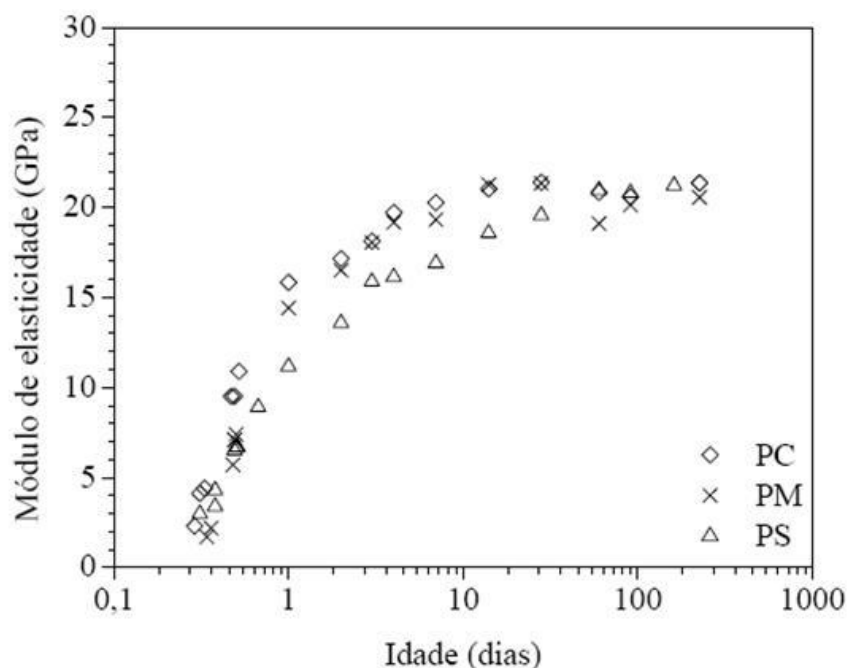


Figura 2.8. Evolução do módulo de elasticidade para as pastas de cimento para os valores experimentais obtidos por BALTHAR (2004).

As evoluções dos módulos de elasticidade com o grau de hidratação das pastas PC, PM e PS estão apresentadas na Figura 2.9. Os resultados indicam que a partir de um grau de hidratação de cerca de 0,7 as três pastas apresentam módulos de elasticidade constantes. Com relação às curvas teóricas, determinadas a partir da Lei de BYFORS (1980), observa-se que, no geral, o modelo mostrou uma boa concordância com os resultados experimentais.

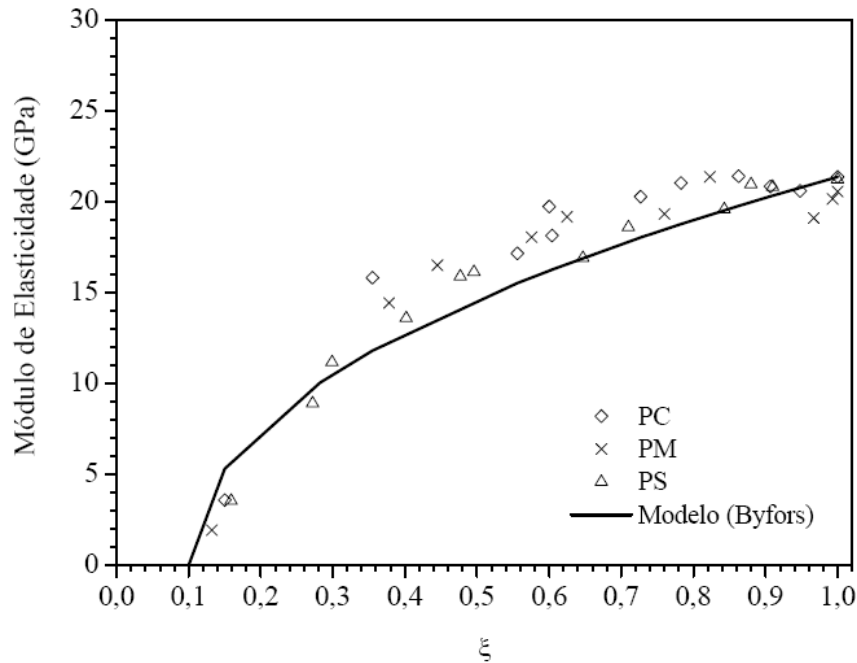


Figura 2.9. Evolução do módulo de elasticidade para os valores experimentais obtidos por LAPLANTE (1993), para um concreto comum e a lei de BYFORS (1980).

Com relação ao coeficiente de Poisson, BALTHAR (2004) observou que o mesmo é de aproximadamente 0,47 – 0,50 com 8 horas de idade, reduzindo para 0,2 – 0,23 para idades superiores a 1 dia. Segundo o autor, não se deve assumir um valor constante para o coeficiente de Poisson entre 16 horas e 28 dias, sobretudo a baixas idades, onde ocorrem variações significativas dos valores de Poisson.

2.3.2. Solicitação e comportamento do suporte em concreto projetado

A solicitação imposta ao concreto projetado é um tipo de interação maciço-suporte altamente dependente das características do maciço e do suporte. O nível de carregamento no suporte é função de dois fatores: das deformações do maciço em torno da cavidade, em virtude do seu

desconfinamento e da rigidez do concreto projetado, ou seja, sua capacidade de absorver cargas.

Para melhor compreensão do problema de interação entre o maciço e o sistema de suporte em concreto projetado, apresenta-se a seguir uma ilustração hipotética empregada por CHANG (1994), e citada recentemente no trabalho de FERREIRA (2003), onde estão apresentados os deslocamentos com e sem suporte e a pressão exercida sobre ele.

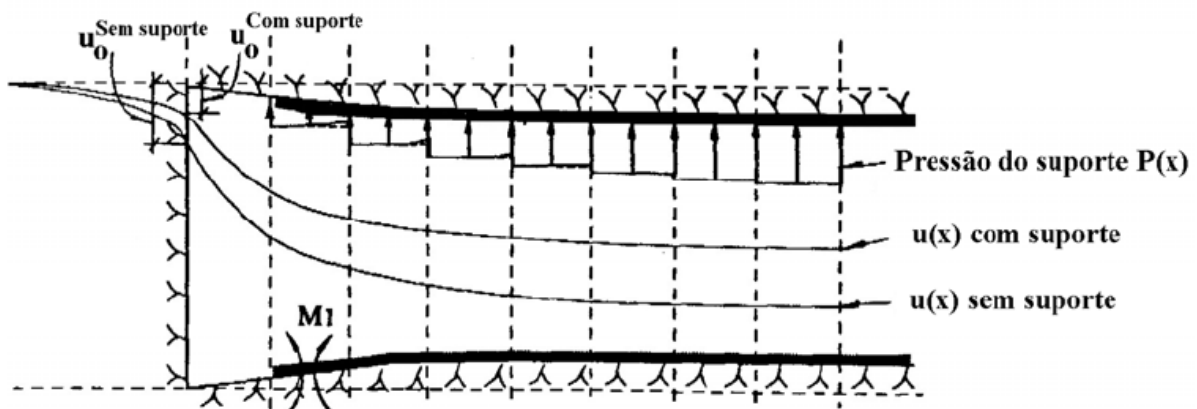


Figura 2.10. Ilustração hipotética da interação entre o concreto projetado e a frente de escavação (CHANG, 1994).

Como se observa na Figura 2.10, há uma restrição aos deslocamentos diante da instalação do suporte, com um certo nível de deslocamento já presente quando ocorre a instalação. A pressão do suporte é variável ao longo do túnel, função, entre outros fatores, do comportamento dependente do tempo do concreto projetado. Nas proximidades da frente de escavação, a pressão exercida pelo suporte é menor, ao passo que a uma maior distância da frente de escavação o concreto projetado exerce ação mais efetiva, pois já adquiriu rigidez suficiente para absorver cargas, aliado a uma maior resistência à compressão nessa fase. De acordo com PANET (2001), a pressão do suporte é definida como a pressão exercida nas paredes do túnel, sendo tanto maior quanto maior for a rigidez do material que compõe o suporte.

Apesar de menores deslocamentos ocorrerem nas proximidades da frente de escavação, é nesta região que ocorre a maior velocidade de deformações associadas a menores resistências oferecidas pelo último lance de concreto projetado, ainda em fase de hidratação. Segundo GOLSER et al. (1989) a relação mais crítica entre tensão atuante e resistência do concreto

projetado ocorre no intervalo de 3 a 5 dias, onde se tem um material trabalhando como suporte ainda muito jovem.

2.3.2.1. Comportamento dependente do tempo

Como particularidade do material, o concreto projetado apresenta um comportamento dependente do tempo, o que faz com que suas propriedades mecânicas variem ao longo do eixo do túnel, sendo este mais jovem nas proximidades da escavação (ainda em fase de hidratação do cimento) e tanto mais maduro quanto mais distante estiver dela.

Segundo ANSELL (2004), ainda não há uma definição consistente acerca de concreto jovem ou concreto a baixas idades, mas de acordo com a Sociedade Austríaca do Concreto (ÖBV, 1999), o “concreto projetado fresco” é aquele com idade não superior a 24 h.

O aumento de seus parâmetros mecânicos com o tempo no período de endurecimento torna difícil o entendimento do seu comportamento e, então, a correta consideração do suporte em projeto (ORESTE, 2003b). Enquanto o concreto endurece, acontece o progressivo carregamento do suporte, em virtude do gradual avanço da face de escavação. Essas condições transientes não só representam situações críticas para a estabilidade da estrutura de suporte durante a construção do túnel, como também influenciam o seu equilíbrio final (a longo prazo, longe da face de escavação) e seu fator de segurança.

Segundo PANET & GUENOT (1982), o endurecimento do concreto projetado deve ser levado em consideração em projeto de túneis porque o alívio de tensões ao seu redor depende da distância à face do túnel e, portanto, da taxa ou tempo de escavação. Por esta razão, o comportamento global de um túnel suportado é influenciado por ambos os incrementos de tensão relacionados ao avanço do túnel e de propriedades mecânicas do concreto projetado, como o endurecimento. Portanto, a condição mais crítica pode ocorrer antes de o concreto atingir sua resistência e rigidez requeridas em projeto, ou seja, próximo a face de trabalho.

Esse efeito pode ser estudado usando uma análise numérica 3D, que é capaz de modelar o avanço da escavação do túnel e o progressivo endurecimento do concreto (GARTUNG et al., em 1979, e GIODA & GHABOUSSI, em 1977, citados por ORESTE & PEILA, 1997), ou usando um modelo numérico 2D, que pode avaliar a relaxação de tensões causadas pela distância entre a face do túnel e a seção em estudo, considerando as correspondentes

propriedades do concreto projetado referentes a sua vida útil (LEMBO FAZIO & RIBACHI, em 1994, citados por ORESTE & PEILA, 1997). Para o segundo caso, não existe um método seguro para determinar o percentual de tensão que é redistribuída no próprio maciço, visto ser essa redistribuição dependente da velocidade de escavação, das propriedades do maciço, das propriedades do suporte e do seu tempo de instalação, da geometria, profundidade e diâmetro do túnel. Portanto, apesar de ser um método prático muito utilizado, o modelo bidimensional para análise da estabilidade da frente de escavação não é satisfatório do ponto de vista científico (MÖLLER et al., 2003).

CELESTINO (1991) apresenta um dos primeiros trabalhos que discutem o comportamento dependente do tempo do concreto projetado no Brasil, utilizando um método do tipo convergência-confinamento, que leva em conta o comportamento dependente do tempo de maciços visco-elásticos e do concreto projetado. CELESTINO (1992) e CELESTINO & GUIMARÃES (1994) realizaram uma comparação das tensões atuantes no concreto projetado para diferentes velocidades de avanço com curvas de ganhos de resistência (Fig. 2.11).

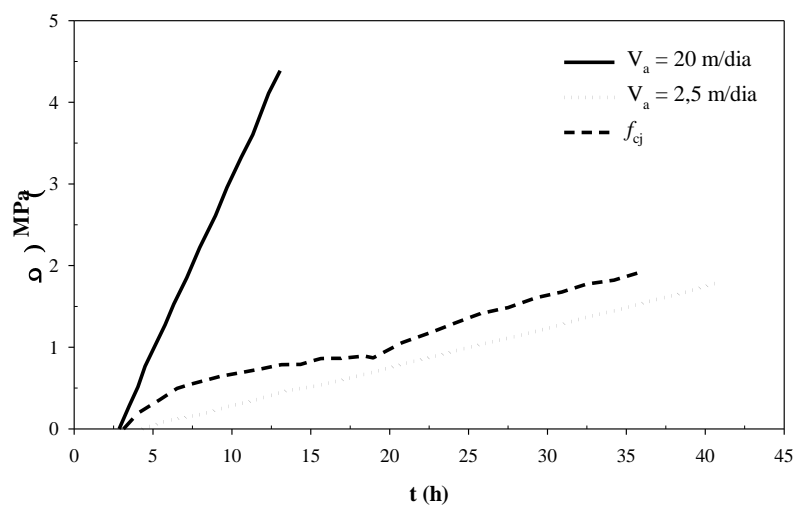


Figura 2.11. Tensões atuantes no concreto projetado para diferentes velocidades de avanço para o túnel do metrô de São Paulo (modificado de CELESTINO & GUIMARÃES, 1994).

Foi constatado que a resistência do concreto projetado foi superior às tensões decorrentes de uma velocidade de avanço de 2,5 m/dia, adotada no projeto. A condição mais crítica ocorre a 15 h, com uma menor margem de segurança. A análise com uma velocidade hipotética, com 20 m/dia, mostrou-se inviável para as condições do projeto, pois a resistência do concreto

projetado é substancialmente menor que os esforços do maciço resultantes desta taxa de escavação, considerando um maciço com comportamento dependente do tempo.

Na prática, os procedimentos aplicados no dimensionamento do suporte de túneis se restringem à verificação das condições de longo prazo do seu comportamento estrutural, apesar de ser uma situação onde os riscos de acidentes são bem menores. Além disso, já foram realizadas, com certo sucesso, várias tentativas de instrumentação, para determinação de tensões em suporte de túneis nesta situação, o que confere maior segurança no conhecimento do comportamento do concreto em conjunto com o maciço, no que se refere à sua deformabilidade e solitação (CELESTINO 1991).

2.4. MÉTODOS SIMPLIFICADOS DE DIMENSIONAMENTO

O projeto e a construção de túneis envolvem questões técnicas de extrema relevância, especialmente para túneis rasos em ambientes urbanos. As principais questões dizem respeito à análise das deformações e da estabilidade da frente de escavação; ao controle de recalque do maciço e dos carregamentos atuantes no suporte.

O dimensionamento de obras subterrâneas foi por muitos anos considerado muito complexo, mantendo-se como uma arte empírica, repetindo técnicas que tinham obtido êxito em condições similares no passado. Esta similaridade baseou-se em vários sistemas de classificação geotécnica: sistema RMR, de Bieniawski, proposto em 1973; sistema Q, de Barton et al. (1974) etc.

Com o avanço da técnica de análise numérica, o dimensionamento de escavações subterrâneas é comumente feito por via numérica, principalmente em análises tridimensionais, com o método dos elementos finitos, sendo assim possível considerar a interação entre o maciço e o sistema de suporte; o comportamento reológico do maciço e do suporte; a interação entre a obra subterrânea e estruturas superficiais; a simulação das diferentes fases construtivas etc. Entretanto, dados geotécnicos insuficientes e a indefinição no processo construtivo (ALMEIDA & SOUSA, 1998) ainda simplificam algumas análises subterrâneas, tornando prescindíveis, nesses casos, as análises numéricas. A abordagem da ferramenta numérica para análise de escavações subterrâneas será assunto para o Capítulo 3. Uma abordagem mais aprofundada sobre os diversos métodos simplificados de dimensionamento pode ser

encontrada em BROERE (2001), BLOODWORTH (2002), MARQUES (2006), TOAN (2006) e MÖLLER (2006).

2.4.1. Análise de estabilidade da frente

O estudo da estabilidade da frente em escavações subterrâneas tem absoluta relevância na segurança da obra, pois sua garantia estabelece que não haverá desintegração do maciço na frente de trabalho, salvo os riscos inerentes ao processo. Os movimentos ocorridos na frente de escavação estão ligados à perda de solo do maciço, sendo esta função do método construtivo do túnel. Em escavações com TBMs com face pressurizada, a perda de solo é consequência da pressão aplicada à face, σ_T . Essa pressão deve ser suficiente para evitar movimentos no maciço antes da instalação do sistema de suporte. No caso de escavação com face aberta, $\sigma_T = 0$, como é o caso do NATM, a taxa de perda de solo é controlada pelo comprimento livre entre a face de escavação e a última seção com sistema de suporte (balanço) e o tamanho da seção escavada.

Diversos autores têm proposto metodologias de análise de estabilidade da face de escavação via cálculos estáticos. DAVIS et al. (1980), utilizando o teorema da análise limite, analisou a influência da profundidade na estabilidade da frente de escavação em argilas. Soluções baseadas no método de equilíbrio limite têm sido propostas por LECA & DORMIEUX (1990) para areias.

Dentre os métodos empíricos ou semi-empíricos, BROMS & BENNERMARK (1967) propuseram o método baseado no número de estabilidade, N , para túneis em solo sob condições não drenadas:

$$N = \frac{q_s - \sigma_T}{c_u} + \frac{Y}{c_u} (C + R) \quad (2.13)$$

Como ilustrado na Figura 2.12, q_s é o carregamento na superfície, ao nível do eixo do túnel; σ_T é a pressão de suporte aplicada à parede e face do túnel (quando presente); c_u é a resistência não drenada das argilas; C e R são a cobertura e o raio do túnel, respectivamente. Baseando-se em observações de colapsos de face de túneis, os autores apontaram condições de instabilidade de frente para $N > 6$.

RUSE, em 2004, citado por MÖLLER (2006), definiu o número de estabilidade pela equação seguinte:

$$\sigma_f = \sigma_v - c_u \cdot N_f \quad (2.14)$$

Sendo σ_f a pressão mínima de suporte da face na ruptura e N_f uma dada função da cobertura do túnel sobre o diâmetro do túnel, C/D . O número N pode então ser considerado como um número de estabilidade mobilizado, não podendo ser superior a N_f , logo $N \leq N_f$.

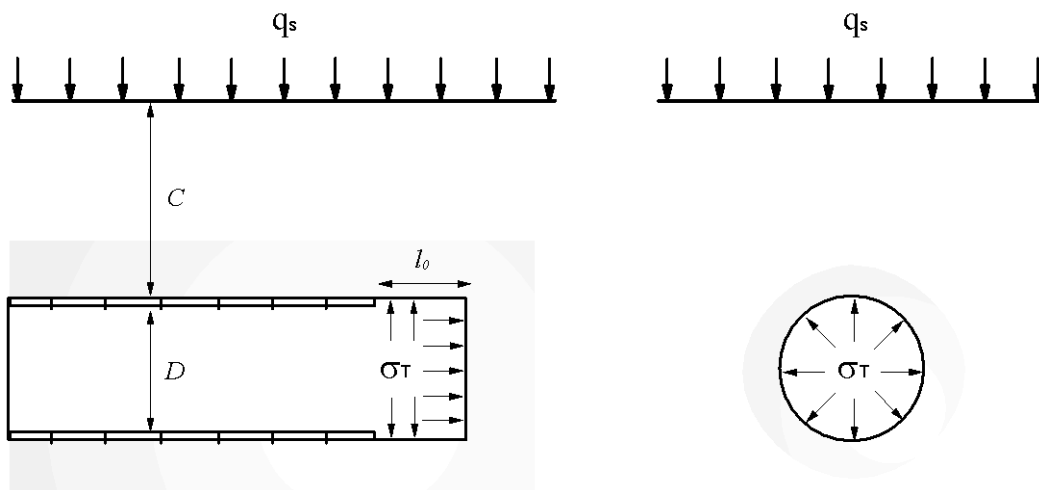


Figura 2.12. Esquema dos carregamentos atuantes na face do túnel.

Para túneis em argilas não drenadas CLOUGH & SCHIMIDT (1981) propuseram uma relação entre o número de estabilidade mobilizado, N , e a perda de solo do maciço, com base em uma solução analítica para uma abertura circular em solo com comportamento elástico perfeitamente plástico sob condições axissimétricas. De acordo com o autor, suas conclusões poderiam ser generalizadas considerando a relação N/N_f ao invés de simplesmente N , uma vez que N_f não é constante e sim fortemente influenciado pela cobertura do túnel.

A Tabela 2.3 apresenta, qualitativamente, a relação entre o número de estabilidade mobilizado e a perda de solo. Na literatura, outros trabalhos foram realizados para avaliar a relação entre o número de estabilidade mobilizado e a perda de solo do maciço, como pode ser encontrado em PECK (1969), ATTEWELL et al. (1986), URIEL & SAGASETA (1989) e MACKLIN (1999). Este último autor enfatizou que os movimentos no maciço são afetados por diferentes

fatores, sendo a taxa de perda de solo do maciço apenas uma avaliação indicativa para a estabilidade da frente de escavação.

Tabela 2.3. Número de estabilidade mobilizado versus perda de solo em túneis escavados em argilas (CLOUGH & SCHIMIDT, 1981).

N	Perda de solo
< 2	Resposta elástica com pequenos movimentos do maciço e a face do túnel continua estável.
2 – 4	Há aumento nos carregamentos mobilizados no maciço, atingindo o limite de escoamento plástico.
4 – 6	A zona plástica se espalha, ocorrendo maiores movimentos no terreno.
> 6	A zona plástica é significativa, ocorrendo grandes movimentos no maciço e comprometendo a estabilidade da face do túnel.

2.4.2. Estimativa de movimentos induzidos

Escavações subterrâneas em solo produzem, inevitavelmente, movimentos no maciço. Estes movimentos são consequência da alteração do estado de tensão inicial, em virtude da retirada de solo, podendo atingir proporções significativas, principalmente em túneis pouco profundos. Neste caso, a bacia de recalque é formada na superfície do maciço (ATTEWELL et al., 1986) e tende a se propagar junto com o avanço do túnel (Fig. 2.13).

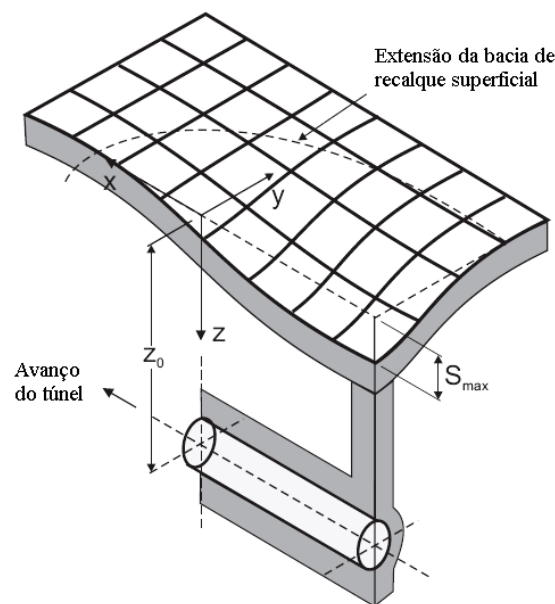


Figura 2.13. Distribuição tridimensional dos recalques induzidos pela escavação subterrânea (ATTEWELL et al., 1986).

PECK (1969), baseando-se em mais de vinte casos de projetos de túneis analisados por ele na época, foi um dos primeiros autores a mostrar que a bacia de recalque produzida na superfície do maciço poderia ser aproximada pela distribuição normal ou curva de Gauss (Fig. 2.14). A previsão de recalque baseada na curva de Gauss é o método empírico mais comum para esse tipo de análise, proposto segundo a teoria da probabilidade.

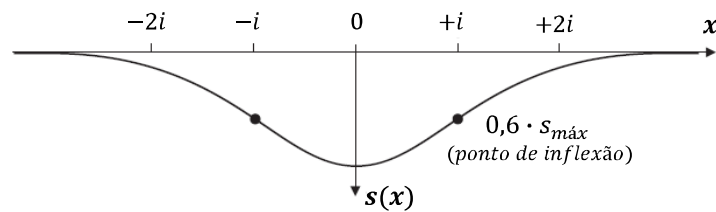


Figura 2.14. Perfil transversal para dos recalques superficiais (curva de Gauss).

Dessa forma, a superfície de recalque, $S(x)$, pode ser descrita pela Equação 2.15:

$$s(x) = s_{máx} \cdot e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)} \quad (2.15)$$

Onde $s(x)$ é o recalque observado a uma distância x do eixo de simetria do túnel; $s_{máx}$ é o máximo recalque superficial produzido acima do teto do túnel e i é o valor de x correspondente ao ponto de inflexão da curva. Neste ponto, ocorre a máxima distorção angular, sendo os recalques da ordem de $0,6 \cdot s_{máx}$ (Fig. 2.14).

As curvas de ajuste dos recalques transversais podem ser obtidas a partir da determinação do volume da bacia de recalque por unidade de comprimento do túnel, V_s , obtido pela integração da Equação 2.16.

$$V_s = \int s(x) \cdot dx = \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot s_{máx} \quad (2.16)$$

Assim sendo, a bacia de recalque induzida pela escavação subterrânea pode ser caracterizada por dois parâmetros:

- O volume da bacia de recalque por unidade de comprimento do túnel, V_s , e
- O valor de x correspondente ao ponto de inflexão da curva, i .

Após os trabalhos efetuados por PECK (1969), diversos autores utilizaram os métodos empíricos e semi-empíricos, baseados na curva de Gauss, para avaliar a magnitude dos recalques causados pela escavação subterrânea, dentre eles, pode citar CORDING & HANSMIRE (1975), CLOUGH & SCHMIDT (1981), O'REILLY & NEW (1982), ATTEWELL et al. (1986), RANKIN (1988), URIEL & SAGASETA (1989).

O'REILLY & NEW (1982) propuseram a avaliação do parâmetro i em função da profundidade do eixo do túnel, z_0 .

$$i = K \cdot z_0 \quad (2.17)$$

Sendo K um parâmetro que depende do tipo de solo, com K variando de 0,4 a 0,6 para solos argilosos e 0,25 a 0,45 para solos granulares. Segundo MAIR & TAYLOR, em 1997, citados por LECA et al. (2000), estas estimativas foram derivadas de observações feitas, em geral, em maciços homogêneos, sendo necessário ajustes no valor de K ao se estimar recalques induzidos por escavações subterrâneas em solos heterogêneos.

O volume da bacia de recalque, V_s , não é definido de forma trivial, pois depende, dentre outros fatores, dos métodos construtivos empregados. Este parâmetro é, freqüentemente, comparado com o volume de solo perdido por unidade de comprimento do túnel, V_p , (Fig. 2.15). O volume de perda de solo é definido como o volume de solo que foi deformado para dentro do túnel, após a cavidade ter sido escavada, expresso como uma porcentagem do volume total escavado.

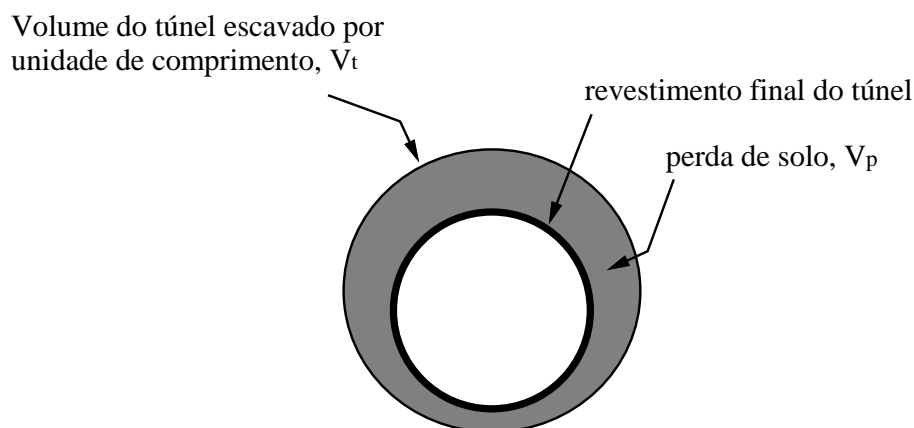


Figura 2.15. Perda de solo próximo a frente de escavação.

Para um túnel circular, tem-se que:

$$V_s = \frac{GL(\%)}{100} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (2.18)$$

Onde $GL(\%) (= \frac{V_p}{V_t})$ é a taxa de perda de solo, que representa a fração porcentual da área escavada do túnel.

MAIR & TAYLOR (1997) a partir da revisão de casos históricos estudados por MAIR (1996) obtiveram as conclusões seguintes:

- Escavação subterrânea a face aberta (NATM) em argilas rijas freqüentemente resulta em valores de GL entre 1 e 2%;
- Escavação subterrânea a face fechada (*shield*) deixa os recalques em níveis relativamente baixos, com GL usualmente inferior a 0,5% em solos arenosos e na ordem de 1 a 2% em argilas moles;
- Escavações convencionais com revestimento em concreto projetado podem fornecer um satisfatório controle dos movimentos no maciço. Como exemplo, valores de GL entre 0,5 e 1,5% foram registrados em projetos de túneis escavados em argila.

Pode-se perceber que para $GL(\%)$ igual a zero, teria-se um caso ideal onde o processo de escavação ocorreria sem o registro de deslocamentos radiais para o interior do túnel.

2.4.3. Esforços solicitantes no suporte

O dimensionamento de uma obra subterrânea requer, por parte do projetista, o conhecimento apurado do comportamento mecânico do maciço que será escavado, de forma que haja o máximo de controle sobre o carregamento que será mobilizado próximo a cavidade escavada, para a partir de então efetuar a verificação estrutural do sistema de suporte, e seu conseqüente dimensionamento.

O sistema de suporte deve ser concebido de forma a resistir às pressões advindas do maciço, do seu peso próprio e de carregamentos superficiais, quando se tratar de túneis rasos. Para isso, as seções transversais do suporte devem ser dimensionadas de forma a equilibrar os

carregamentos externos sem que haja o colapso global do sistema de suporte. A previsão de carregamento no revestimento é uma das tarefas mais importantes para o projeto de túneis, mesmo não sendo uma tarefa fácil devido às incertezas inerentes ao estado de tensão inicial do maciço; o comportamento do maciço a curto e longo prazos, ou seja, a magnitude da redistribuição das tensões *in situ* antes e após a instalação do suporte; os métodos construtivos empregados etc.

Existem diversas metodologias de cálculo para a determinação dos esforços solicitantes no suporte, dentre elas podem-se citar:

- Métodos empíricos e semi-empíricos;
- Modelos de anel e placa;
- Modelos de anel e mola;
- Métodos numéricos.

De acordo com KIM & EISENSTEIN (2006), há vários pré-requisitos de um bom método de projeto. Primeiro, o método precisa ser simples de ser utilizado. Métodos complexos ou que demandem muito tempo para aplicação não serão amplamente utilizados por projetistas. Uma segunda observação é que o método deve prever a relaxação de tensão que ocorre antes da instalação do sistema de suporte. Diversos autores têm sugerido um fator de relaxação da pressão ao redor das paredes do túnel para representar o atraso no suporte. MUIR WOOD (1975) apresentou uma solução fechada recomendando uma redução de 50% da tensão nas paredes do túnel. PANET (1973) tem sugerido uma redução de 33% dessa tensão, enquanto EINSTEIN & SCHWARTZ (1980) sugeriram uma redução da tensão entre 15 e 100%, em função da técnica de análise empregada (numérica ou analítica) e dos dados disponíveis. Por último, KIM & EISENSTEIN (2006) apontaram para a necessidade de se considerar o comportamento plástico do maciço para o sucesso na previsão dos carregamentos atuantes no suporte, principalmente a longo prazo.

Soluções analíticas para determinação dos esforços no suporte em meios contínuos (Fig. 2.16) têm sido propostas por diversos autores. Para determinação dos esforços internos momento fletor e força normal, soluções fechadas foram propostas por diversos autores como os citados por MÖLLER (2006), tais como PECK et al. (1972), MUIR WOOD (1975), EINSTEIN & SCHWARTZ (1979), AHRENS et al. (1982).

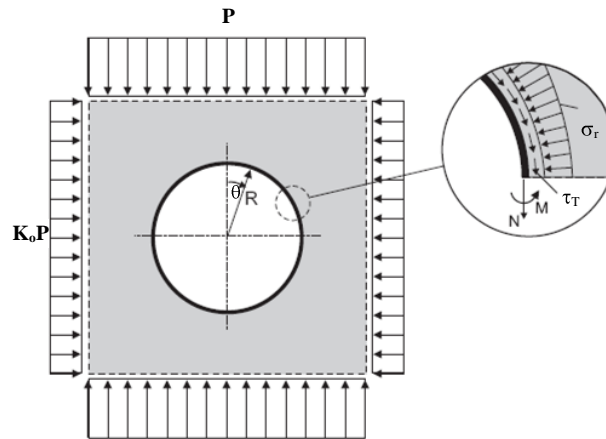


Figura 2.16. Modelo contínuo bidimensional para avaliar os esforços atuantes no suporte (modificado de MÖLLER, 2006).

Nesta seção será abordada apenas a filosofia do método simplificado de EINSTEIN & SCHWARTZ (1979), posteriormente aprimorado para SCHWARTZ & EINSTEIN (1980). Outros métodos de previsão de esforços no suporte podem ser encontrados em MARQUES (2006), MÖLLER (2006), GOMES (2006), OSGOUI (2006).

2.4.3.1. Método de SCHWARTZ & EINSTEIN (1980)

EINSTEIN & SCHWARTZ (1979) apresentaram uma solução fechada para estimar os carregamentos transferidos do maciço para o suporte, em função da rigidez relativa do suporte e do estado de tensão inicial do maciço. De acordo com KIM & EISENSTEIN (2006), esse método superestimava o carregamento atuante no suporte, por não levar em conta a relaxação de tensão do maciço antes da instalação do suporte. Os autores reestruturaram o método adicionando o critério de redução de carregamento no suporte em função do atraso de sua instalação e incluíram também o acréscimo de cargas no suporte devido ao desenvolvimento de zonas plásticas, a partir do fator de atraso (λ_d) e do fator de escoamento (λ_y), respectivamente.

O método de SCHWARTZ & EINSTEIN (1980) tem como base os princípios do modelo de interação maciço-suporte, baseado no método de convergência-confinamento. Para o método, a magnitude dos carregamentos atuantes no suporte é função de três aspectos inerentes ao processo tridimensional de escavação: (i) a rigidez relativa suporte-macício; (ii) atraso na instalação do suporte (Fig. 2.17); (iii) plastificação do maciço nas adjacências da escavação.

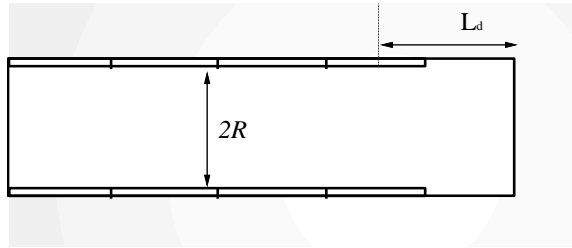


Figura 2.17. Atraso na instalação do suporte.

GOMES (2006) listou as limitações e hipóteses que envolvem o método, sendo as principais:

- Túnel profundo com seção circular;
- Maciço em meio contínuo, homogêneo e isotrópico;
- Condições transientes para o maciço e o suporte não são consideradas;
- Comportamento elástico perfeitamente plástico para o maciço;
- Suporte trabalhando como anel fechado e com material de comportamento elástico;
- Túnel escavado a seção plena, sem parcialização, e com a face aberta, ou seja, à pressão atmosférica;
- Não considera o efeito de pressões de água acopladas na análise de transferência de carga do maciço para o suporte.

A solução fechada proposta por EINSTEIN & SCHWARTZ (1979) para obtenção dos esforços atuantes no suporte, considerando sua rigidez relativa, resulta nas expressões para os esforços internos solicitantes força normal, T , e momento fletor, M , a seguir, considerando o deslizamento total do maciço em relação ao suporte, ou seja, sem transferência de tensões cisalhantes.

$$\frac{T}{P \cdot R} = \frac{1}{2} \cdot (1 + K) \cdot (1 - \alpha_0^*) + \frac{1}{2} \cdot (1 - K) \cdot (1 - 2\alpha_2^*) \cdot \cos 2\theta \quad (2.19)$$

$$\frac{M}{P \cdot R^2} = \frac{1}{2} \cdot (1 - K) \cdot (1 - 2\alpha_2^*) \cdot \cos 2\theta \quad (2.20)$$

Sendo,

$$\alpha_0^* = \frac{C^* \cdot F^* \cdot (1 - \nu)}{C^* + F^* + C^* \cdot F^* \cdot (1 - \nu)} \quad (2.21)$$

$$a_2^* = \frac{(6+F^*) \cdot (1-\nu)}{2F^* \cdot (1-\nu) + 6 \cdot (5-6\nu)} \quad (2.22)$$

Onde:

- C^* é o coeficiente adimensional de compressibilidade, estabelece a rigidez relativa à compressão do suporte em relação ao maciço, $= \frac{ER \cdot (1-\nu_s^2)}{E_s A_s \cdot (1-\nu^2)}$;
- F^* é o coeficiente adimensional de flexibilidade, estabelece a rigidez relativa à flexão do suporte em relação ao maciço, $= \frac{ER^3 \cdot (1-\nu_s^2)}{E_s I_s \cdot (1-\nu^2)}$;
- $E_s A_s$ é a rigidez normal do suporte;
- $E_s I_s$ é a rigidez à flexão do suporte;
- ν e ν_s são os coeficientes de Poisson do maciço e do suporte, respectivamente;
- K_0^* é o coeficiente de empuxo ao repouso;
- R é o raio do túnel.

As expressões anteriores foram obtidas para o estado plano de tensão, sem levar em conta a redução do carregamento devido o atraso na instalação do suporte. O fator de atraso do suporte (λ_d), que ocorre devido ao arqueamento de tensões no próprio maciço antes da instalação do suporte, representa um decréscimo dos esforços básicos obtidos do passo anterior (Eq. 2.23) e foi determinado por análises numéricas, assumindo um comportamento elástico linear para o maciço e o suporte:

$$\lambda_d = \frac{T'}{T} \text{ e } \lambda_d = \frac{M'}{M} \quad (2.23)$$

- T, M são os esforços no suporte obtido a partir da solução por deformação plana com rigidez relativa, como sugerido por EINSTEIN & SCHWARTZ (1979);
- T', M' são os esforços reduzidos no suporte devido ao efeito de atraso do suporte.

Para a definição de (λ_d), SCHWARTZ & EINSTEIN (1980) correlacionou o atraso da escavação com o comprimento de atraso normalizado do suporte, (L_d/R), a partir de análises axissimétricas por elementos finitos. O autor relacionou λ_d com L_d/R , usando valores de L_d/R de 0,25; 0,75 e 1,25.

A regressão linear encontrada para λ_d e L_d/R segue a Equação 2.24.

$$\lambda_d = 0,98 - 0,57 \cdot \left(\frac{L_d}{R}\right) \quad \text{com} \quad 0 \leq \lambda_d \leq 1 \quad (2.24)$$

Para levar em conta o fenômeno de plastificação do maciço nas adjacências da escavação, é necessário entender o comportamento do maciço diante do seu desconfinamento próximo da abertura. De início, o maciço se deforma elasticamente a partir do estado de tensões iniciais, até atingir o limite de plastificação do material. A partir desse ponto, as deformações são predominantemente plásticas até atingir a ruptura (Fig. 2.18).

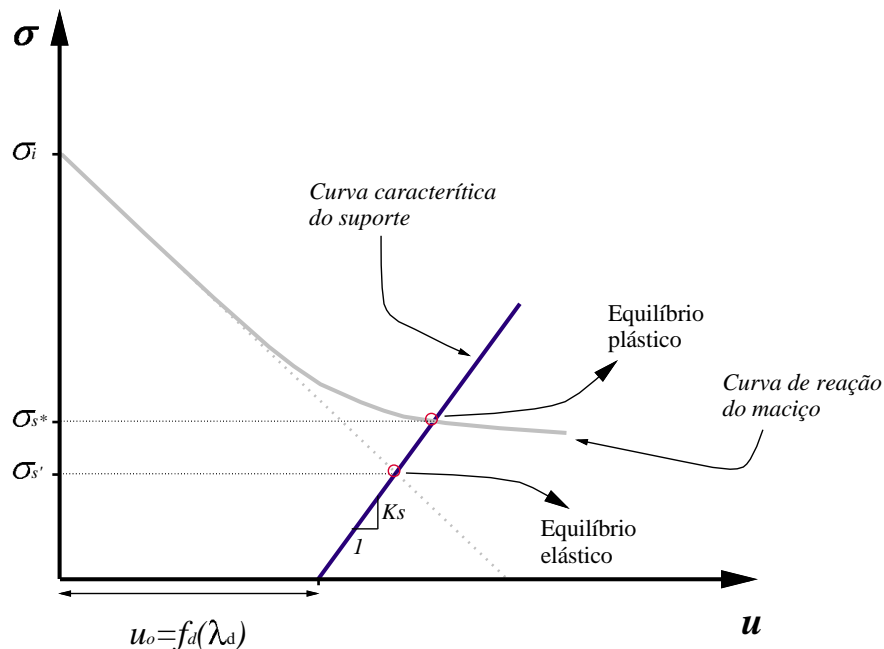


Figura 2.18. Efeito do atraso do suporte sobre o carregamento no suporte, e as curvas características para o maciço plástico.

A pressão de equilíbrio do suporte em um maciço plástico deve satisfazer a Equação 2.25 a seguir:

$$f_g(P_s) - f_s(P_s) - f_d(\lambda_d) = 0 \quad (2.25)$$

Os termos da Equação 2.25 são mostrados na Figura 2.18. Sendo $f_g(P_s)$ a curva característica do maciço; $f_s(P_s)$ a curva característica do suporte e $f_d(\lambda_d)$ é o afastamento da curva característica do suporte equivalente para o suporte instalado com atraso.

O fator de plastificação, λ_y , representa a função de resistência do maciço e é indiretamente dependente do atraso do suporte e da rigidez relativa do suporte. Para calcular λ_y , a Equação 2.25 precisa ser resolvida duas vezes. Primeiro, o maciço é considerado de comportamento elástico, obtendo o ponto de equilíbrio elástico e conseqüentemente a pressão σ'_s sobre o suporte. Repete-se o procedimento, considerando o maciço como plástico, obtendo-se σ_s^* . A Figura 2.18 representa graficamente os termos da Equação 2.25.

O fator de plastificação fica então definido como sendo:

$$\lambda_y = \frac{\sigma_s^*}{\sigma'_s} = \frac{\sigma_s^*}{\lambda_d \sigma_s} \quad (2.26)$$

Por fim, o esforço final de projeto, passa a ser expresso como:

$$T^* = \lambda_y \cdot \lambda_d \cdot T \quad (2.27)$$

$$M^* = \lambda_y \cdot \lambda_d \cdot M \quad (2.28)$$

Como já apontado, a previsão de esforços no suporte pelo método simplificado de SCHWARTZ & EINSTEIN (1980) não é apropriado para o suporte flexível com propriedades mecânicas variando com o tempo, como é o caso do concreto projetado. Nesse método, a interação maciço-suporte considera este último com propriedades constantes.

2.5. ESTUDOS PRÉVIOS

A prática da engenharia de túneis tem, historicamente, lançado mão de métodos de análise elementares para a previsão de recalques no maciço e no carregamento sobre o suporte dos túneis, tais como modelos empíricos ou modelos analíticos simplificados. Entretanto, o aumento na demanda das obras subterrâneas e da capacidade de memória dos computadores notadamente nas últimas cinco décadas, estimulou o desenvolvimento no conhecimento do comportamento dessas estruturas enterradas, viabilizando o emprego de métodos numéricos complexos para simular de forma mais realista o comportamento de obras subterrâneas.

Vale salientar que o conhecimento prático acumulado desde a abertura de túneis para as minas de carvão e que culminou no método de escavação seqüencial (NATM), patenteado por Rabcewicz em 1948, tem contribuído para o aprimoramento das análises numéricas utilizadas nos projetos atuais, somado às validações dos resultados numéricos com dados de instrumentação obtidos em campo e ensaios de laboratório.

Diversos pesquisadores conduziram trabalhos na tentativa de avaliar o comportamento conjunto maciço-suporte, considerando o sistema de suporte em concreto projetado a baixas idades. A seguir é apresentada uma breve descrição sobre alguns dos principais trabalhos que contribuíram para essa área de estudo.

PÖTTLER (1990) foi um dos primeiros pesquisadores a considerar, em suas análises numéricas, as propriedades do concreto projetado dependentes do tempo. O autor efetuou análises numéricas tridimensionais, utilizando o MEF, para simular o avanço da frente de escavação de um túnel. O maciço e o suporte foram assumidos como material elástico linear. O objetivo desse trabalho foi determinar coeficientes a serem utilizados em análises bidimensionais.

No Brasil, uma das primeiras publicações que discute a necessidade de se considerar, em análise de interação maciço-suporte, o concreto projetado com suas propriedades dependentes do tempo foi CELESTINO (1991). CELESTINO (1992) e CELESTINO & GUIMARÃES (1994) utilizaram o método de convergência-confinamento, considerando as propriedades do concreto projetado e de maciço viscoelásticos dependentes do tempo. Para os efeitos tridimensionais da frente de escavação, foi considerado o método de SCHWARTZ & EINSTEIN (1980), o que simplifica o processo de transferência de carga do maciço para o suporte, uma vez que este método considera o suporte com propriedades constantes.

ORESTE & PEILA (1997) estudaram a interação maciço-suporte em uma escavação subterrânea, a partir de uma nova abordagem do método convergência-confinamento, onde foi considerado o progressivo endurecimento do concreto projetado; foram avaliadas as tensões no interior do revestimento e um caso onde se utilizou mais de um elemento de suporte (cambota metálica). O modelo foi baseado no conceito que a tensão radial nas paredes do túnel, para cada ponto da curva convergência-confinamento, está diretamente relacionada com a distância entre a face do túnel e a seção estudada (PANET & GUENOT, 1982). Dessa forma, com a definição da seqüência de escavação e instalação do suporte, foi definido o

tempo de instalação do concreto e conseqüentemente suas propriedades mecânicas. O comportamento mecânico do concreto foi assumido como linear elástico e do maciço, rocha, como elastoplástico com critério de ruptura de Hoek & Brown. Os resultados foram comparados numa análise numérica axissimétrica efetuada no código FLAC (ITASCA, 1993).

MÖLLER (2006) efetuou análises numéricas tridimensionais e bidimensionais pelo método dos elementos finitos em dois túneis rasos em solo para avaliar a influência do processo construtivo no padrão de recalques e carregamento no sistema de suporte. Além disso, foi analisada a influência de diferentes modelos constitutivos na melhoria da estimativa dos recalques superficiais e movimentos horizontais no maciço. Os casos analisados foram o Túnel Steinhaldenfeld na Alemanha, método de escavação NATM, e o Túnel Second Heinenoord nos Países Baixos, método de escavação mecanizada (shield). Em suas análises, o maciço foi considerado como elástico perfeitamente plástico (Mohr-Coulomb) e elastoplástico (Hardening Soil), enquanto que o suporte em concreto projetado foi simulado como um material elástico com propriedades constantes ao longo da escavação.

GOMES (2006) analisou a influência de alguns parâmetros da interação maciço-suporte sobre os esforços solicitantes do suporte de um túnel, tanto para o caso de concreto projetado, com suas propriedades dependentes do tempo, quanto para materiais com propriedades constantes, por meio da elaboração de expressões adimensionais que relacionam os esforços solicitantes encontrados no suporte com outras características geométricas e físicas do problema. As expressões foram obtidas com a utilização de análises estatísticas dos resultados obtidos em simulações tridimensionais. As expressões adimensionais são apresentadas pelo autor como uma alternativa de se prescindir, pelo menos numa fase de pré-projeto, das simulações numéricas tridimensionais.

Em relação ao estudo do material concreto, aplicado às obras subterrâneas, RAMOS (2005), em seu trabalho de mestrado na UnB, estudou diversas configurações de traço para o concreto, avaliando a influência do tipo de armadura usualmente empregada em concreto projetado (tela e fibra metálica), sobre o comportamento do concreto submetido a elevadas temperaturas. Além disso, o autor buscou observar a influência da adição de fibras de polipropileno sobre o concreto com os dois tipos de armadura.

Modelagem Numérica

3.1. INTRODUÇÃO

Os métodos simplificados de análise de escavações subterrâneas, como os descritos neste trabalho, são de extrema relevância para o estudo das diversas variáveis que compõem uma obra subterrânea. Entretanto, esses métodos ficam limitados a problemas “ideais”, quer em relação à geometria, quer em relação aos modelos dos materiais envolvidos. Como exposto anteriormente, a metodologia de escavação é fator condicionante na magnitude dos esforços mobilizados ao redor da escavação e transferidos para o maciço, limitando ainda mais o uso de modelos mais simplificados para análise de escavações subterrâneas. Com essas limitações dos modelos analíticos, as análises numéricas ganharam importância e elevada abrangência em projetos de túneis, ao ponto de não haver nos dias atuais, projetos de obras subterrâneas relevantes sem a utilização de uma completa análise numérica, como se observa no volume de publicações na literatura. De acordo com GIODA & SWOBODA (1999), a engenharia de túneis é talvez uma das poucas áreas da mecânica dos solos aplicada onde os métodos numéricos de análise de tensão-deformação são utilizados na prática. O sucesso no crescimento de utilização de análises numéricas em obras subterrâneas reside no fato de ser possível, via ferramenta numérica, reproduzir boa parte das características desse empreendimento, como é o caso de geometrias e contornos complexos, modelos constitutivos avançados e a seqüência construtiva da obra.

Em contrapartida a essas vantagens, as estimativas numéricas devem ser validadas com medidas reais do comportamento da obra, bem como via análises analíticas e experiências acumuladas. Neste capítulo, faz-se uma abordagem sobre a fundamentação teórica da modelagem de túneis pelo método dos elementos finitos; dos modelos constitutivos adotados para o solo nessa pesquisa e dos modelos de evolução das propriedades mecânicas do concreto projetado.

3.2. APROXIMAÇÃO NUMÉRICA

“A competitividade cada vez mais acirrada, os elevados padrões de qualidade exigidos, a segurança e a gestão ambiental, entre outros requisitos, têm exigido do engenheiro um alto poder de análise e síntese nos projetos em que atua” (MENDONÇA, 2005).

Dessa forma, em problemas geotécnicos, a utilização de modelos que representem de forma eficiente e simples os materiais que envolvem a obra geotécnica é essencial para obtenção de previsões teóricas que venham a se confirmar com medidas de campo. Deve-se somar à previsibilidade do comportamento do material, o comportamento estrutural da obra diante dos carregamentos oriundos de sua construção e utilização.

A aproximação de problemas reais por uma ferramenta numérica tem diversas vantagens, sobretudo para análise do comportamento estrutural de túneis, tais como: aplicabilidade a problemas com contornos variados, onde a solução analítica seria de difícil emprego; utilização de vários modelos constitutivos, permitindo a experimentação de comportamentos antes mesmo do projeto ser executado; simulação de etapas construtivas utilizando suporte com propriedades distintas; redução no número de ensaios necessários; ganho de tempo no desenvolvimento das análises, promovendo assim um tempo adicional para a avaliação da qualidade do projeto. Outro fator positivo do método reside na facilidade de desenvolvimento de estudos paramétricos para melhoria no entendimento do comportamento do túnel (MÖLLER, 2006).

Dentre as ferramentas numéricas mais utilizadas para análise de obras subterrâneas, encontra-se o Método dos Elementos Finitos (*MEF*). A filosofia do *MEF* consiste em dividir um meio contínuo em um número finito de elementos, estando os mesmos conectados entre si por meio de pontos nodais, nos quais devem ser observadas as condições de compatibilidade (Fig. 3.1).

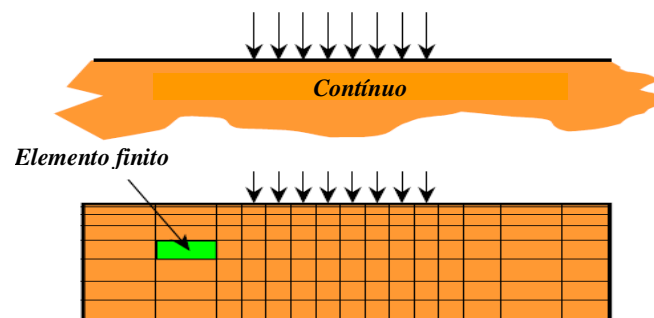


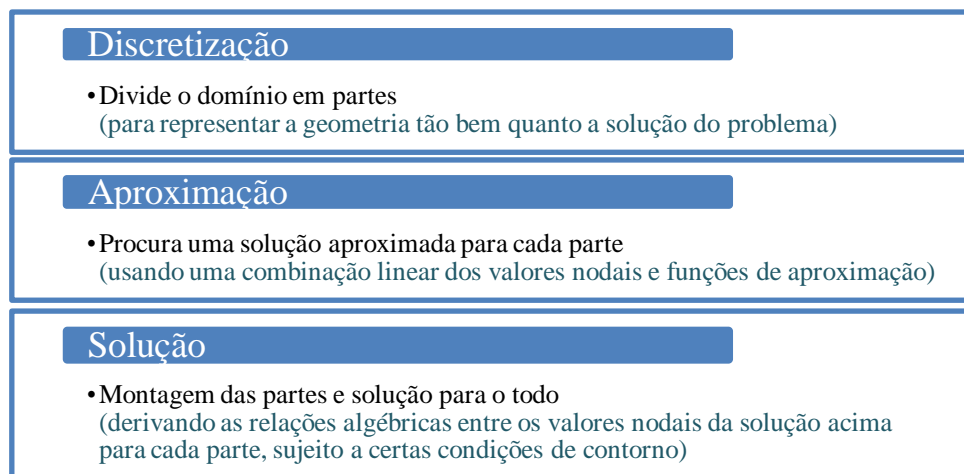
Figura 3.1. Discretização de um meio contínuo semi-infinito em elementos finitos.

Definida a malha de elementos finitos, parte-se para a etapa de processamento propriamente dito, onde em problemas de equilíbrio, as incógnitas são definidas em termos de deslocamentos nodais $\{\delta_e\}$, os quais se relacionam com as forças externas $\{F_e\}$ por meio de uma matriz, chamada de matriz de rigidez $[K_e]$. A matriz de rigidez é composta pelos coeficientes das equações de equilíbrio derivados a partir da geometria, propriedades ou leis constitutivas adotadas em cada elemento.

Com a relação de equilíbrio para cada elemento, em função da matriz de rigidez e do vetor de forças nodais equivalentes, calculam-se os deslocamentos nodais (Eq. 3.1):

$$\{\delta_e\} = [K_e]^{-1} \cdot \{F_e\} \quad (3.1)$$

Resumidamente, os principais estágios em uma análise pelo *MEF* seguem o fluxograma abaixo:



Quanto aos erros devido à utilização do *MEF*, podem-se enumerar três principais fontes de erro na solução obtida pelo método: erros devido à aproximação da solução; erros devido ao cálculo numérico e erros devido à aproximação do domínio.

Os erros devido à aproximação da solução dependem do modelo constitutivo adotado para o material e do esquema da solução numérica adotado para análise. Deve-se sempre escolher um modelo constitutivo que possa reproduzir de forma satisfatória o comportamento do maciço. Determinados modelos constitutivos avançados requerem do usuário a escolha de um esquema apropriado para a solução numérica.

No caso dos erros devido ao cálculo numérico, estes podem depender da seleção do grau de precisão requerido e da seleção do tamanho dos incrementos de carga. No caso de não se conhecer a solução exata do problema, pode ser difícil avaliar a magnitude desses erros. Entretanto, esses erros podem ser minimizados observando a convergência da solução. Diversas análises com tamanho de incremento sucessivamente menor da carga são conduzidas. Quando não houver mais nenhuma melhoria adicional na exatidão da solução, o tamanho de incremento é considerado satisfatório.

Os erros devido à aproximação do domínio surgem na análise porque a discretização do domínio não é refinada o bastante. O procedimento de minimizar este erro envolve conduzir algumas análises do mesmo problema com o refinamento progressivo da malha. Quando o refinamento adicional da malha não resulta em um aumento significativo na exatidão da solução, a última malha deve ser usada para a análise.

A fundamentação teórica do *MEF*, com todo o rigor teórico e sua formulação pode ser encontrada em ZIENKIEWICZ & TAYLOR (1991).

3.3. *MEF* COM O PLAXIS 3D TUNNEL

Neste trabalho, o programa Plaxis 3D Tunnel foi utilizado para efetuar o estudo paramétrico de estabilidade de obras subterrâneas proposto, com ênfase na transferência de carregamento do maciço para o suporte em concreto projetado com propriedades de deformabilidades crescentes a partir do último segmento de concreto instalado. O Plaxis 3D Tunnel foi desenvolvido pela *Technical University of Delft*, Holanda, 1987, sendo uma ferramenta numérica utilizada para fins acadêmicos e projeto de túneis a nível mundial.

O programa foi desenvolvido em elementos finitos, para a análise de deformação e estabilidade de escavação subterrânea tridimensional, sendo apropriado para simular as mais diversas geometrias, bem como complicadas seqüências construtivas. Os modelos constitutivos implementados no programa são cinco, sendo quatro aplicáveis a solos (linear elástico, Mohr-Coulomb, *Hardening Soil* e *Soft Soil Creep*) e um aplicado a rocha (*Joint Rock model*).

3.3.1. Malha

A definição da malha tridimensional é baseada na malha bidimensional. Dessa forma, a modelagem é estabelecida em uma seção transversal (plano x-y), incluindo todos os elementos que compõem o problema: camadas de solo, elementos estruturais, pressão de água e condições de contorno. Em seguida, o programa definirá automaticamente a malha bidimensional, que, a critério do usuário, poderá ser refinada globalmente ou em regiões específicas. Após o fechamento da malha 2D, a modelagem efetuada na seção transversal (2D) pode ser replicada na direção z, formando assim a malha 3D do problema (Fig. 3.2).

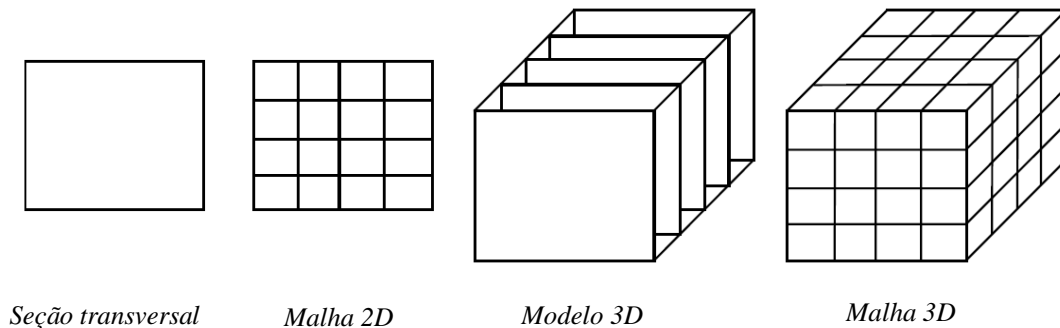


Figura 3.2. Criação do modelo tridimensional e a malha de elementos finitos (PLAXIS 3D, 2001).

No Plaxis 3D Tunnel, o domínio é discretizado apenas por elementos isoparamétricos de 15 nós. Este elemento é composto por elementos triangulares de 6 nós, nos planos transversais, e elementos de 8, nós nos planos longitudinais (Fig. 3.3). Esse tipo de elemento volumétrico dá uma interpolação de segunda ordem para os deslocamentos, com 6 pontos de integração para as tensões.

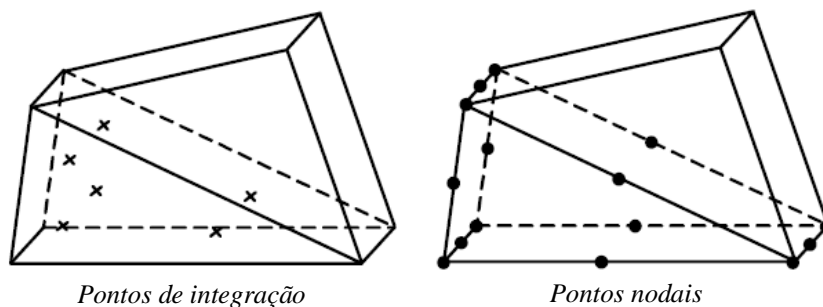


Figura 3.3. Elemento isoparamétrico de 15 nós.

A definição de qual malha é mais satisfatória para representar o problema não é uma tarefa equacionada. É sabido que em elementos finitos a exatidão de uma solução, do ponto de vista de elemento finito, está relacionada à quantidade de elementos utilizada e da ordem de integração adotada. No Plaxis 3D, como não há escolha em qual elemento utilizar, a precisão da solução fica condicionada à experimentação apenas do grau de refinamento da malha, em termos de números de elementos. Como regra geral, em escavações subterrâneas, deve-se refinar a malha em regiões próximas a abertura do túnel, estendendo-se para zonas onde se espera maiores deslocamentos e optando por maiores elementos em regiões distantes dessa zona de influência.

3.3.2. O elemento de placa

O elemento de placa (*plate*) do Plaxis 3D é usado para simular paredes, placas ou cascas, na direção paralela ao eixo do túnel. Os elementos de placas bidimensionais possuem 8 nós e 4 pontos de integração, com 6 graus de liberdade por nó: três graus de liberdade para translação (u_x, u_y, u_z) e três graus de liberdade para rotação ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$). Para modelar o elemento de placa (Fig. 3.4), o Plaxis 3D utiliza a teoria de MINDLIN (1951). A teoria de placas e cascas pode ser encontrada em TIMOSHENKO & WOINOWSHY-KRIEGER (1959).

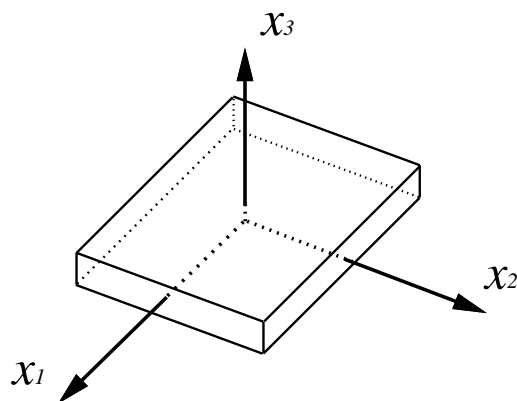


Figura 3.4. Eixos de referência para o elemento de placa.

As hipóteses simplificadoras da teoria de Mindlin são:

- A superfície média é plana e indeformável, ou seja, as deformações no plano médio da placa são nulas;

- Os pontos pertencentes à normal ao plano médio da placa antes da deformação permanecem numa direção linear, mas não necessariamente na normal à superfície média fletida (Fig. 3.5);
- A tensão na direção normal ao plano médio, σ_{33} , é irrelevante quando comparada com as tensões σ_{11} e σ_{22} (Fig. 3.6).

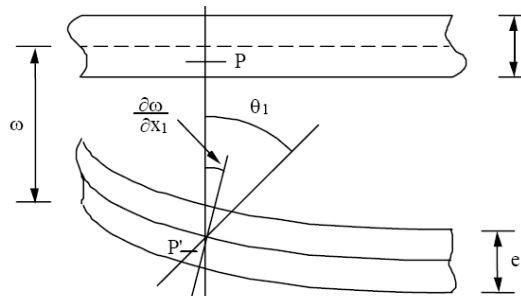


Figura 3.5. Deslocamentos no ponto P.

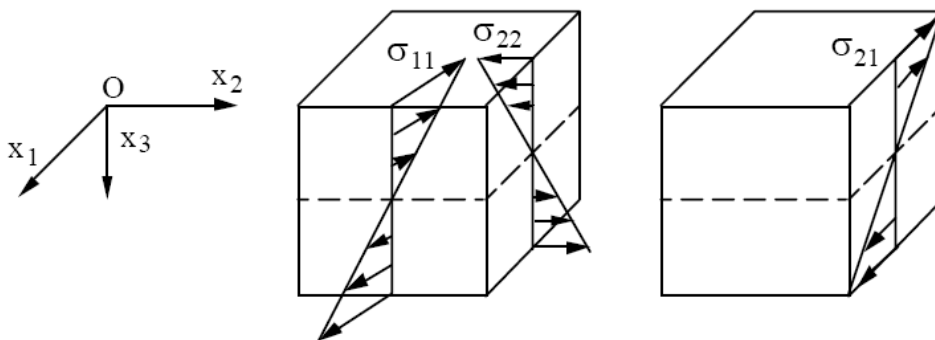


Figura 3.6. Distribuição de tensões ao longo da espessura da placa.

Dessa forma, o tensor de tensão toma a forma análoga à considerada na Teoria Clássica de Placas:

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{12} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{13} & \sigma_{23} & 0 \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

Levando em consideração a hipótese (ii), os deslocamentos u_1 e u_2 de um ponto P da placa situado a uma distância x_3 do plano médio podem ser calculados a partir dos valores das rotações θ_1 e θ_2 da normal que após deformação se admitiu ser linear, mas não necessariamente normal à superfície média fletida (Fig. 3.5). O vetor deslocamento no ponto P é dado como a seguir:

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -x_3 \theta_1 \\ -x_3 \theta_2 \\ \omega(x_1, x_2) \end{Bmatrix} \quad (3.3)$$

As deformações de flexão no plano x_1 - x_2 a uma distância x_3 do plano médio da placa, atendendo a Equação 3.3 e a teoria das pequenas deformações (TIMOSHENKO & GOODIER, 1970), são dadas por:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{12} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -x_3 \frac{\partial \theta_1}{\partial x_1} \\ -x_3 \frac{\partial \theta_2}{\partial x_2} \\ -x_3 \frac{\partial \theta_1}{\partial x_2} - x_3 \frac{\partial \theta_2}{\partial x_1} \end{Bmatrix} \quad (3.4)$$

Sendo as distorções dadas por:

$$\begin{Bmatrix} \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\theta_1 + \frac{\partial \omega}{\partial x_1} \\ -\theta_2 + \frac{\partial \omega}{\partial x_2} \end{Bmatrix} \quad (3.5)$$

A lei de Hooke generalizada para materiais isotrópicos estabelece uma relação entre tensão e deformação no plano x_1 - x_2 como a seguir:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} \frac{1}{(1-\nu)} & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 0 \\ \frac{\nu}{(1-\nu)} & \frac{1}{(1-\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{12} \end{Bmatrix} \quad (3.6)$$

A relação entre as tensões de cisalhamento e as distorções é dada na forma:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{Bmatrix} = \frac{E}{2(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{Bmatrix} \quad (3.7)$$

Os esforços atuantes nas seções da placa podem ser obtidos a partir das integrais abaixo:

$$M_{11} = \int_{-\frac{e}{2}}^{+\frac{e}{2}} \sigma_{11} \cdot x_3 \cdot dx_3 \quad (3.8)$$

$$M_{22} = \int_{-\frac{e}{2}}^{+\frac{e}{2}} \sigma_{22} \cdot x_3 \cdot dx_3 \quad (3.9)$$

$$M_{12} = \int_{-\frac{e}{2}}^{+\frac{e}{2}} \sigma_{12} \cdot x_3 \cdot dx_3 \quad (3.10)$$

$$T_1 = \int_{-\frac{e}{2}}^{+\frac{e}{2}} \sigma_{13} \cdot dx_3 \quad (3.11)$$

$$T_2 = \int_{-\frac{e}{2}}^{+\frac{e}{2}} \sigma_{23} \cdot dx_3 \quad (3.12)$$

Pelo comportamento estrutural dos anéis de suporte ao longo da cavidade escavada, esses anéis ficam submetidos predominantemente a esforços normais de compressão, resultantes de tensões uniformemente distribuídas ao longo da espessura e que são chamadas forças de membrana. Nesse caso, tem-se o comportamento de elemento de casca para o suporte, resultando nas forças de membrana, N_{11} e N_{22} , referida à superfície média:

$$N_{11} = \int_{-\frac{e}{2}}^{+\frac{e}{2}} \sigma_{11} \cdot dx_3 \quad (3.13)$$

$$N_{12} = \int_{-\frac{e}{2}}^{+\frac{e}{2}} \sigma_{12} \cdot dx_3 \quad (3.14)$$

Considera-se o comportamento elástico em termos de rigidez axial, EA , e rigidez a flexão, EI . A placa é considerada homogênea, logo, a rigidez axial é constante em todos os planos paralelos a seção transversal e a rigidez a flexão é constante ao longo do plano de flexão da placa. Uma descrição detalhada da formulação da teoria de placas e cascas pode ser encontrada em (TIMOSHENKO & WOINOWSKY-KRIEGER, 1959).

3.4. LEIS CONSTITUTIVAS PARA O MACIÇO

O sucesso no dimensionamento de obras geotécnicas depende do conhecimento do comportamento dos materiais envolvidos, consistindo em fase essencial para determinar o grau de desempenho e segurança durante o período de vida útil de tais obras. A previsão do

comportamento dos materiais quando submetidos a determinadas solicitações, é conseguida com o emprego de leis constitutivas ou modelos constitutivos adequados para traduzir a relação tensão-deformação.

A complexidade do modelo matemático que define a lei constitutiva do material é diretamente proporcional aos fatores que busca representar, tais como: natureza das partículas; tipos de ligações entre partículas; não linearidade da relação tensão-deformação; anisotropia; deformações dependentes do tempo; influência da trajetória de tensões; dilatação etc. A seguir é feita uma descrição sucinta do modelo elástico linear e elastoplástico.

3.4.1. Modelo Linear Elástico

Um corpo deformável supostamente elástico sujeito à ação de um carregamento externo sofrerá deformações resultantes da ação deste carregamento, e quando cessada a ação do carregamento, as deformações desaparecem, ou seja, o corpo volta à condição inicial. Estas deformações recuperáveis são chamadas de elásticas e seguem a Lei de Hooke. O comportamento elástico pode ocorrer de forma linear ou de forma não linear.

Para um material com comportamento linear elástico, admitindo que possua a mesma propriedade em todos os seus pontos e que em cada ponto as propriedades são as mesmas em todas as direções, tem-se apenas duas constantes elásticas independentes na matriz constitutiva $[D]$ do material, que são o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson (ν). A matriz constitutiva é definida como a seguir:

$$D = \alpha_1 \cdot \begin{bmatrix} 1 & \alpha_2 & \alpha_2 & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & \alpha_2 & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & \alpha_3 & 0 & 0 \\ & & & & \alpha_3 & 0 \\ & & & & & \alpha_3 \end{bmatrix} \tag{3.15}$$

onde,

$$\alpha_1 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \tag{3.16}$$

$$\alpha_2 = \frac{\nu}{(1-\nu)} \quad (3.17)$$

$$\alpha_3 = \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \quad (3.18)$$

A relação tensão deformação para um material com comportamento elástico linear e isotrópico pode ser expressa como a seguir:

$$\sigma_{ij} = K \cdot \varepsilon_{kk} \cdot \delta_{ij} + 2 \cdot G \cdot e_{ij} \quad (3.19)$$

Onde as constantes elásticas K (módulo de rigidez volumétrica do material) e G (módulo de rigidez ao cisalhamento transversal), são definidas em termos do módulo de elasticidade longitudinal (E) e do coeficiente de Poisson (ν), por meio das expressões:

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1-2\nu)} \quad (3.20)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} \quad (3.21)$$

Para o caso de solos, a Equação 3.19 é a mais apropriada uma vez que permite separar a deformação elástica em suas parcelas associadas à variação de volume (K) e à mudança de forma (G).

3.4.2. Modelo Elastoplástico

Como visto no item anterior, quando um corpo submetido a um carregamento externo se deforma e, após a retirada desse carregamento, retorna a condição inicial, diz-se que o mesmo encontra-se no regime elástico. Entretanto, caso esse carregamento ultrapasse um valor limite (limite de proporcionalidade) e ocorra o descarregamento desse corpo, ocorrem deformações permanentes, ou seja, irreversíveis. Neste caso, o corpo apresenta um comportamento elastoplástico, com deformações elásticas (recuperáveis) e plásticas (permanentes). Um material no regime elastoplástico pode apresentar um dos três comportamentos mostrados na Figura 3.7.

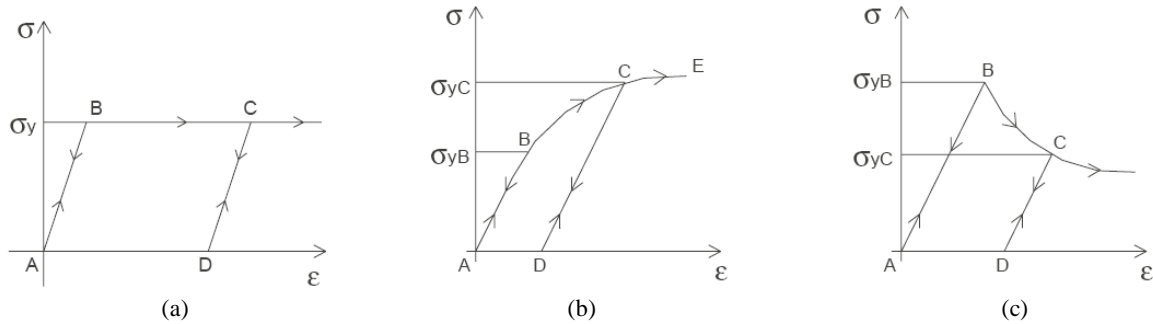


Figura 3.7. (a) Material elastoplástico perfeito (b) Material elastoplástico com enrijecimento (c) Material elastoplástico com amolecimento.

A Figura 3.7a mostra o comportamento de um material elastoplástico perfeito, com patamar de escoamento definido pela tensão σ_y , que é constante, independente das deformações plásticas anteriores. Já os materiais elastoplásticos com endurecimento (Fig. 3.7b), após um trecho elástico (A – B), a tensão de escoamento inicial é excedida (σ_{yB}), ocorrendo a partir de então deformações elásticas e plásticas. No descarregamento a partir do ponto C, o material segue a trajetória CD, sendo que para um recarregamento a tensão de escoamento passa a valer (σ_{yC}), e não mais (σ_{yB}), como no caso elastoplástico perfeito.

No terceiro comportamento, oposto ao caso com endurecimento, o material atende ao regime elastoplástico com amolecimento (Fig. 3.7c), ou seja, após o trecho A – B (regime elástico), durante a ocorrência de deformações plásticas, a tensão de escoamento decresce.

A formulação dos modelos elastoplásticos é regida por três princípios básicos: coincidência de eixos; superfície de plastificação; lei de endurecimento e a lei de fluxo.

Coincidência dos eixos: nos modelos elastoplásticos, há a coincidência entre as direções das tensões principais acumuladas e as direções das deformações incrementais. O contrário se observa no caso da elasticidade, onde, as deformações elásticas incrementais dependem dos incrementos de tensão.

Superfície de plastificação (f): define o limite de uma região na qual todos os pontos localizados no seu interior representam um estado de tensões onde ocorrem unicamente deformações elásticas. A superfície de plastificação no estado multiaxial é definida em termos de componentes de tensão e de parâmetros de endurecimento (h). De um modo sucinto, pode-se concluir que:

- $f(\sigma_{ij}; h) < 0$, representa a região onde ocorrem unicamente deformações elásticas;

- $f(\sigma_{ij}; h) = 0$, indica que o estado de tensão atingiu a superfície de plastificação, o que corresponde a um regime plástico, se o material apresentar comportamento perfeitamente plástico;
- $f(\sigma_{ij}; h) > 0$, situação impossível;

Lei de endurecimento: controla a variação da posição da superfície de plastificação durante o escoamento plástico. O parâmetro de endurecimento depende da forma como é efetuado o carregamento e das deformações plásticas acumuladas. Tal parâmetro pode ser definido por duas hipóteses: como função do trabalho de deformação plástico ou como função das deformações plásticas acumuladas.

Lei de fluxo: A lei de fluxo ou de escoamento plástico permite definir os incrementos da deformação plástica empregando o conceito de potencial plástico e baseando-se no princípio da normalidade, segundo o qual os incrementos da deformação plástica num determinado ponto de um corpo, submetido a uma variação do estado de tensão, são normais à superfície definida pelo potencial plástico. Estes incrementos de deformação plástica podem ser expressos como:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.22)$$

onde:

g = é a função de potencial plástico;

λ = é um fator de proporcionalidade também conhecido como multiplicador plástico.

Para alguns materiais a função de potencial plástico coincide com a função de plastificação. Neste caso, considera-se que estes materiais seguem uma lei de fluxo associada. Caso contrário, considera-se que o material segue uma lei de fluxo não-associada.

3.4.3. O modelo Mohr-Coulomb

O modelo Mohr-Coulomb é um modelo denominado de elástico perfeitamente plástico, porque o material comporta-se como linear elástico até atingir a ruptura, não havendo a ocorrência de endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é

fixa. Neste modelo, o material apresenta um comportamento linear elástico até atingir uma determinada tensão de escoamento, mantendo-se então constante para acréscimos de deformações plásticas.

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb define que a ruptura se dá quando o círculo representativo do estado de tensão atinge a reta que relaciona a tensão cisalhante (Fig. 3.8), τ , com a tensão normal, σ , em termos de tensões efetivas:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \tag{3.23}$$

Onde c' é a coesão e ϕ' o ângulo de atrito do material, em termos efetivos.

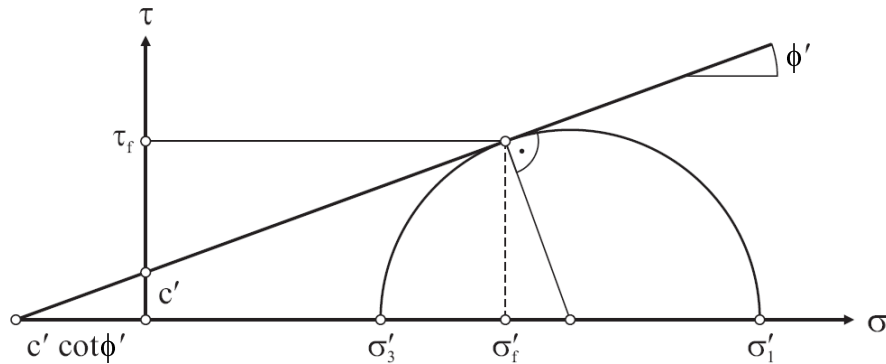


Figura 3.8. Círculo de Mohr e envoltória de Mohr.

As condições totais do critério de plastificação de Mohr-Coulomb podem ser definidas por três funções de plastificação, quando formuladas em termos de tensões principais, ou seja:

$$f_1 = \frac{1}{2} |\sigma_2 - \sigma_3| + \frac{1}{2} (\sigma_2 + \sigma_3) \text{sen} \phi' - c' \cdot \text{cos} \phi' < 0 \tag{3.24}$$

$$f_2 = \frac{1}{2} |\sigma_3 - \sigma_1| + \frac{1}{2} (\sigma_3 + \sigma_1) \text{sen} \phi' - c' \cdot \text{cos} \phi' < 0 \tag{3.25}$$

$$f_3 = \frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \text{sen} \phi' - c' \cdot \text{cos} \phi' < 0 \tag{3.26}$$

As funções de plastificação quando plotadas no espaço das tensões principais definem a superfície da Figura 3.9.

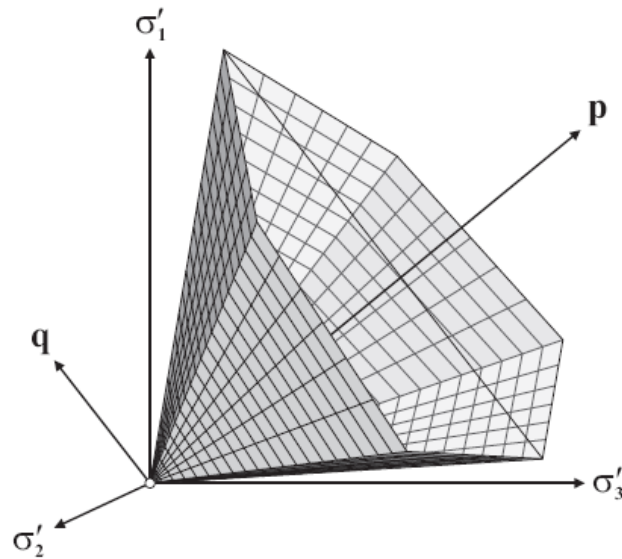


Figura 3.9. Superfície de plastificação de Mohr-Coulomb no espaço das tensões principais, para $c' = 0$ (PLAXIS 3D, 2001).

O uso de uma lei de fluxo associada no critério de Mohr-Coulomb leva a uma superestimação da dilatância. Por isso três funções de potencial plástico são adicionadas, ficando assim o modelo com uma lei de fluxo não associada, com as seguintes funções de potencial plástico:

$$g_1 = \frac{1}{2} |\sigma_2 - \sigma_3| + \frac{1}{2} (\sigma_2 + \sigma_3) \text{sen} \psi \tag{3.27}$$

$$g_2 = \frac{1}{2} |\sigma_3 - \sigma_1| + \frac{1}{2} (\sigma_3 + \sigma_1) \text{sen} \psi \tag{3.28}$$

$$g_3 = \frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \text{sen} \psi \tag{3.29}$$

onde ψ é o ângulo de dilatância.

O modelo Mohr-Coulomb é definido com cinco parâmetros. Além da coesão (c') e do ângulo de atrito (ϕ') o modelo ainda utiliza o módulo de elasticidade (E), o coeficiente de Poisson (ν) e o ângulo de dilatância (ψ).

3.4.4. O modelo *Hardening Soil*

O modelo *Hardening Soil* é um modelo elástico-plástico desenvolvido especificamente para implementação no programa Plaxis. No modelo, a superfície de plastificação não é fixa no

espaço das tensões principais, podendo expandir em virtude de deformações plásticas. O modelo considera o endurecimento por duas parcelas. Uma parcela do endurecimento é devido ao cisalhamento, usado para modelar as deformações plásticas causadas por um carregamento desviatório. A outra parcela é devido à compressão isotrópica, que é utilizado para modelar as deformações plásticas ocasionadas por compressão primária em um carregamento oedométrico e isotrópico. As características básicas do modelo *Hardening Soil* podem ser discutidas a partir de um ensaio triaxial drenado.

Quando o solo é submetido a um carregamento desviatório primário, haverá uma redução na sua rigidez e deformações plásticas irreversíveis se desenvolverão. KONDNER, em 1963, formulou uma relação hiperbólica entre tensão desviadora (q) e deformação axial (ε_1), sendo mais tarde apresentada por DUNCAN & CHANG, em 1963, citado por MÖLLER, 2006. O modelo *Hardening Soil* apresenta a mesma formulação hiperbólica (Eq. 3.30), embora difira do modelo hiperbólico em importantes pontos, como: uso da teoria da plasticidade ao invés da elasticidade, considera a dilatância do solo e introduz uma função de plastificação do tipo “cap”.

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{para } q \leq q_f \quad (3.30)$$

Sendo q_a a assíntota a resistência de cisalhamento (Fig. 3.10). A Figura 3.10 mostra ainda uma curva típica do ensaio triaxial drenado com pressão lateral constante, σ'_3 , assumindo que sob condições de carregamento primário o comportamento é nitidamente não linear e hiperbólico até atingir a tensão de ruptura de Mohr-Coulomb, q_f . A assíntota de resistência ao cisalhamento, q_a , relaciona-se com a tensão desviadora resistente, q_f , pela expressão a seguir:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} = (c' \cotg \phi' + \sigma_3) \cdot \frac{2 \cdot \sin \phi'}{R_f \cdot (1 - \sin \phi')} \quad (3.31)$$

Onde R_f é o índice de resistência que deve ser inferior a 1. No Plaxis, o valor padrão para R_f é 0,9, assumido como valor representativo para o comportamento da maioria dos solos. Quando $q = q_f$, o critério de ruptura é satisfeito, ocorrendo o comportamento perfeitamente plástico como descrito pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

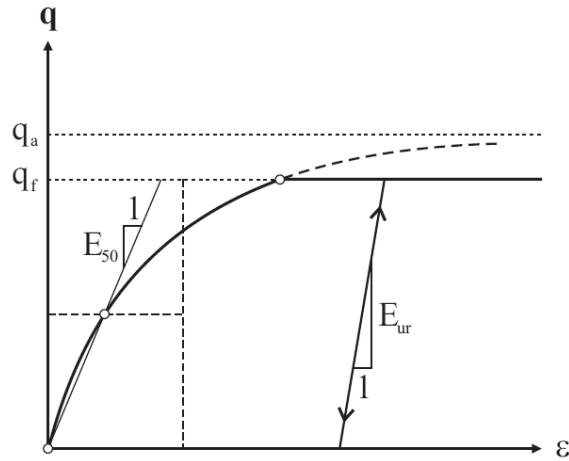


Figura 3.10. Ensaio triaxial drenado: relação hiperbólica entre tensão desviadora e deformação axial para carregamento primário.

O parâmetro E_{50} é o módulo de deformabilidade para situação de carregamento desviador primário, dependente do nível de tensões a que o material está submetido:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cotg \phi' - \sigma'_3}{c' \cdot \cotg \phi' + p^{ref}} \right)^m \quad (3.32)$$

Sendo E_{50}^{ref} é o módulo de deformabilidade de referência, correspondente a uma pressão confinante de referência, p^{ref} . A relação de dependência entre o módulo de deformabilidade E_{50} e a tensão principal menor, σ'_3 , é dada pelo parâmetro m , que pode ser obtido em ensaios triaxiais ou ensaios oedométricos. Valores de m igual a 0,5 são típicos de areias, enquanto que as argilas tendem a apresentar $m = 1$.

Ao contrário do módulo E_{50} , que determina a magnitude das deformações elásticas e plásticas, E_{ur} assume o comportamento elástico para o solo. O parâmetro E_{ur} é o módulo de deformabilidade utilizado para determinar o comportamento do maciço sob condições de descarregamento e recarregamento, sendo também função do nível de tensão.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cotg \phi' - \sigma_3}{c' \cdot \cotg \phi' + p^{ref}} \right)^m \quad (3.33)$$

Onde E_{ur}^{ref} é o módulo de referência para descarregamento e recarregamento, correspondente a uma pressão confinante de referência, p^{ref} . Em muitos casos práticos, é apropriado definir o

E_{ur}^{ref} igual a $3 \cdot E_{50}^{ref}$. Na próxima seção será apresentada a formulação do modelo *Hardening Soil* com restrição para a condição de carregamento triaxial com $\sigma_2' = \sigma_3'$ e σ_1' sendo a tensão principal maior. Uma abordagem completa sobre o modelo *Hardening Soil* pode ser encontrada em SCHANZ et al. (1999).

3.4.4.1. Relações constitutivas

No modelo *Hardening Soil*, deformações plásticas podem ocorrer antes mesmo do critério de ruptura de Mohr-Coulomb ser atingido. Dessa forma, no modelo *Hardening Soil* são incorporadas duas superfícies de plastificação, fazendo assim uma distinção entre dois tipos de endurecimento: o devido ao cisalhamento (f^s) e o devido à compressão (f^c) (Fig. 3.11).

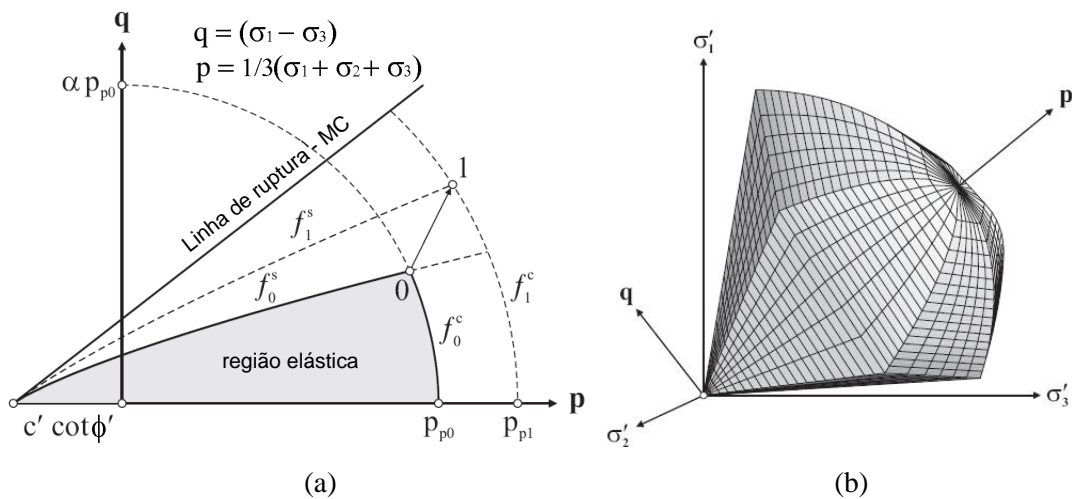


Figura 3.11. Superfície de plastificação do modelo *Hardening Soil*: (a) sucessivos posicionamentos no plano p - q e (b) contorno total no espaço das tensões principais.

A superfície de plastificação f^s adotada no modelo *Hardening Soil* engloba uma função de tensão e outra de deformação:

$$f^s = \bar{f} - \gamma^p \tag{3.34}$$

Onde a função de tensão é dada por:

$$\bar{f} = \frac{1}{E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} \tag{3.35}$$

Sendo o parâmetro de deformação plástica dado por:

$$\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2 \cdot \varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \cong 2 \cdot \varepsilon_1^p \quad (3.36)$$

De acordo com SCHANZ et al. (1999), as deformações volumétricas plásticas não se anulam em solicitações de cisalhamento, mas, em solos rígidos tais deformações tendem a ser bem menores, quando comparadas com deformações cisalhantes.

Uma característica da função de plastificação \bar{f} é a relação que guarda com a função hiperbólica de DUNCAN & CHANG (1963) como mostrada na Equação 3.30. Para $f^s = 0$ (plastificação), tem-se que $\gamma^p = \bar{f}$. A partir das expressões (3.32) e (3.33), as deformações plásticas podem ser expressas como a seguir:

$$\varepsilon_1^p \cong \frac{1}{2}\bar{f} = \frac{1}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.37)$$

Como expresso na Equação 3.37, o modelo considera tanto as deformações plásticas quanto as deformações elásticas. As deformações plásticas são devido apenas ao carregamento desviador primário, enquanto que as deformações elásticas são oriundas do carregamento desviador primário e do descarregamento/recarregamento. Logo, em ensaios triaxiais drenado com $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{constante}$, o módulo de Young E_{ur} permanece constante e as deformações elásticas são dadas por:

$$-\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad \text{e} \quad -\varepsilon_2^e = -\varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.38)$$

Dessa forma, na condição de carregamento desviador primário, as deformações axiais são a soma das parcelas plásticas e elásticas tratadas acima:

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^p - \varepsilon_1^e \approx \frac{1}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (3.39)$$

A equação acima é igual a função hiperbólica de DUNCAN & CHANG (1963).

Da mesma forma do modelo Mohr-Coulomb, o modelo *Hardening Soil* adota uma lei de fluxo não associada para determinar as taxas de deformação plástica com o potencial plástico, dado por:

$$g^s = (3 - \sin \psi_m) \cdot q - 6 \cdot \sin \psi_m \cdot p \quad (3.40)$$

O ângulo de dilatância mobilizado, ψ_m , é calculado de acordo com a teoria de ROWE (1962):

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_m \cdot \sin \phi_{cv}} \quad (3.41)$$

Onde o ângulo de atrito mobilizado, ϕ_m , é governado pela equação a seguir:

$$\sin \phi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot \cot \phi} \quad (3.42)$$

Sendo o ângulo de atrito do estado crítico, ϕ_{cv} , dado em função dos ângulos de ruptura (ϕ e ψ):

$$\sin \phi_{cv} = \frac{\sin \phi - \sin \psi}{1 - \sin \phi \cdot \sin \psi} \quad (3.43)$$

Para $\phi_m > \phi_{cv}$ o material contrai, enquanto que sendo $\phi_m < \phi_{cv}$, o material dilata.

Para considerar as deformações volumétricas, o modelo *Hardening Soil* possui uma segunda superfície de plastificação (superfície *cap*) que limita o domínio elástico na direção do eixo das tensões médias p (Fig. 3.11). O controle das deformações volumétricas é feito segundo o módulo oedométrico, E_{oed} , que é o módulo de compressão isotrópica primária:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cot \phi' - \sigma'_1}{c' \cdot \cot \phi' + p^{ref}} \right)^m \quad (3.44)$$

Onde E_{oed}^{ref} é o módulo de deformabilidade de referência para compressão isotrópica primária, correspondente a uma pressão confinante de referência, p^{ref} .

A superfície de plastificação cap (f^c) adotada no modelo *Hardening Soil* é formulada como a seguir:

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + (p + c \cdot \cot \phi)^2 - (p_p + c \cdot \cot \phi)^2 \quad (3.45)$$

Sendo M um parâmetro auxiliar do modelo, em função de K_0 ; p a tensão média; \tilde{q} a tensão desviadora:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.46)$$

$$\tilde{q} = \sigma_1 + (\alpha - 1) \cdot \sigma_2 - \alpha \cdot \sigma_3 \quad (3.47)$$

No caso de ensaio triaxial de compressão, tem-se que $\tilde{q} = (\sigma_1 - \sigma_3)$, e para o caso de um triaxial de extensão, o valor reduz para $\tilde{q} = \alpha(\sigma_1 - \sigma_3)$.

A superfície plastificação cap possui um fluxo associado, sendo seu tamanho determinado pela tensão de pré-adensamento, p_p . A relação entre a tensão de pré-adensamento e as deformações volumétricas na superfície cap é dada pela expressão seguinte:

$$\varepsilon_v^{cap} = \frac{H}{m+1} \cdot \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{m+1} \quad (3.48)$$

O parâmetro H , assim como o parâmetro M , definem o comportamento da superfície cap , sendo função de E_{oed} .

Como comentado por FRANÇA (2006), o modelo *Hardening Soil* permite uma simulação mais sofisticada, em comparação com o modelo Mohr-Coulomb, sem, no entanto, utilizar parâmetros com significado físico de difícil compreensão.

3.5. MODELOS DE EVOLUÇÃO PARA O CONCRETO PROJETADO

Como o concreto projetado altera suas propriedades mecânicas em função da hidratação, os modelos convencionais para estudo de sua reologia têm seu comportamento limitado por não considerar o ganho de suas propriedades mecânicas com o tempo. O concreto projetado, desde baixas idades, está submetido a um carregamento externo devido ao movimento do maciço para o interior da escavação. Dessa forma, o suporte começa a deformar-se devido a esse carregamento externo. Pode-se citar também outra parcela de deformação sem nenhuma relação com o carregamento externo. Esta última tem origem térmica e hídrica.

Dessa forma, a deformação total que ocorre no concreto (projetado ou convencional) é composta por duas parcelas, uma relacionada com as tensões e outra independente de tensão. Por outro lado, as deformações ainda podem ser classificadas como dependentes do tempo ou independentes do tempo.

As deformações independentes de tensão são referidas como retração e térmicas. A retração acontece devido o movimento de água do interior do concreto para o ambiente, sem a ação de um carregamento externo e é um tipo de deformação dependente do tempo.

A deformação elástica imediata, oriunda da aplicação de carregamento, está relacionada apenas com as propriedades mecânicas do material. As demais parcelas de deformação dependentes de tensão são designadas por fluência e são dependentes do tempo (Fig. 3.12).

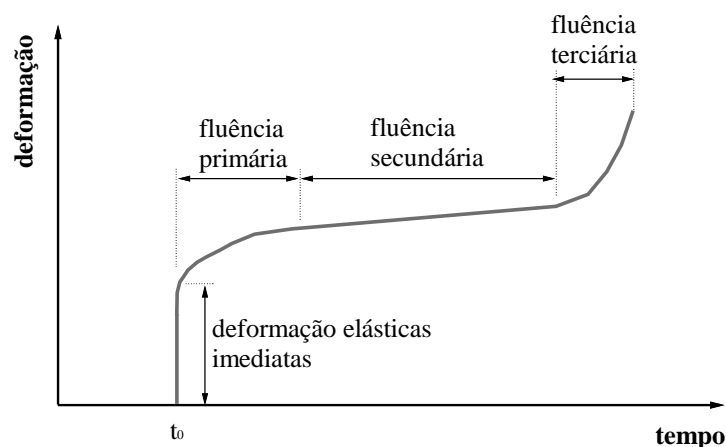


Figura 3.12. Curva de deformação dependente do tempo para o concreto (modificado de HAN, 1996).

De acordo com HAN (1996), a fluência aparece sob três estágios diferentes, como indicado na Figura 3.12. A princípio, a fluência (primária) se desenvolve muito rápido, mas a taxa de fluência diminui. Essa redução na taxa de fluência dá origem a uma etapa de deformação estacionária ou secundária. A parcela terciária da fluência somente ocorre quando o concreto está submetido a um elevado nível de tensão.

Sob os aspectos de deformação acima mencionados, pode-se perceber que um modelo reológico que represente o comportamento do concreto projetado desde as suas primeiras idades até idades mais maduras não é de fácil aplicação, como comentado por METHA & MONTEIRO (1994).

Nesta seção, serão abordadas algumas formulações propostas na literatura referentes à evolução das propriedades mecânicas do concreto projetado, em termos de resistência à compressão (σ_c) e módulo de elasticidade (E_c), de modo a considerar modelos reológicos mais realistas para o concreto projetado.

PÖTTLER (1990), KUWAJIMA (1991), ORESTE & PEILA (1997) e ORESTE (2003a) consideraram o modelo reológico de Boltzman para representar o comportamento do concreto projetado, o qual consiste na associação, em série, do modelo elástico (mola) com o modelo viscoelástico de Kelvin (Fig. 3.13), baseando-se na premissa que modelos simples quando corretamente usados podem fornecer uma boa aproximação para projetos de revestimentos de túneis.

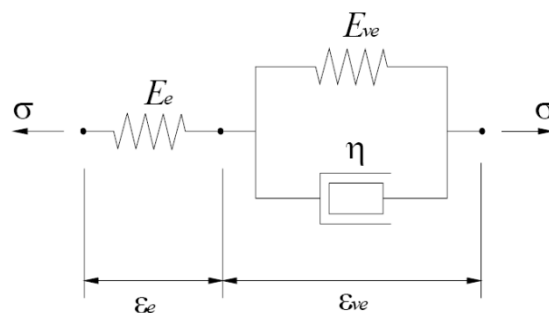


Figura 3.13. Modelo de Boltzman: associação em série de uma mola com o modelo viscoelástico de Kelvin.

As equações resultantes desse modelo são:

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_{ve} \quad (3.49)$$

$$\sigma = \sigma_e = \sigma_{ve} = E_e \cdot \varepsilon_e = E_{ve} \cdot \varepsilon_{ve} + \eta \cdot \dot{\varepsilon}_{ve} \quad (3.50)$$

$$\varepsilon(t) = \frac{\dot{\sigma}}{E_e} + \frac{\dot{\sigma}}{E_{ve}} \cdot \left(1 - e^{-\frac{E_{ve} \cdot t}{\eta}}\right) \quad (3.51)$$

Onde $\dot{\sigma}$ é a taxa de variação da tensão total com o tempo; η a viscosidade do material; E_e e E_{ve} são os módulos de elasticidade referentes ao trecho elástico e viscoelástico, respectivamente.

PÖTTLER (1990) utilizou o modelo de Boltzmann no âmbito tridimensional para estudo do comportamento do concreto projetado, considerando três parcelas de deformação, uma parcela elástica imediata, uma parcela dependente do tempo e uma parcela devido a temperatura. As parcelas de deformações são assim divididas:

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon_{elast} + \Delta\varepsilon_{inelast} + \Delta\varepsilon_{temp} \quad (3.52)$$

KUWAJIMA (1991) em suas análises bidimensionais utilizou o modelo de Boltzmann para representar duas parcelas de deformação para o concreto projetado: sendo a primeira representativa das deformações imediatas (deformações elásticas) e a segunda a componente dependente do tempo.

ORESTE & PEILA (1997) utilizaram o modelo reológico de Boltzmann para modelar o endurecimento progressivo do concreto projetado na curva de reação do suporte. Recentemente, ORESTE (2003a) publicou um procedimento de cálculo para determinação da curva de reação do suporte considerando condições transientes. Sendo o módulo de elasticidade e a resistência à compressão uniaxial do concreto projetado expressos durante o endurecimento, como uma primeira aproximação, por meio da seguinte exponencial negativa, assim como em KUWAJIMA (1991):

$$E_{c,t} = E_{c,0} \cdot (1 - e^{-at}) \quad (3.53)$$

$$\sigma_{c,t} = \sigma_{c,0} \cdot (1 - e^{-\beta t}) \quad (3.54)$$

Onde:

$E_{c,t}$: módulo de elasticidade do concreto projetado no tempo t ;

$E_{c,0}$: valor do módulo de elasticidade assintótico do concreto projetado, para $t \rightarrow \infty$;

$\sigma_{c,t}$: resistência a compressão uniaxial do concreto projetado no tempo t ;

$\sigma_{c,0}$: valor da resistência a compressão uniaxial assintótica do concreto projetado, para $t \rightarrow \infty$;

α e β são constantes de tempo (t^{-1}) – muitos autores propõem uma relação linear entre $E_{c,t}$ e $\sigma_{c,t}$, isto é, $\alpha = \beta$.

Segundo ORESTE (2003a), o estado de tensão induzido no suporte em concreto projetado aumenta com o carregamento devido ao desenvolvimento de deslocamentos radiais u das paredes do túnel. Cada incremento infinitesimal, δu , de deslocamento radial das paredes do túnel produz um incremento infinitesimal, $\delta \sigma_{max}$, de tensão principal máxima. Como o módulo de elasticidade varia durante o carregamento, a tensão principal máxima σ_{max} é dada por:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2 \cdot R}{(1+\nu) \cdot [(R-t)^2 + (1-2\nu) \cdot R^2]} \cdot \int_{u^*}^{u_{eq}} E_{c,t} \cdot du \quad (3.55)$$

Sendo ν o coeficiente de Poisson do concreto projetado e R o raio do túnel. Dessa forma, o coeficiente de segurança, FS , é dado por:

$$FS = \frac{\sigma_{c,t}}{\sigma_{m\acute{a}x}} \quad (3.56)$$

Portanto, para cada instante e, dessa forma, para cada deslocamento radial u , é possível definir a pressão limite que pode ser aplicada ao suporte.

Um modelo mais complexo foi proposto por HELLMICH (1999), baseado no modelo de ULM & COUSSY (1995), tendo desenvolvido na Universidade Tecnológica de Vienna um modelo físico-químico para simular o comportamento do concreto projetado sob condições de carregamento, quando ainda está em processo de hidratação. O modelo constitutivo proposto considerou o acoplamento termo-químico-mecânico para o concreto a baixas idades, com as microfissuras do concreto projetado descritas no contexto de multisuperfícies termo-químico-

plásticas, com o critério de Drucker-Prager para descrever o comportamento do concreto projetado.

Como exposto no Capítulo 2, o modelo de ULM & COUSSY (1995) descreve o processo de hidratação como a relação entre a massa de hidratos já formada e a massa total de hidratos ao término da reação de hidratação. A cinética de hidratação é representada pela Lei de Arrhenius, com o material governado pela afinidade química normalizada $\tilde{A}(\xi)$, sendo ξ o grau de hidratação do cimento. Em análises numéricas 2D e 3D considerando o comportamento do concreto projetado segundo o modelo termo-químico-plástico, HELLMICH (1999) apontou as seguintes conclusões:

- antes da pega do concreto projetado ($\xi < 5\%$) o túnel se comporta como uma cavidade sem suporte;
- os momentos fletores do suporte são influenciados pela rigidez do concreto projetado, função do endurecimento químico e da plasticidade do material;
- em altas temperaturas a retração explica uma parcela significativa das deformações plásticas.

O desenvolvimento matemático do modelo proposto por Hellmich pode ser encontrado em HELLMICH (1999), HELLMICH et al. (1999), SERCOMBE et al. (2000) e LACKNER et al. (2002).

Capítulo 4

Metodologia

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, apresenta-se a metodologia proposta para o desenvolvimento do trabalho, com ênfase no processo de escavação segundo o método sequencial (*NATM*), na consideração das propriedades a baixas idades para o concreto projetado e propondo o dimensionamento estrutural do revestimento em concreto projetado, segundo o equilíbrio da seção submetida à flexão normal composta.

Este trabalho se propõe a analisar o comportamento de uma escavação subterrânea, de um túnel escavado em solo pelo método sequencial, utilizando concreto projetado como suporte. Especificamente, procura-se avaliar o comportamento do conjunto (maciço-suporte) quando se considera o comportamento a baixas idades do concreto projetado. O comportamento tridimensional do avanço da frente do túnel foi avaliado a partir de análises numéricas tridimensionais pelo método dos elementos finitos. Com o uso do software PLAXIS 3D Tunnel foram efetuadas análises paramétricas de túneis em solo, à seção plena, com velocidade de avanço (V_a) de 5 m/dia, com diferentes coberturas, diferentes comprimentos livre (balanço) e distintas propriedades mecânicas para o maciço. Deve-se destacar que na interação maciço-suporte, bem como no dimensionamento do suporte, não foram analisados para casos de ruptura do maciço.

4.2. METODOLOGIA DO TRABALHO

Para simular o endurecimento do concreto projetado diante do avanço da frente de escavação de um túnel circular (diâmetro de 10 m), adotou-se o esquema mostrado na Figura 4.1. De acordo com a Figura 4.1, define-se a etapa de cálculo k qualquer, correspondendo à escavação do segmento i , a face plena, e lançamento de concreto projetado em uma fatia de igual largura

(L_e), defasada L_u do segmento escavado. Com isso, define-se um balanço, distância entre seção escavada e seção suportada com concreto (L_u), sistematicamente. O anel de concreto projetado lançado, nesta fase, constitui-se como o segmento de concreto mais jovem (t_0), os demais segmentos passam a ter propriedades mecânicas de acordo com sua idade.

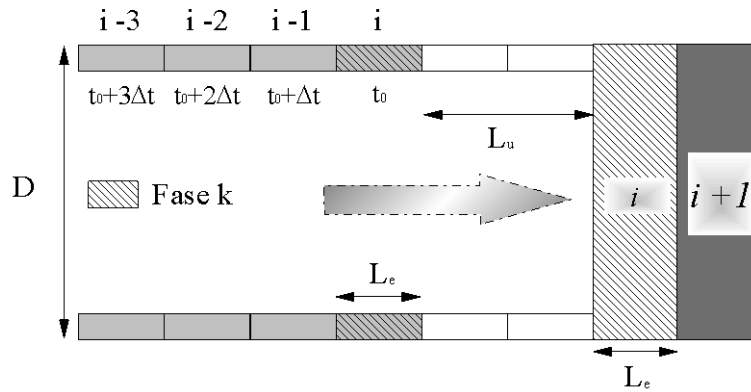


Figura 4.1. Esquema de escavação e projeção de concreto.

4.2.1. Descrição da Análise

Para avaliar o comportamento do concreto projetado a baixas idades foram feitas análises paramétricas para avaliar a interferência da cobertura do túnel, do comprimento livre e das propriedades mecânicas do maciço, no padrão de carregamento do suporte e de recalque do maciço. O maciço foi simulado segundo o modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb e o modelo elastoplástico com endurecimento, denominado *Hardening Soil*. Para avaliar os resultados das simulações com propriedades variáveis para o concreto, repetiram-se todas as simulações, considerando o concreto com propriedades finais, simulando um concreto pré-moldado. A parametrização seguiu o esquema a seguir:

(a) Comprimento de escavação (L_e):

- $L_e : \frac{1}{4}D$; onde D é o diâmetro do túnel.

(b) Balanço (L_{ui}):

- $L_{ui} : 1,0 \cdot L_e = \frac{1}{4}D$;
- $L_{ui} : 2,0 \cdot L_e = \frac{1}{2}D$;

(c) Velocidade média de avanço (V_a):

$$\blacksquare V_a : 2 \cdot \frac{\text{lances}}{\text{dia}} = 0,5 \cdot \frac{D}{\text{dia}}$$

(d) Coeficiente de empuxo (K_0):

$$\blacksquare K_0 : 0,5;$$

(e) Cobertura:

$$\blacksquare C : 1 \cdot D;$$

$$\blacksquare C : 2 \cdot D;$$

$$\blacksquare C : 4 \cdot D;$$

(f) Modelos/Propriedades para o solo:

O maciço em solo argiloso foi simulado com diferentes propriedades de deformabilidade, considerando o modelo elástico perfeitamente plástico, com critério de ruptura de Mohr-Coulomb e o modelo elastoplástico *Hardening Soil* (Tab. 4.1). A ordem de grandeza dos parâmetros corresponde a valores representativos para a argila porosa de Brasília em condições não saturadas.

Tabela 4.1. Parâmetros dos modelos utilizados no programa Plaxis 3D Tunnel.

Parâmetros	Argila Siltosa [1]	Argila Siltosa [2]	Argila Siltosa [3]
<i>Parâmetros geotécnicos para cálculo das tensões iniciais</i>			
$\gamma_{unsat} (kN/m^3)$	16,0	16,0	16,0
$\gamma_{sat} (kN/m^3)$	16,0	16,0	16,0
K_0	0,5	0,5	0,5
<i>Parâmetros para o modelo Mohr-Coulomb</i>			
Nomenclatura	MC₁	MC₂	MC₃
$E_{50}^{ref} (MPa)$	10	15	20
$c (kPa)$	30	30	30
$\phi (^\circ)$	26	26	26
ν	0,2	0,2	0,2
<i>Parâmetros para o modelo Hardening Soil</i>			
Nomenclatura	HS₁	HS₂	HS₃
$E_{50}^{ref} (MPa)$	10	15	20
$E_{oed}^{ref} (MPa)$	11	17	22
$E_{ur}^{ref} (MPa) = 3 \cdot E_{50}^{ref}$	30	45	60
ν	0,2	0,2	0,2
$c (kPa)$	30	30	30
$\phi (^\circ)$	26	26	26

A partir das variações apresentadas na Tabela 4.1, foram efetuadas 72 simulações tridimensionais diferentes, sendo cada simulação constituída por, pelo menos, 14 fases de cálculo. O total de simulações tridimensionais efetuadas é resumido na tabela a seguir, com suas respectivas nomenclaturas.

Tabela 4.2. Nomenclatura dos casos analisados nesse trabalho.

Simulações		Cobertura 1D – C ₁		Cobertura 2D – C ₂		Cobertura 4D – C ₃	
		E ₂₈	E _t	E ₂₈	E _t	E ₂₈	E _t
Balanco = 0,25 D	MC ₁	(MC) ₁ C ₁ L ₁	(MC) ₁ C ₁ L ₁ -t	(MC) ₁ C ₂ L ₁	(MC) ₁ C ₂ L ₁ -t	(MC) ₁ C ₃ L ₁	(MC) ₁ C ₃ L ₁ -t
	MC ₂	(MC) ₂ C ₁ L ₁	(MC) ₂ C ₁ L ₁ -t	(MC) ₂ C ₂ L ₁	(MC) ₂ C ₂ L ₁ -t	(MC) ₂ C ₃ L ₁	(MC) ₂ C ₃ L ₁ -t
	MC ₃	(MC) ₃ C ₁ L ₁	(MC) ₃ C ₁ L ₁ -t	(MC) ₃ C ₂ L ₁	(MC) ₃ C ₂ L ₁ -t	(MC) ₃ C ₃ L ₁	(MC) ₃ C ₃ L ₁ -t
	HS ₁	(HS) ₁ C ₁ L ₁	(HS) ₁ C ₁ L ₁ -t	(HS) ₁ C ₂ L ₁	(HS) ₁ C ₂ L ₁ -t	(HS) ₁ C ₃ L ₁	(HS) ₁ C ₃ L ₁ -t
	HS ₂	(HS) ₂ C ₁ L ₁	(HS) ₂ C ₁ L ₁ -t	(HS) ₂ C ₂ L ₁	(HS) ₂ C ₂ L ₁ -t	(HS) ₂ C ₃ L ₁	(HS) ₂ C ₃ L ₁ -t
	HS ₃	(HS) ₃ C ₁ L ₁	(HS) ₃ C ₁ L ₁ -t	(HS) ₃ C ₂ L ₁	(HS) ₃ C ₂ L ₁ -t	(HS) ₃ C ₃ L ₁	(HS) ₃ C ₃ L ₁ -t
Balanco = 0,5 D	MC ₁	(MC) ₁ C ₁ L ₂	(MC) ₁ C ₁ L ₂ -t	(MC) ₁ C ₂ L ₂	(MC) ₁ C ₂ L ₂ -t	(MC) ₁ C ₃ L ₂	(MC) ₁ C ₃ L ₂ -t
	MC ₂	(MC) ₂ C ₁ L ₂	(MC) ₂ C ₁ L ₂ -t	(MC) ₂ C ₂ L ₂	(MC) ₂ C ₂ L ₂ -t	(MC) ₂ C ₃ L ₂	(MC) ₂ C ₃ L ₂ -t
	MC ₃	(MC) ₃ C ₁ L ₂	(MC) ₃ C ₁ L ₂ -t	(MC) ₃ C ₂ L ₂	(MC) ₃ C ₂ L ₂ -t	(MC) ₃ C ₃ L ₂	(MC) ₃ C ₃ L ₂ -t
	HS ₁	(HS) ₁ C ₁ L ₂	(HS) ₁ C ₁ L ₂ -t	(HS) ₁ C ₂ L ₂	(HS) ₁ C ₂ L ₂ -t	(HS) ₁ C ₃ L ₂	(HS) ₁ C ₃ L ₂ -t
	HS ₂	(HS) ₂ C ₁ L ₂	(HS) ₂ C ₁ L ₂ -t	(HS) ₂ C ₂ L ₂	(HS) ₂ C ₂ L ₂ -t	(HS) ₂ C ₃ L ₂	(HS) ₂ C ₃ L ₂ -t
	HS ₃	(HS) ₃ C ₁ L ₂	(HS) ₃ C ₁ L ₂ -t	(HS) ₃ C ₂ L ₂	(HS) ₃ C ₂ L ₂ -t	(HS) ₃ C ₃ L ₂	(HS) ₃ C ₃ L ₂ -t

Nota: Os casos analisados foram representados por três termos, sendo o primeiro relacionado ao modelo constitutivo; o segundo a cobertura do túnel e o último identifica o comprimento de balanço e, se o caso refere-se a concreto projetado (-t) ou concreto pré-moldado.

4.2.2. Simulação do processo construtivo

Considerou-se como suporte do túnel uma camada contínua de concreto projetado de 20 cm de espessura. Considerou-se, na direção da escavação, a instalação de anéis de concreto projetado, com parâmetros de rigidez axial (EA) e rigidez à flexão (EI) crescentes, função do crescimento do módulo de elasticidade longitudinal do concreto com o tempo. Cada anel de concreto projetado foi simulado como material de comportamento elástico linear e isotrópico, caracterizado por um coeficiente de Poisson (ν) de 0,15 e módulo de elasticidade compatível com a idade do anel de concreto projetado.

Para cada etapa de acionamento do suporte, fazia-se a atualização da idade do concreto projetado ao longo de todo comprimento do túnel (Fig. 4.2).

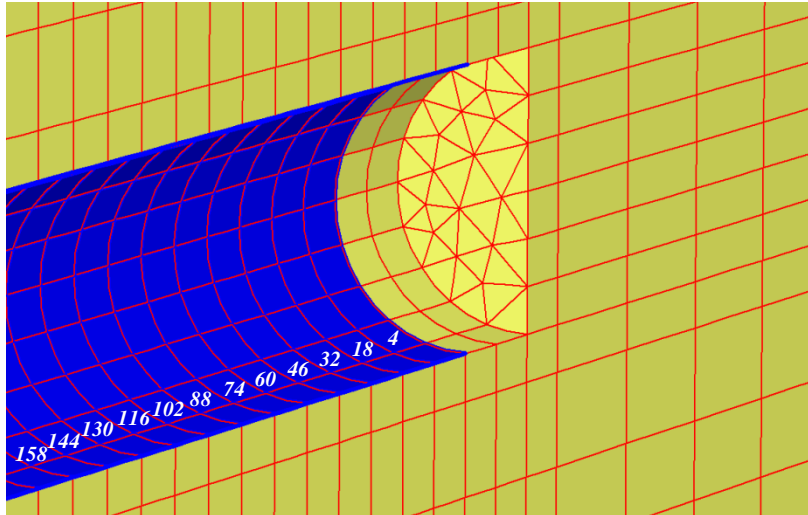


Figura 4.2. Detalhe do processo construtivo do túnel, com escavação à face plena e atribuição de propriedades de deformabilidades do concreto projetado de acordo com sua idade.

A duração de cada etapa de cálculo (Δt), em horas, está definida segundo a expressão a seguir:

$$\Delta t = t_0 + \frac{L_e}{v_a} \cdot 24 \quad (4.1)$$

Como se pode observar na Figura 4.2, entre fases de cálculo, o concreto projetado de cada segmento revestido tem idade crescente de 14 h. A idade do concreto mais jovem foi adotada como sendo de 4 h, em virtude de ser essa a idade a partir da qual se consegue moldar e romper, em laboratório, um corpo de prova de concreto para aferir suas propriedades mecânicas. O comprimento de escavação de cada fase de cálculo, L_e , foi de 2,5 metros. Considerou-se um atraso “*delay*” (t_0) de 2 h entre escavação e projeção, de forma a considerar um intervalo de tempo mais realista para cada etapa de cálculo.

4.2.3. Propriedades do concreto projetado

Para considerar o endurecimento do concreto com o tempo, foram avaliados alguns resultados experimentais efetuados KUWAJIMA (1991), FERREIRA (2004), CELESTINO & FERREIRA (2005), bem como as prescrições normativas do Comitê Euro-Internacional do Concreto (CEB-FIP, 1978), a Sociedade Austríaca do Concreto (ÖBV, 1999), Norma Brasileira – “Projeto e execução de obras de concreto armado” (NBR 6118, 2003) e as curvas

propostas por CHANG (1994) para a evolução da resistência e do módulo de elasticidade para o concreto projetado.

CHANG (1994) utilizou um grande número de resultados de ensaios de compressão simples em concreto projetado efetuados por diversos autores desde a década de 70, para representar o ganho de resistência à compressão com o tempo para o concreto projetado, a partir da regressão exponencial desses dados (Eq. 4.2). A evolução do módulo de elasticidade com o tempo seguiu uma expressão similar à expressão proposta para o crescimento da resistência (Eq. 4.3):

$$f_{c,t} = 1,105 \cdot f_{c,0} \cdot e^{\frac{0,743}{t^{0,7}}} \quad (4.2)$$

$$E_{c,t} = 1,062 \cdot E_{c,0} \cdot e^{\frac{0,446}{t^{0,7}}} \quad (4.3)$$

Onde,

$f_{c,t}; E_{c,t}$: é a resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto em *MPa* para um tempo t ;

$f_{c,0}; E_{c,0}$: é a resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto em *MPa* para um tempo $t = 28$ dias;

t : é o tempo em dias.

KUWAJIMA (1991) utilizou o modelo de Boltzman (Eq. 4.4) para considerar o endurecimento do concreto com o tempo, inicialmente utilizada por POTTIER (1990) & WEBER (1979):

$$E_{c,t} = E_{c,0} \cdot (1 - e^{-\alpha t}) \quad (4.4)$$

Sendo t o tempo em horas e o parâmetro experimental α obtido em ensaios de fluência para o concreto. Como resultado dos seus ensaios, KUWAJIMA (1991) recomendou o valor de α como sendo $0,180 \text{ h}^{-1}$.

A seguir são apresentadas as prescrições normativas segundo a CEB-FIP (1978), ÖBV (1999), NBR 6118 (2003).

CEB-FIP (1978):

$$E_{c,t} = E_{c,0} \cdot \beta_E(t) \quad (4.5)$$

Onde,

$$\beta_E(t) = \left(a_E + \frac{b_E}{t} \right)^{0,5} \quad \text{para } t \leq 672 \text{ h}$$

$$\beta_E(t) = 1 \quad \text{para } t > 672 \text{ h}$$

Os parâmetros a_E e b_E valem, respectivamente, 0,85 e 100,8. O tempo, t , é dado em horas.

ÖBV (1999):

$$f_{c,t} = f_{c,1} \cdot \left(\frac{t+0,12}{24} \right)^{0,72453} \quad \text{para } t < 24 \text{ h} \quad (4.6)$$

$$f_{c,t} = a_c \cdot e^{-\left(\frac{b_c}{t}\right)} \quad \text{para } t > 24 \text{ h} \quad (4.7)$$

Sendo t a idade do concreto em horas e os demais termos definidos a seguir:

$$a_c = \frac{f_{c,0}}{e^{\frac{\ln(k)}{27}}} \quad b_c = -\frac{672}{27} \cdot \ln(k) \quad k = \frac{f_{c,1}}{f_{c,0}}$$

Onde:

$f_{c,1}$ é a resistência à compressão em *MPa* para $t = 1$ dia;

$f_{c,0}$ é a resistência à compressão em *MPa* para $t = 28$ dias;

a_c, b_c, k são parâmetros da equação;

t : é o tempo em dias.

NBR 6118 (2003):

$$f_{c,t} = f_{c,0} \cdot e^{0,250 \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right]} \quad (4.8)$$

$$E_{c,t} = E_{c,0} \cdot e^{0,125 \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right]} \quad (4.9)$$

Sendo t , o tempo em dias.

De acordo com as formulações acima descritas, foram plotados os gráficos de evolução do módulo de elasticidade e resistência do concreto projetado com o tempo. Para a formulação proposta por KUWAJIMA (1991) para o crescimento de módulo de elasticidade, foram plotadas três curvas com valores distintos para o parâmetro α dentro da faixa de variação obtida pelo autor ($\alpha_1 = 0,050$; $\alpha_2 = 0,180$; $\alpha_3 = 5,000$).

A Figura 4.3 apresenta as curvas para a evolução do módulo de elasticidade normalizado do concreto com o tempo ($E_{c,t}/E_{c,0}$), onde são plotados também os resultados experimentais obtidos por FERREIRA (2004) e CELESTINO & FERREIRA (2005) em placas de concreto projetado e em modelos estruturais.

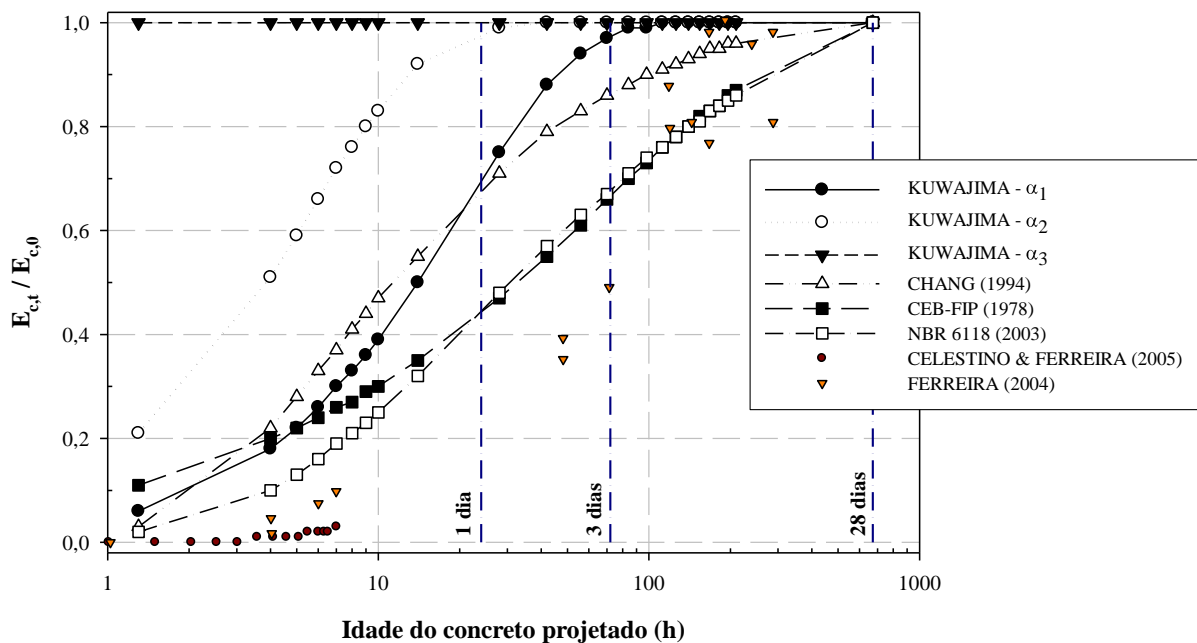


Figura 4.3. Desenvolvimento do módulo de elasticidade do concreto com a idade, de acordo com diferentes procedimentos.

Como se pode observar nos padrões das curvas de crescimento de módulo apresentadas na Figura 4.3, o módulo de elasticidade segue uma tendência exponencial de evolução com o tempo. Até as 10 horas de idade, as curvas apresentam tendências similares de representação do módulo, a menos de KUWAJIMA (1991) para $\alpha_2 = 0,18$ e $\alpha_3 = 5,0$, sendo este último não representativo do endurecimento do concreto projetado.

Neste trabalho adotou-se a curva de evolução proposta por CHANG (1994) por se adequar a tendência de evolução do módulo de elasticidade do concreto projetado. Vale ressaltar que, a rigor, em uma obra subterrânea deve-se aferir em laboratório a curva de crescimento do

módulo para o traço específico a ser utilizado no concreto, uma vez que a presença, em maior ou menor quantidade, de aditivos aceleradores de pega e endurecimento e a utilização de microsilica e outros componentes pode modificar sobremaneira o padrão de crescimento de rigidez do material, sobretudo nas primeiras 24 horas. De acordo com NEVILLE (1997), é nesse período que o módulo de elasticidade tem seu crescimento mais acentuado, em virtude de sua dependência da zona de transição pasta-agregado e do próprio módulo do agregado.

Pode-se ainda comentar que o padrão de crescimento do módulo, encontrado por FERREIRA (2004) e CELESTINO & FERREIRA (2005), sugere um concreto com endurecimento mais lento, principalmente nos três primeiros dias de idade.

A Figura 4.4 apresenta as curvas de resistência normalizada do concreto com o tempo ($f_{c,t}/f_{c,0}$), de acordo com as expressões descritas anteriormente e segundo os valores experimentais obtidos por KUWAJIMA (1991) e FERREIRA (2004) e CELESTINO & FERREIRA (2005).

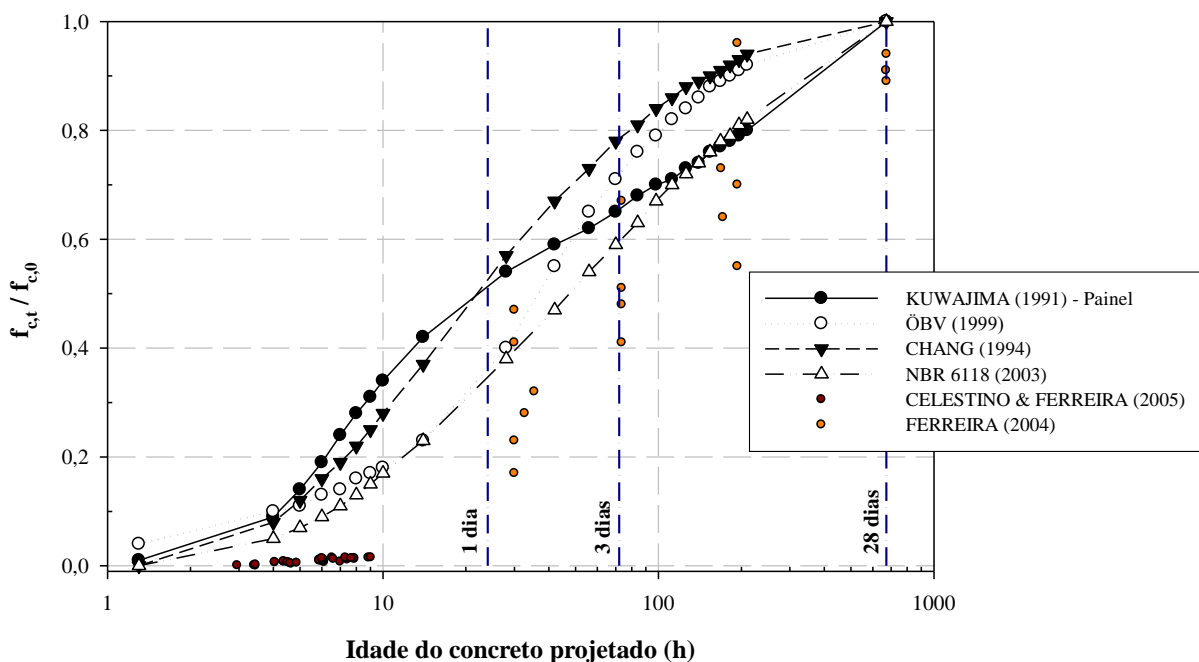


Figura 4.4. Desenvolvimento da resistência do concreto com a idade, de acordo com diferentes procedimentos.

O crescimento exponencial da resistência à compressão do concreto, assim como no caso do módulo de elasticidade, apresentou uma menor dispersão nas primeiras 10 horas, exceto para

os valores obtidos por CELESTINO & FERREIRA (2005). Diferente do módulo de elasticidade, não se encontra grande dispersão dos valores de resistência obtidos em ensaios ou prescritos por expressões exponenciais (ÖBV, 1999; CHANG, 1994; NBR 6118, 2003).

Para o dimensionamento a flexo-compressão normal do suporte, adotou-se a resistência do concreto projetado segundo a proposta de CHANG (1994). O valor da resistência adotada para o concreto aos 28 dias foi de 35 MPa, situando-se dentro da faixa de valores característicos da resistência à compressão do concreto projetado aplicados a obra subterrânea (20 a 40 MPa), como apontado por FIGUEIREDO et al. (2004). Para o módulo de elasticidade do concreto, foi adotado o valor estabilizado de 28 GPa. Este valor se encontra em conformidade com o proposto pela NBR 6118 (2003), no seu item 8.2.8, onde define o módulo de elasticidade secante (MPa), utilizado para projeto, em função da resistência característica do concreto aos 28 dias (f_{ck}), como expresso a seguir:

$$E_{c,sec} = 4760 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (4.10)$$

Entretanto, deve-se considerar que os fatores que determinam o valor do módulo de elasticidade do concreto são muito diversos e a influência não é muito bem definida. De acordo com VASCONCELOS & GIAMMUSO (2007), embora se saiba que o módulo de elasticidade aumenta com a resistência, sabe-se também que essa relação não é facilmente determinável, pelo menos não se consegue chegar a uma expressão genérica que represente essa relação, a não ser com uma dispersão de valores da ordem de até 25%. Portanto, a melhor forma de se conseguir uma correlação entre valores dessas duas características seria por meio de estudos prévios feitos com o próprio concreto com que se vai trabalhar, ou seja, os mesmos materiais, nas mesmas proporções e nas mesmas condições. Portanto, é questionável a relação da Norma (Eq. 4.10) entre o módulo de elasticidade e a resistência do concreto à compressão.

A Figura 4.5 apresenta a relação entre módulo de elasticidade e resistência, ambos normalizados, para o concreto projetado (CHANG, 1994) e pré-moldado (NBR 6118, 2003), evidenciando o crescimento mais acelerado para o módulo de elasticidade, corroborando as tendências de crescimento apresentadas nas Figuras 4.3 e 4.4. Esse fato causa uma maior preocupação nas obras subterrâneas, pois ter-se-á um concreto absorvendo maior

carregamento nas primeiras idades, podendo, no entanto, não possuir resistência à compressão adequada para resistir aos esforços internos mobilizados nas seções de concreto.

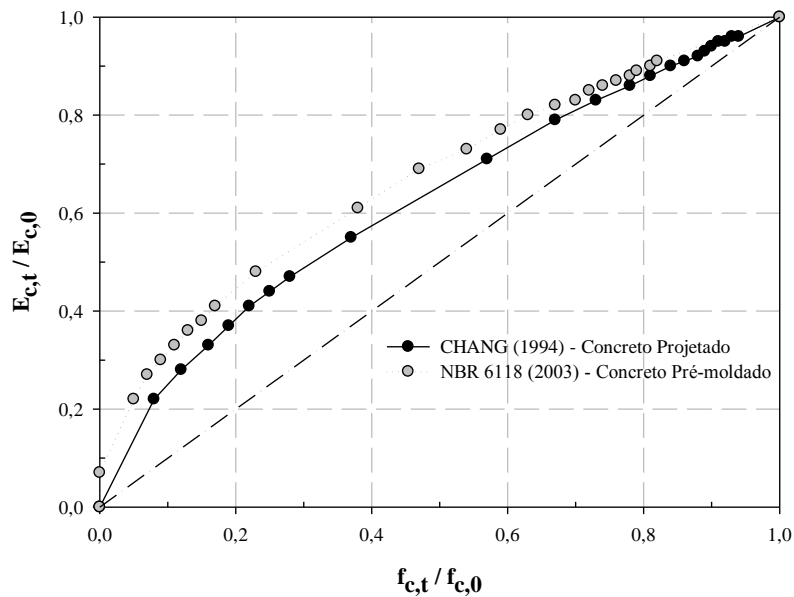


Figura 4.5. Relação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão para o concreto projetado e pré-moldado.

A Tabela 4.3 apresenta os dados de entrada para o concreto projetado utilizados no programa *PLAXIS 3D*, considerando a metodologia de escavação e instalação do suporte adotada.

Tabela 4.3. Módulo de elasticidade, rigidez axial e rigidez à flexão do concreto projetado em função do tempo (CHANG, 1994).

t (h)	E (GPa)	EA (GN/m)	EI (GN.m²/m)
0	0,0	0,0	0,0
4	6,2	5,6	0,4
18	17,2	15,5	1,0
32	20,6	18,6	1,3
46	22,4	20,2	1,4
60	23,5	21,2	1,4
74	24,3	21,9	1,5
88	24,8	22,4	1,5
102	25,3	22,8	1,5
116	25,6	23,1	1,6
130	25,9	23,3	1,6
144	26,2	23,6	1,6
158	26,4	23,8	1,6
172	26,6	23,9	1,6
186	26,7	24,1	1,6
200	26,9	24,2	1,6
214	27,0	24,3	1,6
228	27,1	24,4	1,6
672	28,0	25,2	1,7

4.2.4. Discretização em elementos finitos

A malha de elementos finitos segue uma discretização automática no programa, possibilitando uma interferência do usuário no refinamento global do domínio ou em regiões localizadas. O estudo do equilíbrio tridimensional dos casos analisados foi efetuado segundo as malhas mostradas nas Figuras 4.6, 4.7 e 4.8. Por questões de simetria do problema em estudo, a malha utilizada representa apenas metade do domínio, sendo seu refinamento limitado pela capacidade de memória do computador utilizado.

O túnel de cobertura de 1D (C_1) foi discretizado com 6.141 elementos isoparamétricos de 15 nós, totalizando 18.359 nós. O túnel de cobertura de 2D (C_2) foi discretizado com 6.270 elementos e 18.548 nós e, para o caso do túnel com cobertura de 4D (C_3), a discretização foi feita com 6.094 elementos e 18.556 nós. A propósito, o refinamento da malha, além de ser limitado pela capacidade de memória do computador, também foi influenciado pela utilização de elementos isoparamétricos de ordem elevada (quinze pontos nodais), o que exige um grande esforço computacional.

A malha de elementos finitos adotada neste trabalho seguiu um procedimento normal de convergência de malha, onde se adotou a malha mais grosseira sem, contudo, interferir nos resultados de deslocamentos em torno da cavidade escavada.

As análises foram efetuadas sem a utilização de elementos de junta. Dessa forma, considerou-se que no contorno da escavação não há deslocamento relativo entre os nós dos elementos de cascas e os nós dos elementos sólidos que representam o maciço. Na realidade, esses deslocamentos relativos não são nulos e, portanto, essa hipótese apenas simplifica o processamento. Entretanto, assim como apontado por FRANÇA (2006), essa hipótese não conduz a grandes discrepâncias, uma vez que boa parte dos deslocamentos na cavidade escavada ocorre antes mesmo da instalação do suporte.

Nas simulações, o melhor processador utilizado foi um microcomputador Centrino Duo com quatro núcleos de processamento, 4 Gb de memória RAM e 500 Gb de disco rígido. As análises deram-se em 17 estágios de escavação e instalação do suporte, para o caso de balanço com $\frac{1}{4}$ D, sendo em 16 estágios, para o caso de balanço com $\frac{1}{2}$ D. O tempo de processamento para cada estágio foi de aproximadamente 18 minutos, para o solo simulado como Mohr-

Coulomb, e de 42 minutos quando foi usado o modelo *Hardening Soil*. Dessa forma, as simulações duravam em torno de 5 h (Mohr-Coulomb) e 12 h (*Hardening Soil*).

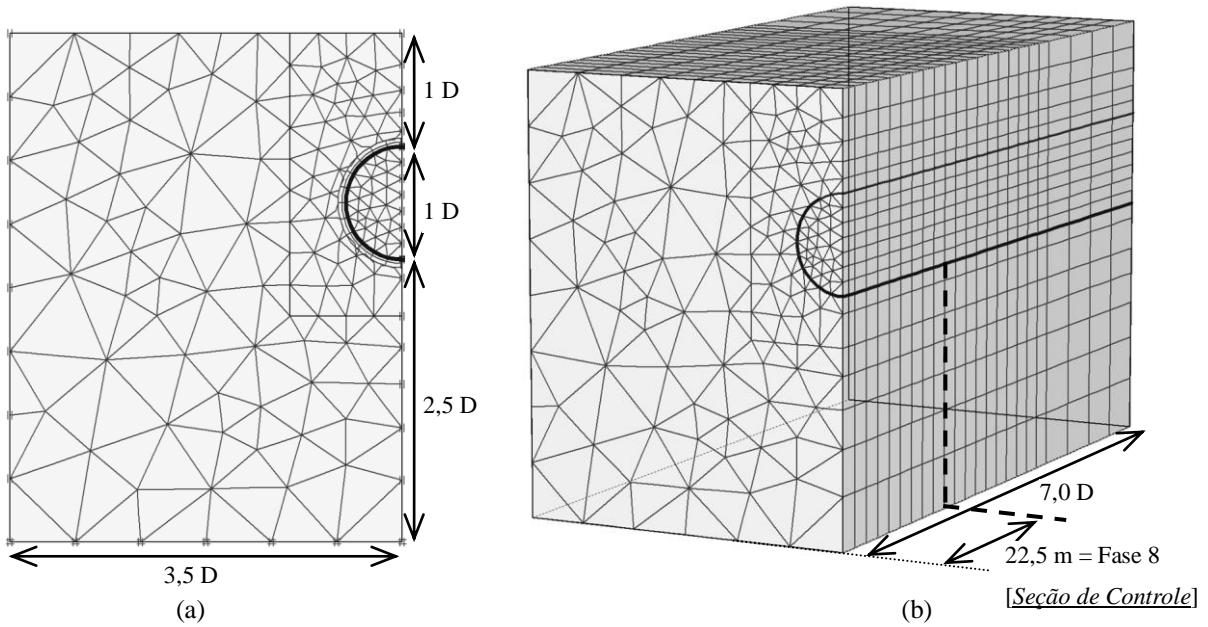


Figura 4.6. Discretização do túnel analisado: Vista frontal (a) e vista 3D (b) do túnel com cobertura de 1 D (C_1).

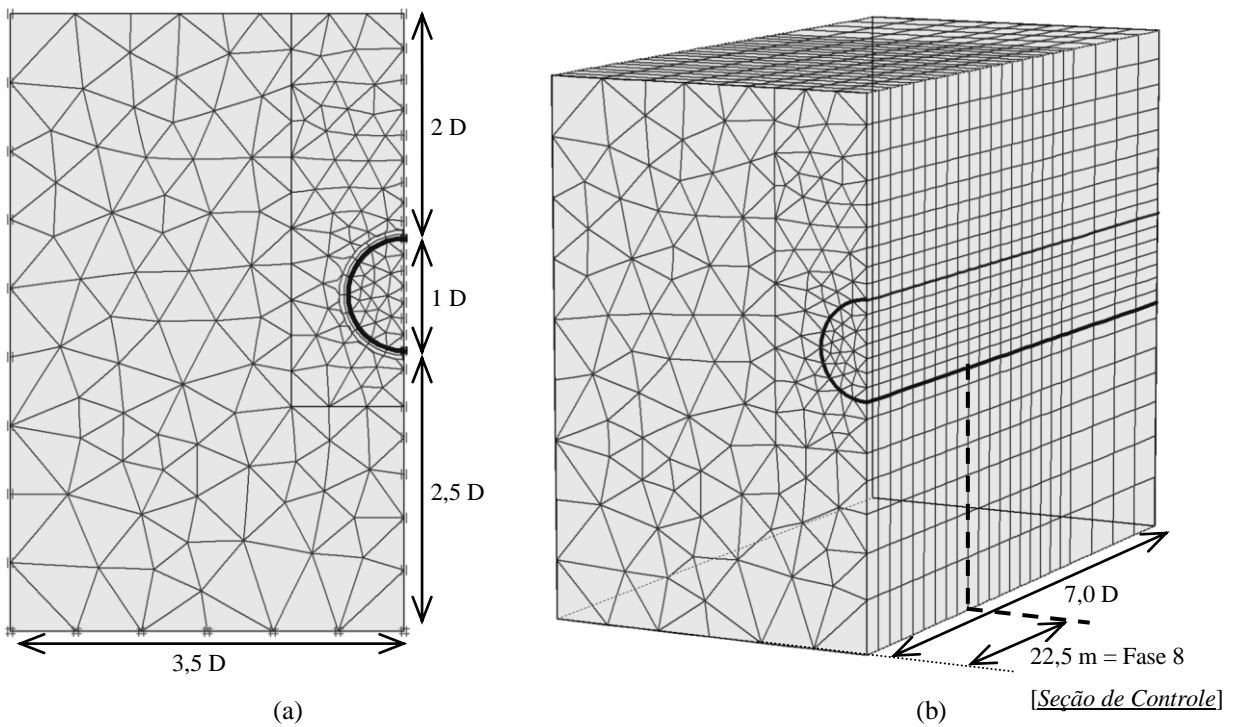


Figura 4.7. Discretização do túnel analisado: Vista frontal (a) e corte A-A (b) do túnel com cobertura de 2 D (C_2).

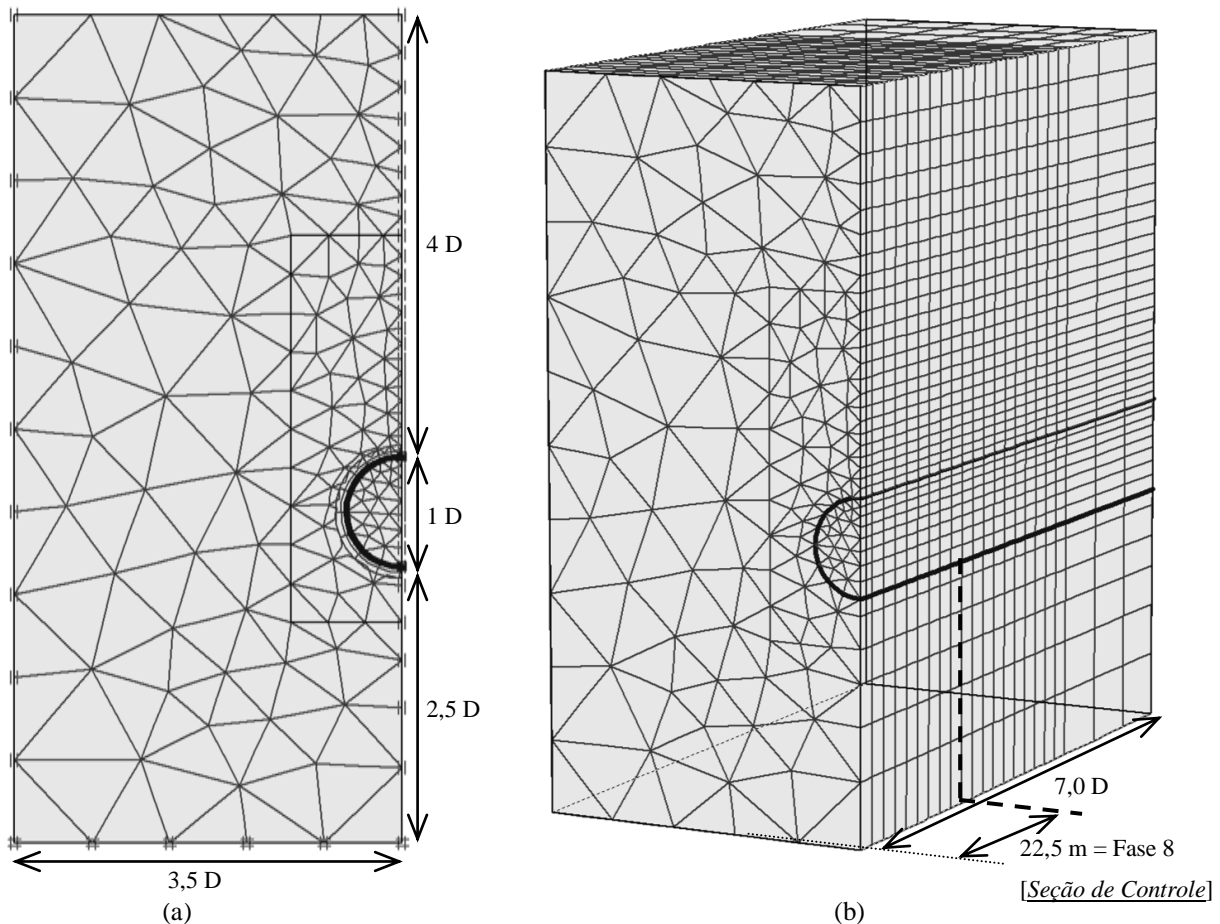


Figura 4.8. Discretização do túnel analisado: Vista frontal (a) e corte A-A (b) do túnel com cobertura de $4 D$ (C_3).

Para definir as condições de contorno do problema, foram restringidos os deslocamentos longitudinais nas seções extremas da malha, os deslocamentos horizontais perpendiculares ao eixo do túnel para a secção transversal, na fronteira lateral direita (plano de simetria) e esquerda. A fronteira lateral esquerda foi colocada a uma distância de $35,0 \text{ m}$ do eixo de simetria, a qual se mostrou suficiente para que os deslocamentos horizontais perpendiculares ao eixo do túnel fossem desprezíveis. Todos os deslocamentos foram impedidos na fronteira inferior.

4.2.5. Verificação estrutural do suporte

A flexão normal refere-se ao caso onde a seção é simétrica em relação ao plano de carregamento, ou seja, a flexão ocorre em torno de um eixo principal de inércia da seção. Uma vez que as principais solicitações da seção do anel em concreto projetado é decorrente

dos esforços momento fletor (M) e força normal (N), utiliza-se o termo Flexão Normal Composta para tais seções. Em escavações subterrâneas, considerar flexão normal para o sistema de suporte, apesar de ser comum, é uma hipótese simplificadora, devido ao efeito de face para o processo de carregamento do suporte. Entretanto, como os suportes de túneis estão submetidos, especialmente, a cargas axiais de compressão, esta hipótese não incorre em aproximação grosseira.

A seguir, será apresentado um modelo de configuração de equilíbrio limite de uma seção retangular em concreto projetado à flexão normal composta sem armadura, proposto por MELLO (2003).

4.2.5.1. Equilíbrio da seção retangular sem armadura (MELLO, 2003)

Na Figura 4.9, mostra-se o esquema de forças na seção retangular sem armadura com a utilização do diagrama retangular equivalente de tensões de compressão no concreto. Deve-se destacar que este trabalho é pioneiro na utilização do método proposto por MELLO (2003), que é o único método que proporciona uma solução analítica das equações não lineares que governam as condições de equilíbrio e de resistência da seção transversal com a utilização do diagrama retangular equivalente do concreto armado.

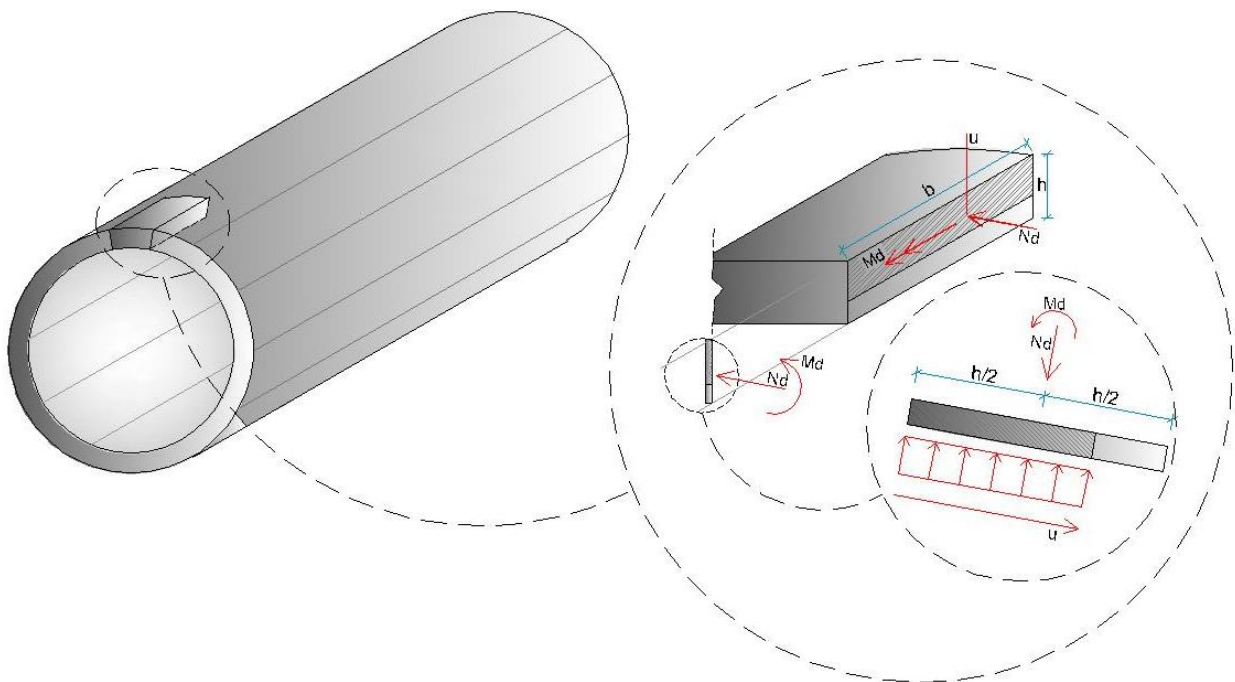


Figura 4.9. Equilíbrio da seção retangular sem armadura.

Para cada segmento de concreto projetado (anel com 2,5 m de largura), a tensão σ_{cd} é constante ao longo da largura b da seção (Fig. 4.9). Dessa forma, pode-se substituir a placa rígida que modela a seção retangular de espessura h por uma barra rígida de comprimento h . A expressão seguinte define a área comprimida de concreto:

$$A_c = b \cdot u \quad (4.11)$$

A resultante das tensões na área A_c é dada por:

$$R_c = A_c \cdot \sigma_{cd} = b \cdot u \cdot \sigma_{cd} = (b \cdot \sigma_{cd}) \cdot u \quad (4.12)$$

Como b e σ_{cd} são constantes para cada segmento, pode-se definir:

$$q = b \cdot \sigma_{cd} \quad (4.13)$$

A constante q pode ser interpretada como uma “carga parcial uniforme numa viga rígida” de comprimento h , como ilustrado na Figura 4.9. Substituindo a Eq. 4.13 em 4.12, chega-se à seguinte expressão para a resultante das tensões na área A_c :

$$R_c = q \cdot u \quad (4.14)$$

Estabelecendo a condição de equilíbrio para a barra rígida da Figura 4.9, chega-se as seguintes relações:

$$N_d = q \cdot u \quad \text{para } 0 < u \leq h \quad (4.15)$$

$$M_d = \frac{1}{2} q (h - u) u \quad (4.16)$$

Analisando a relação de equilíbrio do esforço normal (Equação 4.15), pode-se registrar que:

- A função $q \cdot u$ é a resistência que o concreto proporciona à sollicitação de cálculo N_d ;

- Tal função é linear em u e seu máximo ocorre para $u = h$, isto é, quando a seção for totalmente comprimida.

Para trabalhar com esforço normal adimensional, basta dividir cada membro da Equação 4.15 pelo valor máximo da função $q \cdot u$. Assim tem-se a expressão adimensional abaixo:

$$\frac{N_d}{q \cdot h} = \frac{q \cdot u}{q \cdot h} = \frac{u}{h} \quad (4.17)$$

Definindo então o esforço normal relativo de cálculo (v_d) e a abscissa relativa do bloco comprimido de concreto (α), respectivamente, como sendo:

$$v_d = \frac{N_d}{q \cdot h} \quad (4.18)$$

$$\frac{u}{h} = \alpha \quad (4.19)$$

A partir das Equações 4.18 e 4.19, a relação de equilíbrio (Eq. 4.17) pode ser escrita como:

$$v_d = Fv(\alpha) = \alpha \quad (4.20)$$

Onde $Fv(\alpha)$ representa a função resistente à sollicitação normal relativa de cálculo v_d .

Analisando a relação de equilíbrio dos momentos (Equação 4.16), pode-se registrar que:

- A função no segundo membro é a função de resistência que o concreto deve prover para o equilíbrio do momento fletor de cálculo M_d ;
- Tal função é uma parábola do segundo grau em u ;
- O valor máximo da sollicitação de cálculo M_d não pode ser maior que o valor máximo da função resistente (critério de resistência);
- Por derivação, o valor máximo do momento resistente ocorre para $u = \frac{h}{2}$ e vale $\frac{q \cdot h^2}{8}$.

Para trabalhar com esforço momento fletor adimensional, basta dividir cada membro da Equação 4.16 pelo valor máximo do momento resistente. Assim, tem-se a expressão adimensional abaixo:

$$\frac{M_d}{q \cdot h^2 / 8} = \frac{8 q h - u}{2 q h} \frac{u}{h} = 4(1 - \alpha)\alpha \quad (4.21)$$

Define-se então o esforço momento fletor solicitante relativo de cálculo (μ_d) como sendo:

$$\mu_d = \frac{8M_d}{q \cdot h^2} \quad (4.22)$$

A função resistente do concreto ao momento fletor relativo de cálculo μ_d é dada por:

$$\mu_d = F\mu(\alpha) = 4(1 - \alpha)\alpha \quad (4.23)$$

O contorno delimitado pelas funções Fv e $F\mu$ exprime os pontos limites das solicitações de cálculo relativas para que haja equilíbrio. As resistências limites correspondentes são denominadas resistências últimas e serão designadas por v_u e μ_u . Os limites das solicitações de cálculo ($v_d; \mu_d$) para a seção transversal sem armadura são expressos pelas condições abaixo:

$$v_d \leq v_u = \alpha \quad \text{e} \quad \mu_d \leq \mu_u = 4(1 - v_u)v_u \quad (4.24)$$

O espaço formado pelas funções Fv e $F\mu$ delimita a região estaticamente admissível ($Sv\mu$), como mostrado na Figura 4.10.

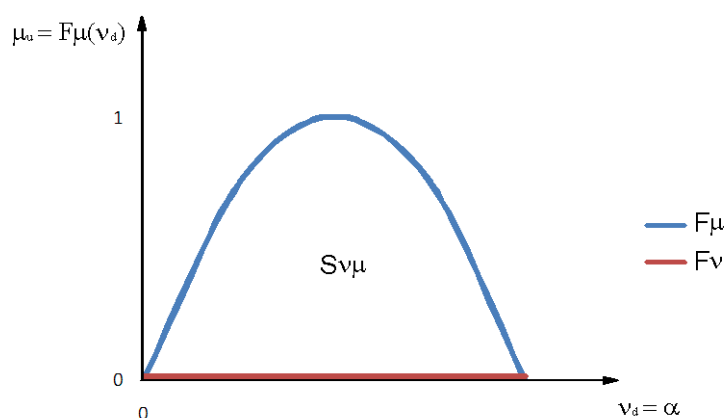


Figura 4.10. Região estaticamente admissível.

O seu uso segue o roteiro abaixo:

- dado $N_d > 0$, compressão, calcula-se v_d ;
- se $v_d \leq 1$, faz-se $v_u = \alpha = v_d$;
- caso contrário, o equilíbrio não é possível sem armadura;
- calcula-se $\mu_u = 4(1 - v_u)v_u$;
- com M_d calcula-se μ_d ;
- se $\mu_d > \mu_u$ não há possibilidade de equilíbrio sem armaduras;
- se $\mu_d = \mu_u$ tem-se o equilíbrio limite (contorno da região);
- se $\mu_d < \mu_u$ haverá equilíbrio com folga (interior da região).

No Capítulo 6, será verificado o equilíbrio das seções de concreto projetado utilizado como suporte de túneis, considerando a resistência do concreto de acordo com sua idade, segundo a proposta de CHANG (1994). Os esforços internos de cálculo atuantes no anel de suporte (M_d e N_d) foram majorados, segundo recomendação da Norma NBR 6118 (2003), para solicitações permanentes em 40%, ou seja, $\gamma_f = 1,4$. Entretanto, deve-se salientar que, em projetos de túneis, o fator de ponderação, seja dos carregamentos atuantes, seja da resistência dos materiais envolvidos, deve ser considerado em virtude das incertezas envolvidas no processo, tanto do lado da interação maciço-suporte, como do lado da resistência do maciço e do material do suporte. Essas incertezas podem ser minimizadas com o devido estudo de cada uma das variáveis envolvidas em uma obra subterrânea.

Apresentação e Discussão dos Resultados

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, serão apresentados os resultados obtidos das simulações numéricas tridimensionais de forma a analisar a influência dos fatores variados nas análises (cobertura, balanço e modelo constitutivo) no padrão de recalques em torno da cavidade escavada, no campo de tensão induzida da escavação e nos esforços mobilizados no suporte em concreto projetado.

A princípio será abordado o comportamento do maciço frente às escavações, no intuito de estudar sua resposta ao avanço da face do túnel. Dessa forma, serão apresentados e discutidos os perfis de recalque, bem como os invariantes de tensão (p) e (q), para pontos próximos à cavidade escavada, em uma seção de controle distante 22,5 m do emboque, correspondendo a 8ª fase de cálculo no programa Plaxis 3D, como definido na metodologia desse trabalho.

Por fim, serão discutidos os fatores de importante relevância para o processo de transferência de carga do maciço para o suporte, mobilizando esforços internos nas seções do suporte circular do túnel em concreto projetado. A partir desses esforços será verificado, no próximo capítulo, o equilíbrio do sistema de suporte pelo método de flexo-compressão.

5.1.1. Evolução dos deslocamentos com a escavação

A evolução dos deslocamentos com o avanço da frente de escavação será discutido para três instantes particulares: antes, durante e após a passagem da frente pela seção de controle.

Nesse caso, será avaliada a relaxação do maciço, em termos de percentual de recalques de face e finais, em pontos situados no teto do túnel (ponto A) e no arco invertido “invert” (ponto C), para os instantes descritos acima. Os deslocamentos normalizados antes da passagem da frente pela seção de controle quantificam o percentual de relaxação devido ao efeito de face (aproximação da frente de escavação). Já os deslocamentos normalizados durante a passagem da frente representam a interferência do balanço na relaxação que ocorre ao redor do túnel. Após a passagem da frente, eventualmente deve existir um residual dos deslocamentos na seção de controle. Essa análise está ilustrada na Figura 5.1.

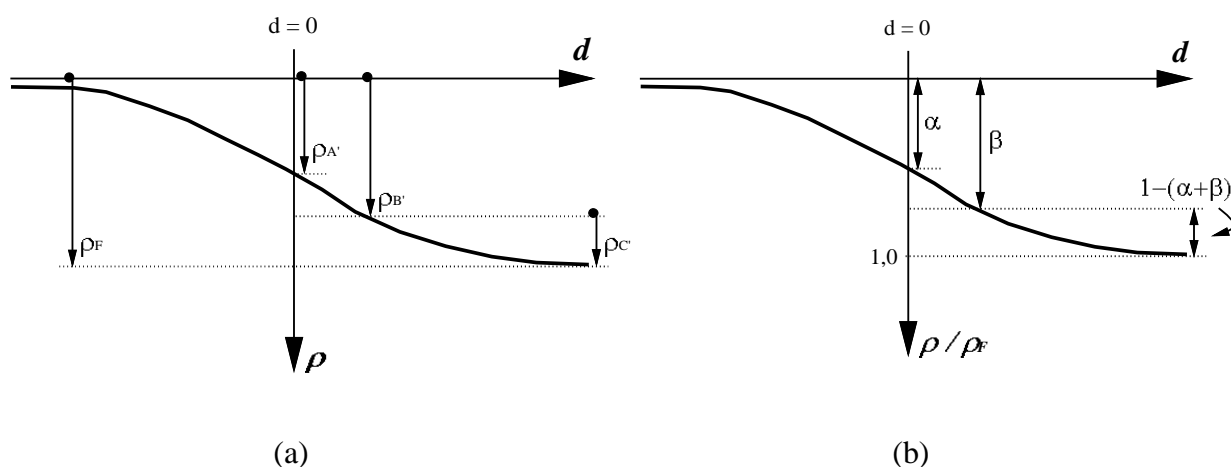


Figura 5.1. Deslocamentos absolutos (a) e normalizados (b) em instantes antes, durante e após a passagem da frente de escavação.

Os valores normalizados α e β representam o percentual de recalques no maciço que ocorre antes e durante a passagem da frente, respectivamente. Dessa forma, o valor de α representa a relaxação antes da escavação da face e o valor de β representa o efeito do balanço na relaxação do maciço, na seção de controle ora escavada e ainda sem receber suporte.

As Figuras 5.2 a 5.4 apresentam o perfil de recalque ao longo do comprimento de escavação, para pontos situados no teto (ponto A) para os casos onde o maciço foi simulado com comportamento elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. A distância $d = 0$ corresponde à seção de controle (8ª. fase de cálculo), valores negativos significam que a frente de escavação ainda não atingiu a seção de controle e valores de $d > 0$ significam que a frente de escavação já passou da seção de controle.

Os recalques mostrados nas Figuras 5.2, 5.3 e 5.4 correspondem aos casos onde o solo foi simulado com módulo de deformabilidade de 10 MPa – (MC)₁, 15 MPa – (MC)₂ e 20 MPa – (MC)₃, respectivamente. Observa-se conformidade entre os valores dos recalques e os módulos do solo, onde os solos com menor rigidez apresentaram maiores recalques de teto. Esses últimos foram também diretamente proporcionais a profundidade do túnel e ao balanço.

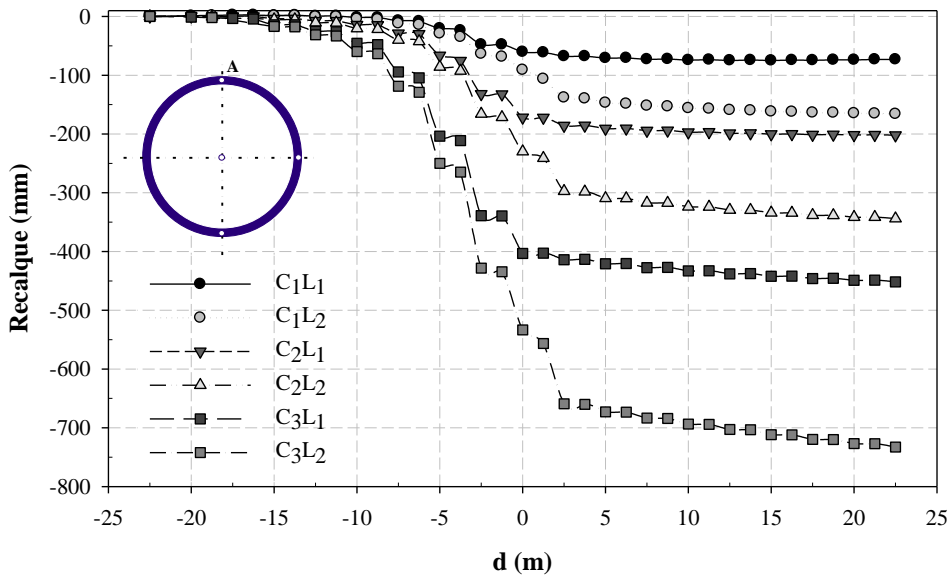


Figura 5.2. Perfil de recalque no teto (ponto A) em função da posição da face de escavação para o modelo (MC)₁.

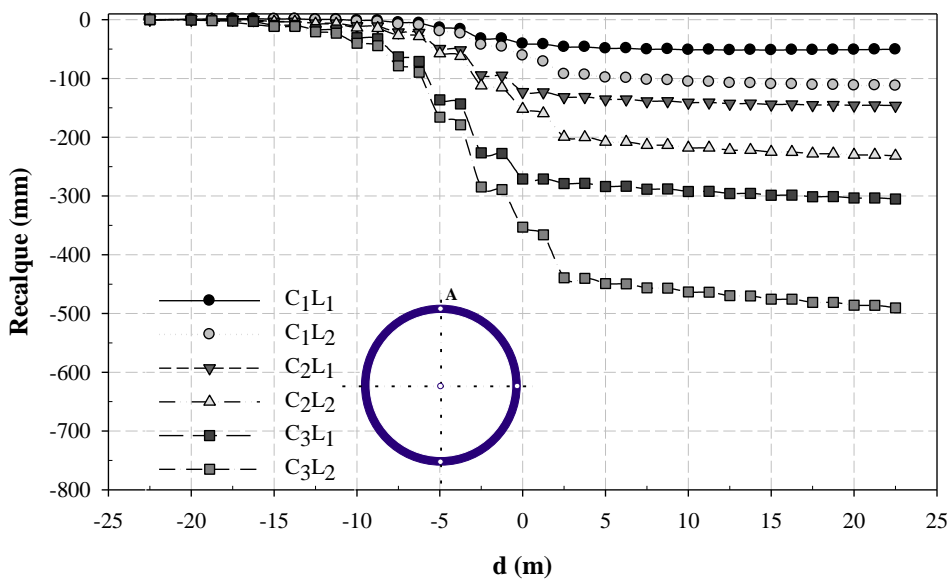


Figura 5.3. Perfil de recalque no teto (ponto A) em função da posição da face de escavação para o modelo (MC)₂.

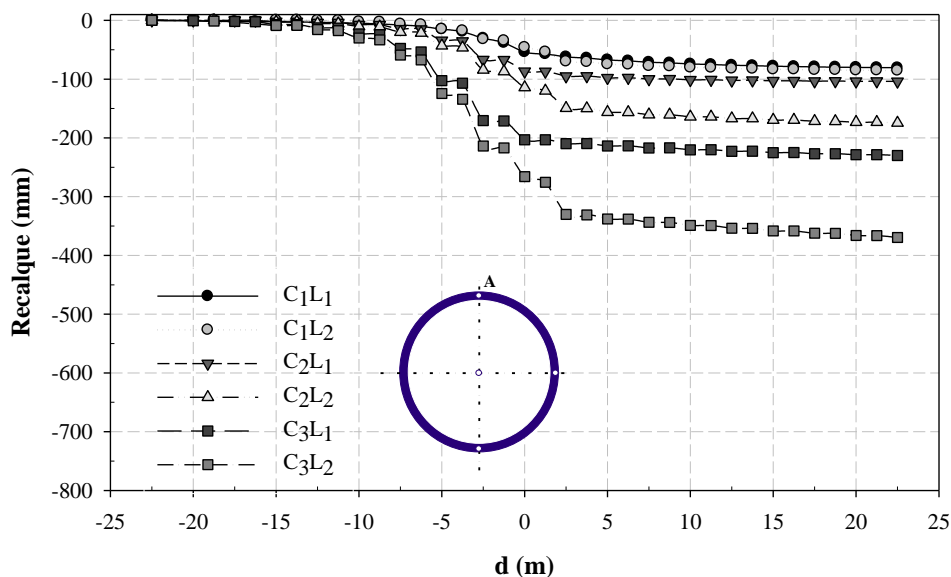


Figura 5.4. Perfil de recalque no teto (ponto A) em função da posição da face de escavação para o modelo (MC)₃.

Quanto à relaxação do maciço no ponto A (teto do túnel) observado com o avanço da frente de escavação, a Tabela 5.1 apresenta os percentuais de deslocamentos normalizados antes da passagem da frente (α) e após sua passagem (β). A partir dos valores mostrados na Tabela 5.1, pode-se perceber que o percentual de relaxação que ocorreu no teto do túnel praticamente não foi influenciado pela competência do solo, uma vez que os valores dos deslocamentos normalizados (α e β) foram similares para cada grupo de simulação. Por exemplo, para as simulações (MC)₁, (MC)₂ e (MC)₃, com balanço do túnel $L_2 = \frac{1}{2} D$, antes da seção de controle ser escavada, houve 38% de relaxação para o túnel de cobertura de 1 D, 48% para o túnel com cobertura de 2 D e para o túnel com 4 D de cobertura a relaxação foi de 58%. Para os mesmo casos, o efeito do balanço (β) foi em torno de 45%, simulação 1 D, 34% para a simulação 2 D e 28% para a simulação 4 D.

Como visto, a relaxação no teto do túnel, antes da passagem da frente foi crescente com a cobertura e, dessa forma, quando da sua passagem, o efeito do balanço foi reduzido com a profundidade do túnel. As condições de contorno foram fatores condicionantes do percentual de recalque no teto do túnel. O caso em que o efeito do balanço foi mais significativo, sendo inclusive superior ao efeito da aproximação da frente, ocorreu para o túnel mais superficial (cobertura de 1 D) com maior balanço ($L_2 = \frac{1}{2} D$). Este fato pode ser explicado pela maior mobilização da resistência ao cisalhamento do solo nas adjacências da frente de escavação, para túneis mais rasos.

Em relação aos valores absolutos dos deslocamentos no teto e no arco invertido (*invert*) do túnel, percebe-se uma aproximação na ordem de grandeza para esses dois pontos, sendo mais próximo quanto mais profundo o túnel.

Tabela 5.1. Deslocamentos normalizados no teto do túnel antes (α) e durante (β) a passagem da frente, para a seção de controle – modelos (MC):.

Teto do túnel		(MC) ₁	(MC) ₂	(MC) ₃	
COBERTURA	C ₁ = 1 D	L ₁ = ¼ D	$\alpha = 65\%$	$\alpha = 64\%$	$\alpha = 38\%$
			$\beta = 17\%$	$\beta = 19\%$	$\beta = 33\%$
	L ₂ = ½ D	$\alpha = 38\%$	$\alpha = 38\%$	$\alpha = 38\%$	
		$\beta = 45\%$	$\beta = 46\%$	$\beta = 46\%$	
	C ₂ = 2 D	L ₁ = ¼ D	$\alpha = 65\%$	$\alpha = 64\%$	$\alpha = 64\%$
			$\beta = 15\%$	$\beta = 16\%$	$\beta = 16\%$
L ₂ = ½ D		$\alpha = 48\%$	$\alpha = 48\%$	$\alpha = 48\%$	
		$\beta = 33\%$	$\beta = 34\%$	$\beta = 34\%$	
C ₃ = 4 D	L ₁ = ¼ D	$\alpha = 75\%$	$\alpha = 74\%$	$\alpha = 74\%$	
		$\beta = 11\%$	$\beta = 11\%$	$\beta = 12\%$	
	L ₂ = ½ D	$\alpha = 58\%$	$\alpha = 58\%$	$\alpha = 58\%$	
		$\beta = 27\%$	$\beta = 28\%$	$\beta = 28\%$	

As Figuras 5.5 a 5.7 apresentam o perfil de recalque ao longo do comprimento de escavação, para pontos situados no arco invertido “*invert*” (ponto C) para os casos onde o maciço foi simulado como Mohr-Coulomb.

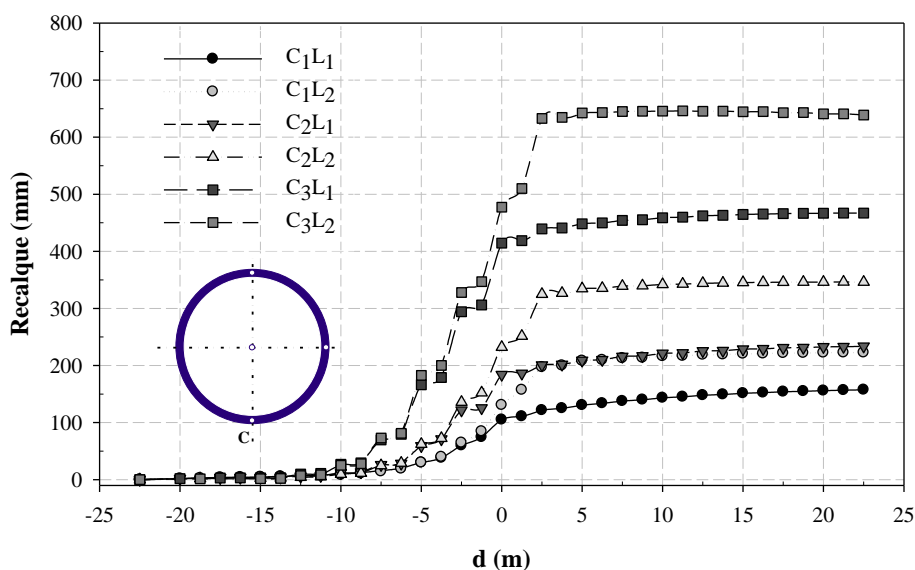


Figura 5.5. Perfil de recalque no arco invertido (*invert*), ponto C, em função da posição da face de escavação para o modelo (MC)₁.

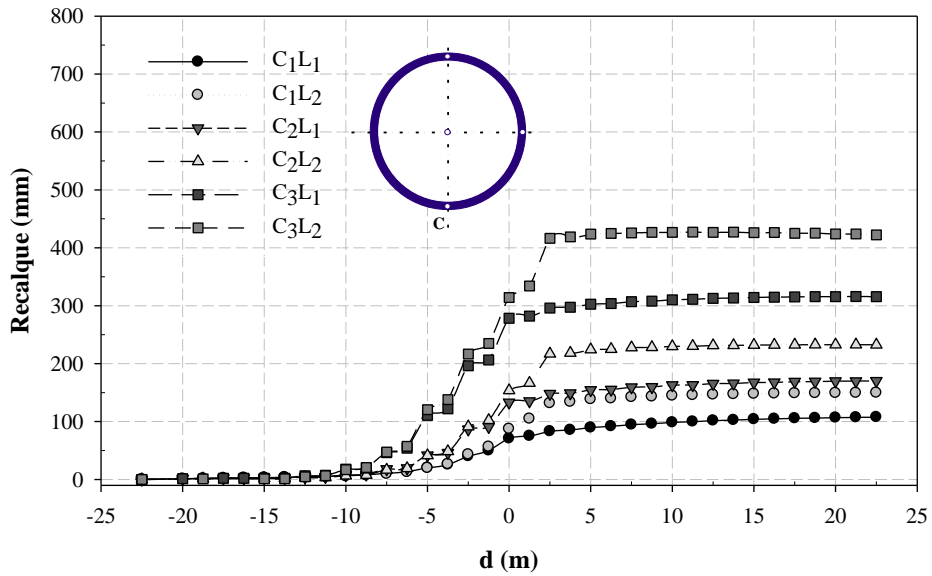


Figura 5.6. Perfil de recalque no arco invertido (*invert*), ponto C, em função da posição da face de escavação para o modelo (MC)₂.

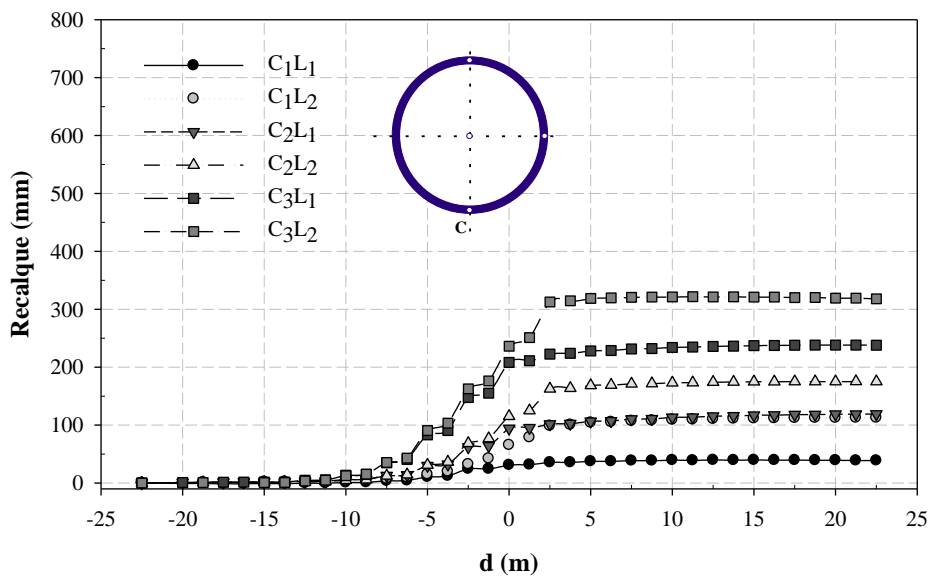


Figura 5.7. Perfil de recalque no arco invertido (*invert*), ponto C, em função da posição da face de escavação para o modelo (MC)₃.

Como pode ser observado, independe do balanço do túnel, os deslocamentos no teto e arco invertido (*invert*) foram tão maiores quanto mais profundo for o túnel. Os deslocamentos no arco invertido (*invert*) são superiores aos deslocamentos no teto para a grande maioria das simulações. Esse resultado é observado em virtude do modelo constitutivo para o solo não fazer distinção entre zonas de carregamento e de descarregamento. Logo, como no arco invertido (*invert*) o nível de tensão geostática é maior que no teto do túnel, os deslocamentos naquela região serão superiores.

Os valores de percentual de recalque no ponto C (arco invertido do túnel “invert”) observada com o avanço da frente de escavação estão apresentados na Tabela 5.2. Assim como ocorreu para o teto do túnel, a relaxação no arco invertido do túnel (*invert*) não foi influenciada pelo módulo de deformabilidade do solo, sendo função apenas das condições de contorno da escavação (cobertura e balanço).

Comparando os percentuais de recalque obtidos para o arco invertido (*invert*) do túnel com os obtidos para o teto, percebe-se uma maior recalque no teto do túnel, chegando a ser mais que o dobro dos valores observados para o arco invertido (*invert*), exceto no caso dos túneis com cobertura de 4 D e balanço de ½ D.

Tabela 5.2. Deslocamentos normalizados no arco invertido (*invert*) do túnel antes (α) e durante (β) a passagem da frente, para a seção de controle – modelos (MC)_i.

Arco invertido (<i>invert</i>)			(MC) ₁	(MC) ₂	(MC) ₃	
COBERTURA	C ₁ = 1 D	L ₁ = ¼ D	$\alpha = 38\%$	$\alpha = 37\%$	$\alpha = 63\%$	
			$\beta = 33\%$	$\beta = 34\%$	$\beta = 20\%$	
		L ₂ = ½ D	$\alpha = 29\%$	$\alpha = 29\%$	$\alpha = 29\%$	
			$\beta = 41\%$	$\beta = 42\%$	$\beta = 42\%$	
		C ₂ = 2 D	L ₁ = ¼ D	$\alpha = 52\%$	$\alpha = 51\%$	$\alpha = 52\%$
				$\beta = 21\%$	$\beta = 22\%$	$\beta = 21\%$
	L ₂ = ½ D		$\alpha = 39\%$	$\alpha = 39\%$	$\alpha = 39\%$	
			$\beta = 33\%$	$\beta = 34\%$	$\beta = 34\%$	
	C ₃ = 4 D		L ₁ = ¼ D	$\alpha = 63\%$	$\alpha = 62\%$	$\alpha = 62\%$
				$\beta = 11\%$	$\beta = 12\%$	$\beta = 12\%$
		L ₂ = ½ D	$\alpha = 51\%$	$\alpha = 51\%$	$\alpha = 51\%$	
			$\beta = 25\%$	$\beta = 26\%$	$\beta = 26\%$	

As Figuras 5.8 a 5.10 apresentam o perfil de recalque no teto do túnel (ponto A) para as simulações com o maciço de comportamento elastoplástico *Hardening Soil*. Os resultados indicam um campo de deslocamento crescente para túneis mais profundos e com maior balanço entre o suporte e a face de escavação.

Assim como observado para as simulações com solo modelado como material de comportamento Mohr-Coulomb, o percentual de recalque observado no teto do túnel para os casos modelados como *Hardening Soil* não foi influenciado pelo módulo de deformabilidade do solo, como pode ser observado na Tabela 5.3.

Entretanto, o efeito de face (α) apresentou baixa dispersão dos percentuais de recalque em função da cobertura, podendo-se arriscar que, para o caso do maciço simulado como um material de comportamento *Hardening Soil*, a cobertura não teve grande influência na relaxação para o teto do túnel. Para as escavações com balanço $L_1 = \frac{1}{4} D$, a relaxação variou entre 62 e 72% (desvio padrão de 3,6%) e para o balanço $L_2 = \frac{1}{2} D$, a relaxação variou entre 43 e 58% (desvio padrão de 4,6%). O efeito do balanço (β) foi mais significativo para os casos de maior balanço (L_2), tendo seu valor mais significativo no túnel mais raso (cobertura de 1 D), assim como apontado para o caso da simulação com o Mohr-Coulomb – (MC) $_i$ C $_1$ L $_2$.

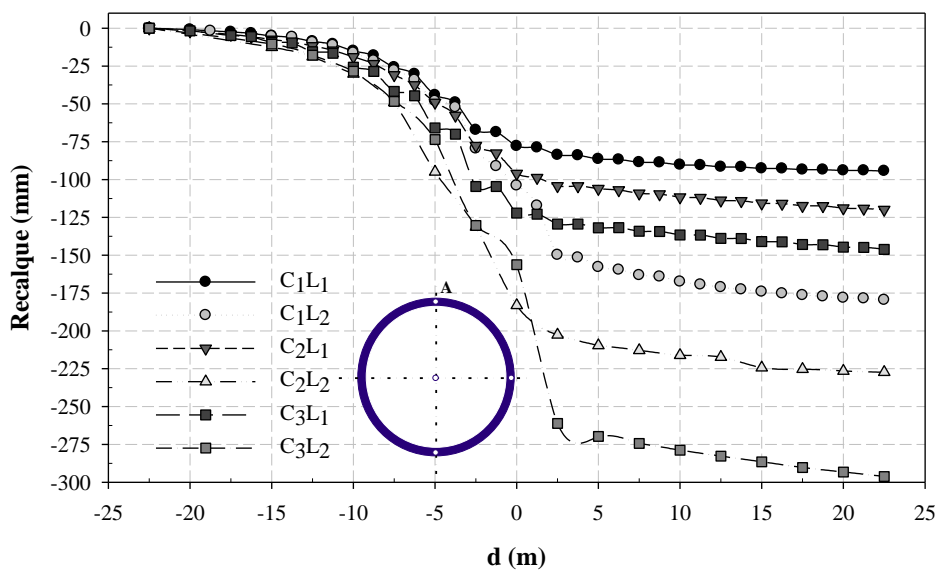


Figura 5.8. Perfil de recalque no teto (ponto A) em função da posição da face de escavação para o modelo (HS) $_1$.

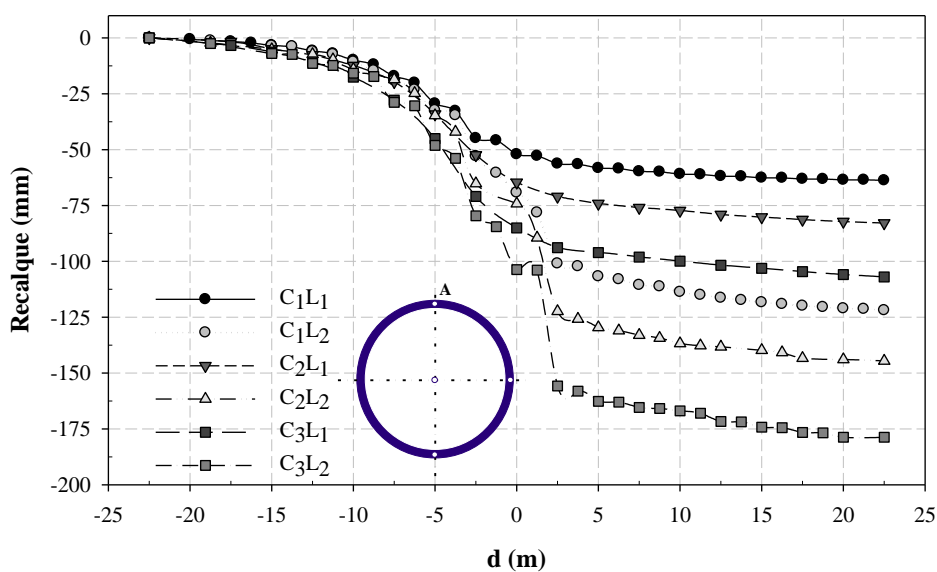


Figura 5.9. Perfil de recalque no teto (ponto A) em função da posição da face de escavação para o modelo (HS) $_2$.

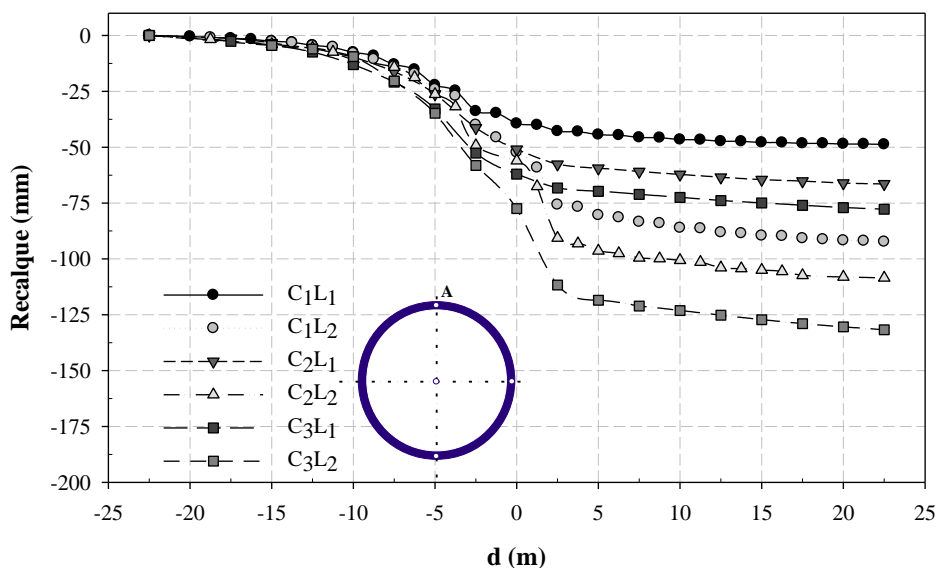


Figura 5.10. Perfil de recalque no teto (ponto A) em função da posição da face de escavação para o modelo (HS)₃.

Tabela 5.3. Deslocamentos normalizados no teto do túnel antes (α) e durante (β) a passagem da frente, para a seção de controle – modelos (HS)_i.

Teto do túnel		(HS) ₁	(HS) ₂	(HS) ₃	
COBERTURA	C ₁ = 1 D	L ₁ = ¼ D	$\alpha = 71\%$ $\beta = 18\%$	$\alpha = 70\%$ $\beta = 18\%$	$\alpha = 70\%$ $\beta = 19\%$
		L ₂ = ½ D	$\alpha = 44\%$ $\beta = 42\%$	$\alpha = 43\%$ $\beta = 43\%$	$\alpha = 43\%$ $\beta = 43\%$
	C ₂ = 2 D	L ₁ = ¼ D	$\alpha = 65\%$ $\beta = 20\%$	$\alpha = 63\%$ $\beta = 22\%$	$\alpha = 62\%$ $\beta = 23\%$
		L ₂ = ½ D	$\alpha = 58\%$ $\beta = 19\%$	$\alpha = 45\%$ $\beta = 49\%$	$\alpha = 45\%$ $\beta = 48\%$
	C ₃ = 4 D	L ₁ = ¼ D	$\alpha = 72\%$ $\beta = 16\%$	$\alpha = 66\%$ $\beta = 20\%$	$\alpha = 68\%$ $\beta = 20\%$
		L ₂ = ½ D	$\alpha = 44\%$ $\beta = 47\%$	$\alpha = 45\%$ $\beta = 42\%$	$\alpha = 44\%$ $\beta = 41\%$

As Figuras 5.11 a 5.13 apresentam o perfil de recalque no arco invertido “invert” (ponto C) do túnel, para as simulações com o maciço de comportamento elastoplástico *Hardening Soil*. Ao contrário da tendência verificada nas simulações segundo o modelo Mohr-Coulomb, os deslocamentos obtidos no teto do túnel para o modelo *Hardening Soil* foram em torno de três vezes superiores aos do arco invertido (*invert*), sugerindo serem estes pontos zonas distintas de carregamento e descarregamento, assim como apontado por FRANÇA (2006) em suas análises numéricas.

A explicação para o apontado acima se baseia na formulação dos modelos Mohr-Coulomb e *Hardening Soil*. No primeiro, as tensões se relacionam com as deformações por meio de um único módulo de deformação (E_{50}), não fazendo distinção entre carregamento e descarregamento. No segundo modelo, essa distinção é feita por meio de módulos distintos para carregamento (E_{50}) e descarregamento ($E_{ur} = 3E_{50}$). Dessa forma, como a expectativa é de descarregamento no teto do túnel, nesta zona, podem-se esperar deslocamentos em torno de três vezes superiores aos do arco invertido (*invert*).

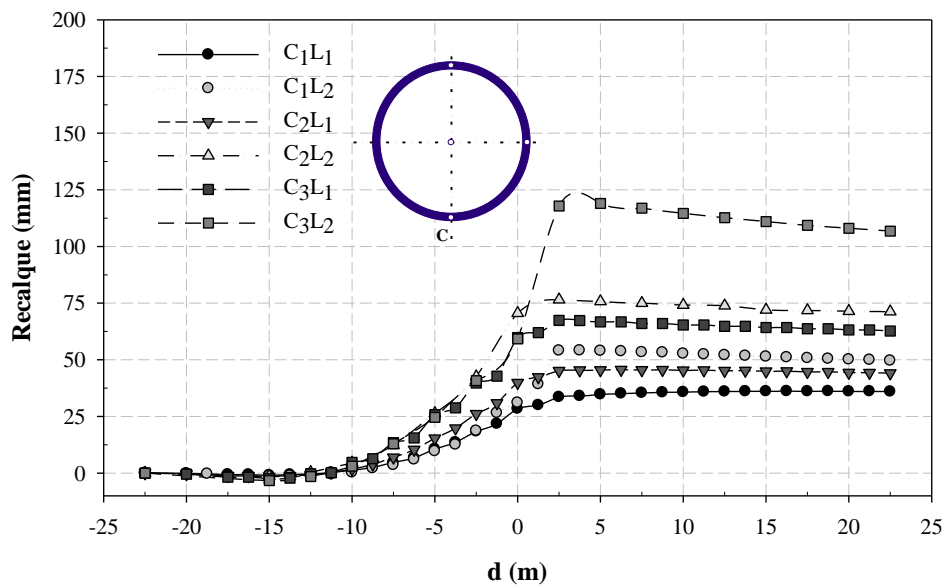


Figura 5.11. Perfil de recalque no arco invertido (*invert*), ponto C, em função da posição da face de escavação para o modelo $(HS)_1$.

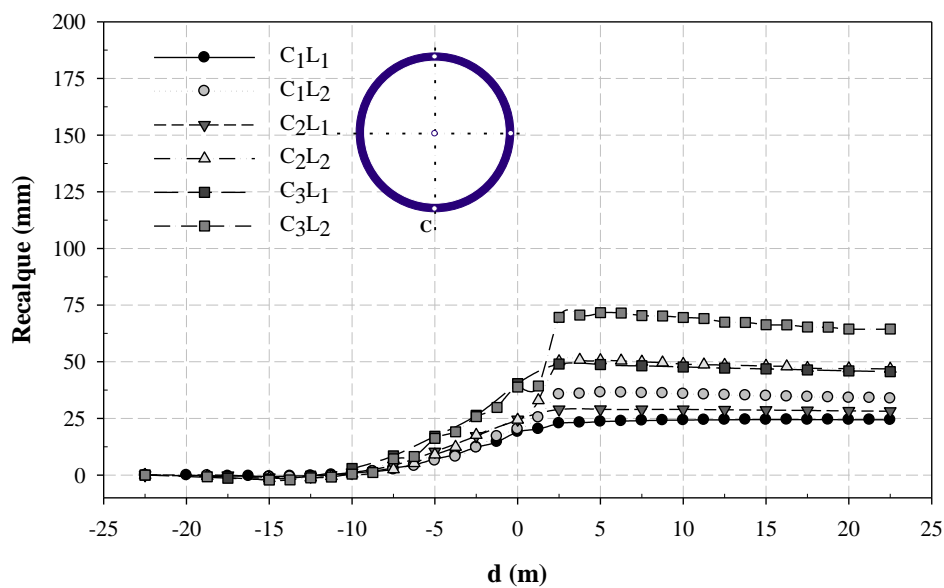


Figura 5.12. Perfil de recalque no arco invertido (*invert*), ponto C, em função da posição da face de escavação para o modelo $(HS)_2$.

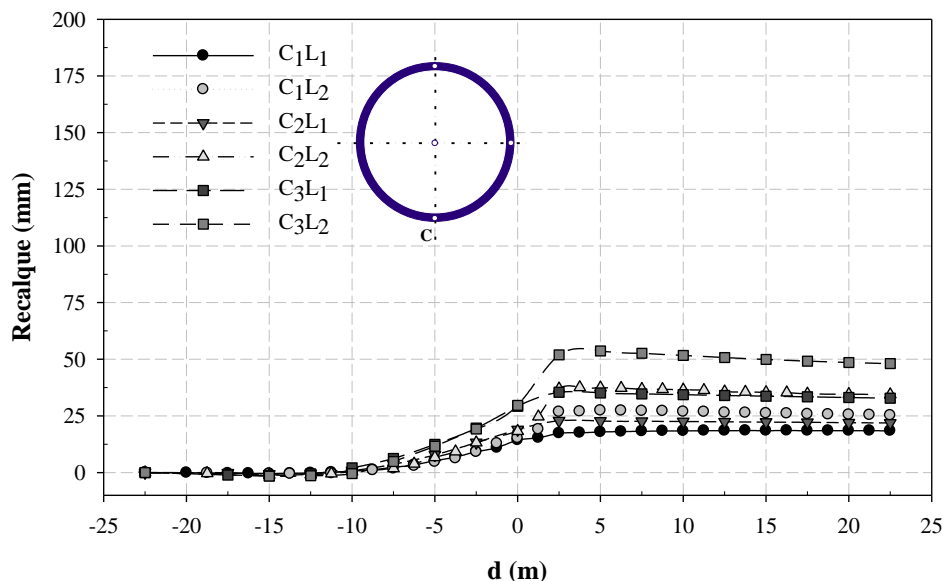


Figura 5.13. Perfil de recalque no arco invertido (*invert*), ponto C, em função da posição da face de escavação para o modelo (HS)₃.

A Tabela 5.4 apresenta os deslocamentos normalizados no arco invertido do túnel (*invert*) para o solo modelado com o *Hardening Soil*.

Tabela 5.4. Deslocamentos normalizados no arco invertido (*invert*) do túnel antes (α) e durante (β) a passagem da frente, para a seção de controle – modelos (HS)_i.

Arco invertido (<i>invert</i>)			(HS) ₁	(HS) ₂	(HS) ₃
COBERTURA	C ₁ = 1 D	L ₁ = ¼ D	$\alpha = 51\%$	$\alpha = 50\%$	$\alpha = 50\%$
			$\beta = 21\%$	$\beta = 22\%$	$\beta = 22\%$
	C ₂ = 2 D	L ₂ = ½ D	$\alpha = 38\%$	$\alpha = 36\%$	$\alpha = 36\%$
			$\beta = 38\%$	$\beta = 40\%$	$\beta = 40\%$
	C ₃ = 4 D	L ₁ = ¼ D	$\alpha = 59\%$	$\alpha = 61\%$	$\alpha = 60\%$
			$\beta = 10\%$	$\beta = 13\%$	$\beta = 13\%$
L ₂ = ½ D		$\alpha = 60\%$	$\alpha = 38\%$	$\alpha = 38\%$	
		$\beta = 01\%$	$\beta = 48\%$	$\beta = 47\%$	
BALANÇO	L ₁ = ¼ D	$\alpha = 63,4\%$	$\alpha = 58\%$	$\alpha = 60\%$	
		$\beta = 5\%$	$\beta = 12\%$	$\beta = 11\%$	
BALANÇO	L ₂ = ½ D	$\alpha = 38\%$	$\alpha = 40\%$	$\alpha = 40\%$	
		$\beta = 44\%$	$\beta = 40\%$	$\beta = 38\%$	

Os percentuais de relaxação, segundo os deslocamentos normalizados no arco invertido (*invert*) do túnel, apresentados na Tabela 5.4, são até 40% inferiores aos obtidos para o teto do túnel.

Repetindo o ocorrido no teto do túnel, o efeito de face (α) apresentou baixa dispersão dos percentuais de recalque em função da cobertura. Para as escavações com balanço $L_1 = \frac{1}{4} D$, os percentuais de recalque variaram entre 37 e 63% (desvio padrão de 10,7%) e para o balanço $L_2 = \frac{1}{2} D$, a variação ficou entre 29 e 39% (desvio padrão de 6,2%). O efeito do balanço (β) foi mais significativo para os casos de maior balanço (L_2).

Os resultados anteriores demonstram a necessidade de lançar mão de análise numérica tridimensional para o estudo das escavações subterrâneas, devido ao efeito de face que ocorre na frente de escavação. Esse efeito promove a mudança na estrutura do maciço, em seções ainda não escavadas. Nas simulações feitas, os resultados apontaram a interferência da face de escavação a distâncias superiores a dois diâmetros, dependendo da cobertura do túnel, do balanço e do modelo utilizado, onde se verificou para alguns casos que o comprimento de escavação não foi suficiente para estabilizar os deslocamentos no teto da cavidade escavada.

Ainda em relação aos resultados dos deslocamentos verticais ao redor da cavidade escavada, estes apontam para valores de percentual de recalque distintos para pontos distintos da abertura. Dessa forma, em análises bidimensionais é errôneo considerar um fator de relaxação único para todos os pontos da abertura, sendo inclusive necessário considerar o balanço do túnel para definir o percentual de relaxação para as tensões.

As Figuras 5.14 a 5.16 apresentam o perfil de recalque em seções distantes 10 m adiante (+) e atrás (-) da seção controle, para as simulações com o modelo Mohr-Coulomb nos túneis escavados com balanço $L_1 = \frac{1}{4} D$.

É nítida a influência da cobertura no padrão de recalque atrás e a frente da seção de controle. Pode-se perceber nas Figuras 5.14 (túnel com 1 D de cobertura), 5.15 (túnel com 2 D de cobertura) e 5.16 (túnel com 4 D de cobertura) que os túneis mais profundos apresentaram maiores deslocamentos verticais nas seções analisadas, sendo maiores para os maciços com menor módulo de deformabilidade.

Os recalques em seções acima da geratriz superior do túnel até a superfície são diretamente relacionados ao estado de tensão inicial do maciço, sendo maiores quando submetidos a tensões geostáticas maiores. A resposta do maciço à perturbação causada pela abertura do túnel será função de sua competência em estabilizar os carregamentos mobilizados com a escavação, fato verificado para os maciços com maior módulo de deformabilidade.

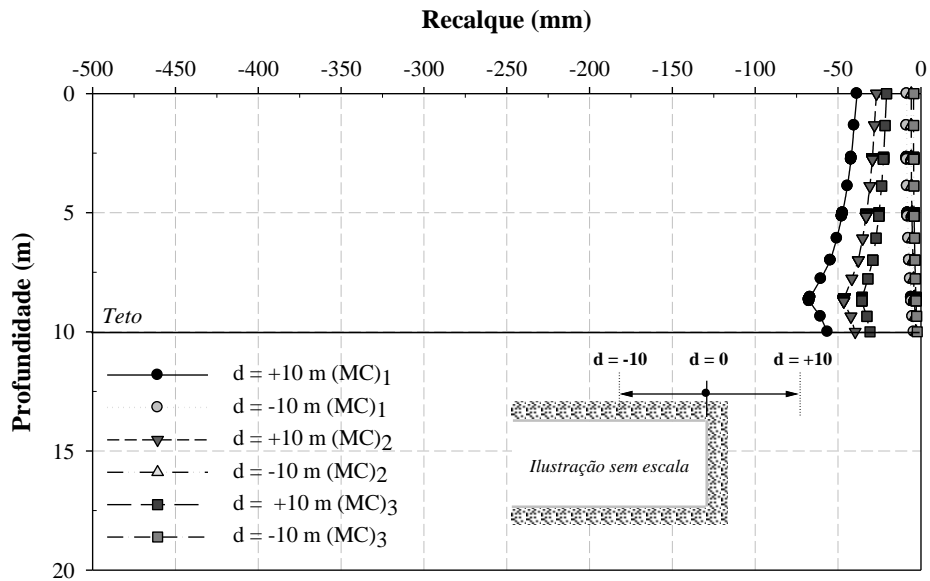


Figura 5.14. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr-Coulomb – simulação (MC)₁C₁L₁.

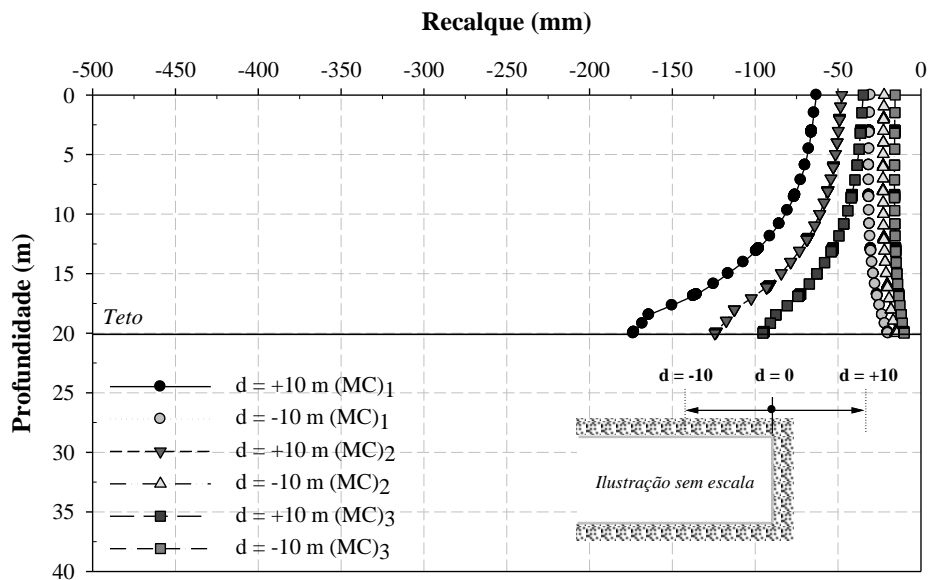


Figura 5.15. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr-Coulomb – simulação (MC)₂C₂L₁.

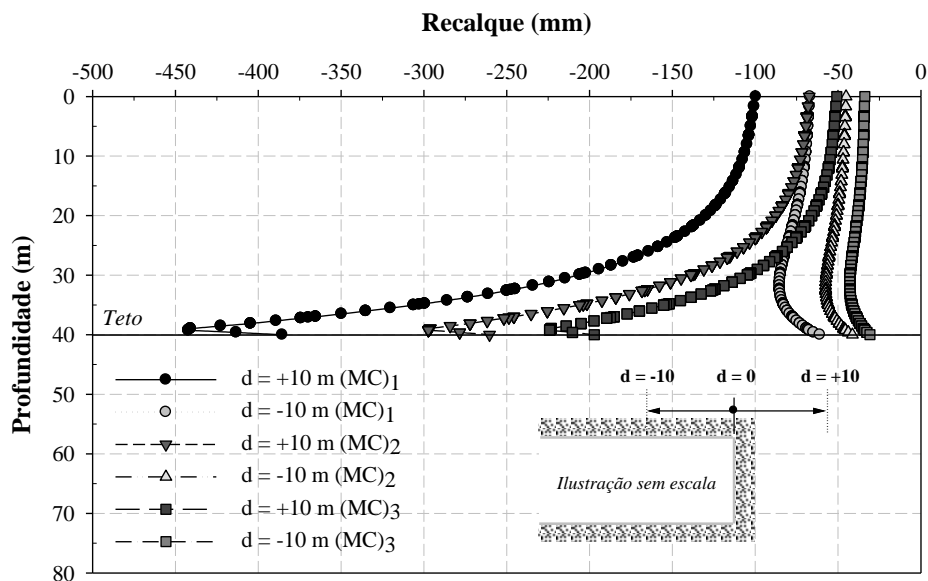


Figura 5.16. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr-Coulomb – simulação (MC)₁C₃L₁.

As Figuras 5.17 a 5.19 apresentam o perfil de recalque em seções distantes 10 m adiante (+) e atrás (-) da seção de controle, para as simulações com o modelo Mohr-Coulomb nos túneis escavados com balanço $L_2 = \frac{1}{2} D$.

Com o aumento do balanço, de $\frac{1}{4} D$ para $\frac{1}{2} D$, verificou-se também aumento dos recalques com a profundidade. A Figura 5.17 apresenta os recalques nas seções adiante (+) e atrás (-) da seção de controle, para o túnel com cobertura de $1D$ e balanço de $\frac{1}{2} D$ (C₁L₂). Em comparação com os resultados obtidos no caso de balanço $L_1 = \frac{1}{4} D$ (Fig. 5.14), nota-se um aumento dos recalques para as simulações com maior balanço. Fato esse também verificado para as Figuras 5.18 (túnel com $2 D$ de cobertura) e 5.19 (túnel com $4 D$ de cobertura).

O efeito do balanço, apontado acima no padrão de recalque em torno da frente de escavação, pode ser explicado pela maior mobilização da resistência ao cisalhamento do solo, nos casos onde há um maior comprimento livre entre a frente de escavação e a seção com suporte (balanço).

A necessidade prática de aumentar a velocidade de escavação de um túnel pelo processo *NATM* sem, contudo, causar perturbações ao redor da cavidade escavada de forma a gerar instabilidades, é comumente viabilizada pela parcialização da seção de escavação, podendo inclusive possibilitar o aumento do balanço do túnel.

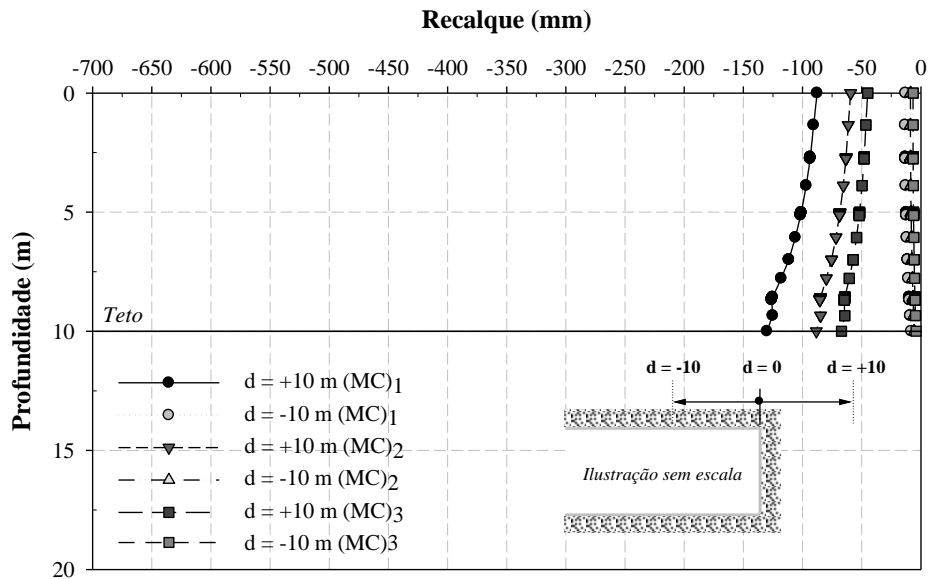


Figura 5.17. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr-Coulomb – simulação (MC)_iC₁L₂.

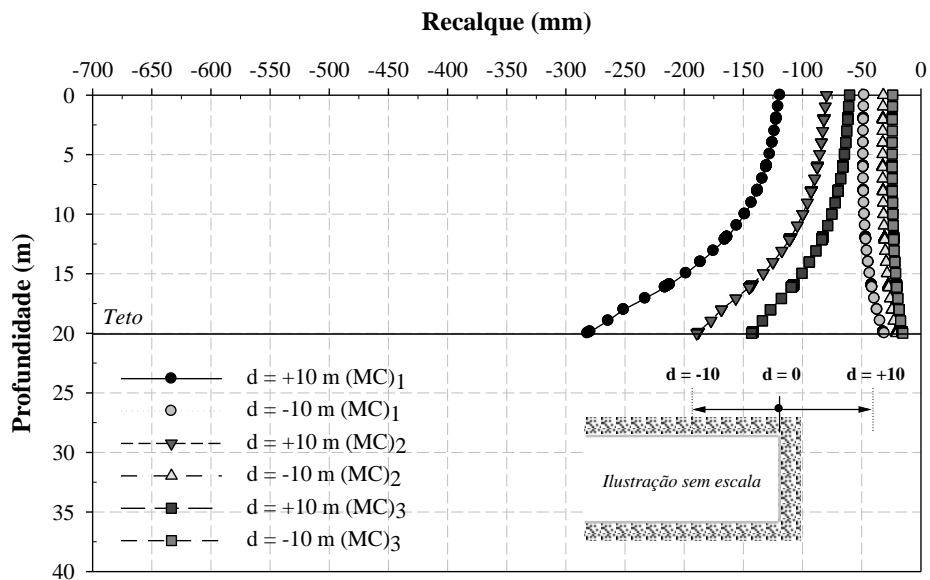


Figura 5.18. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr-Coulomb – simulação (MC)_iC₂L₂.

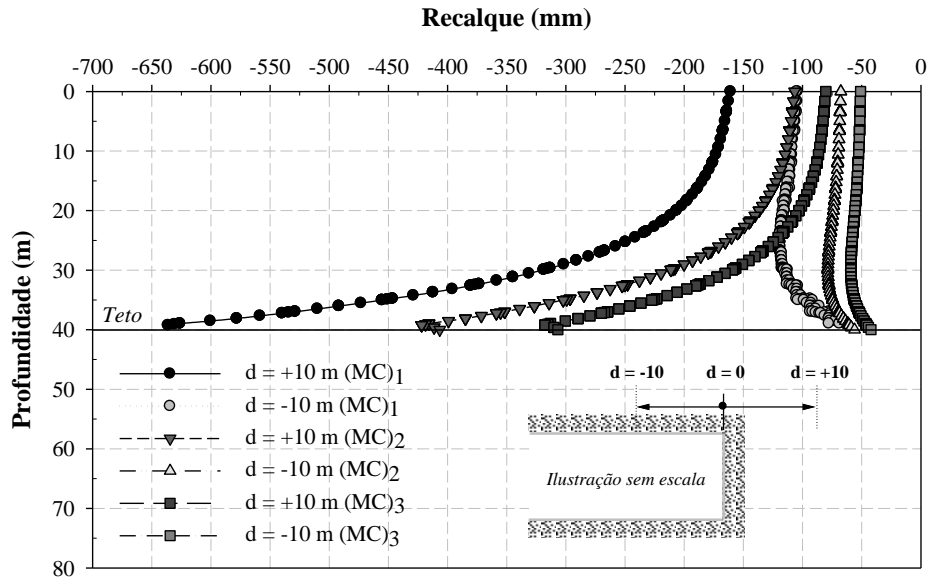


Figura 5.19. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr-Coulomb – simulação (MC)₃L₂.

As Figuras 5.20 a 5.22 apresentam o perfil de recalque em seções distantes 10 m adiante (+) e atrás (-) da seção controle, para as simulações com o modelo *Hardening Soil* nos túneis escavados com balanço $L_1 = \frac{1}{4} D$.

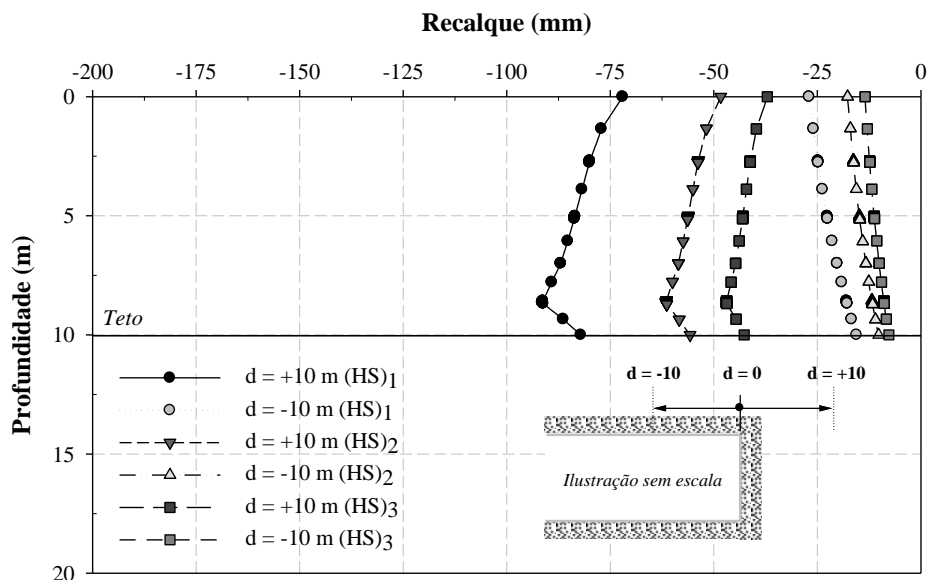


Figura 5.20. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo *Hardening Soil* – simulação (HS)₁L₁.

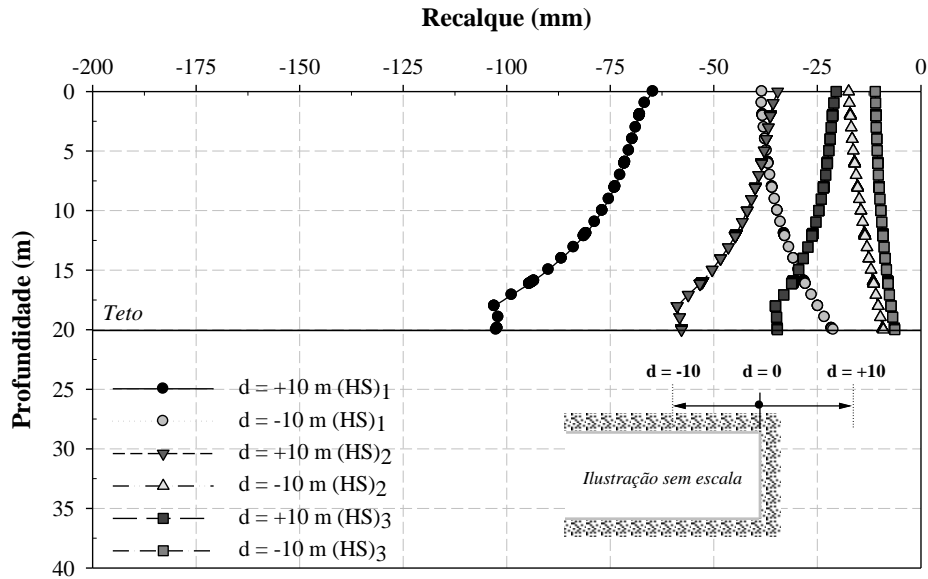


Figura 5.21. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo *Hardening Soil* – simulação (HS)_{C2L1}.

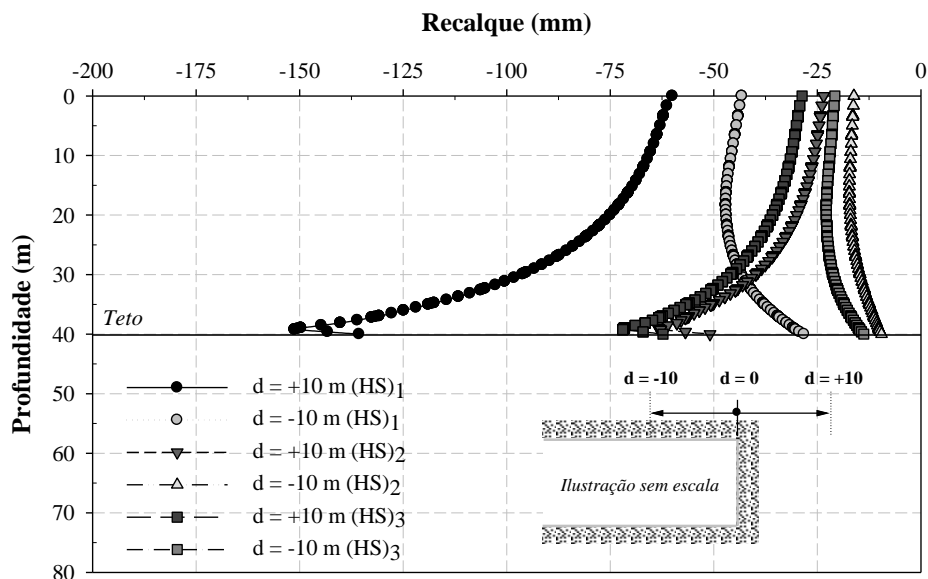


Figura 5.22. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo *Hardening Soil* – simulação (HS)_{C3L1}.

Como se observa, nas Figuras 5.20 a 5.22, os deslocamentos verticais atrás da frente de escavação ($d = +10$ m) invariavelmente aumentam com a profundidade, independente da cobertura, do balanço ou do modelo utilizado. Essa constatação pode está associada ao fato de que atrás da frente de escavação, o maciço acima do túnel está sujeito, predominantemente, a movimento de corpo rígido. Já no caso dos deslocamentos verticais adiante da frente de

escavação ($d = -10$ m), praticamente não houve alteração com a profundidade no caso do modelo Mohr-Coulomb, sendo que para o modelo *Hardening Soil* ocorreu um decréscimo dos deslocamentos verticais da superfície até o teto do túnel. Resultados similares foram encontrados para as simulações com o modelo *Hardening Soil* nos túneis escavados com balanço $L_2 = \frac{1}{2} D$ (Fig. 5.23 a 5.25).

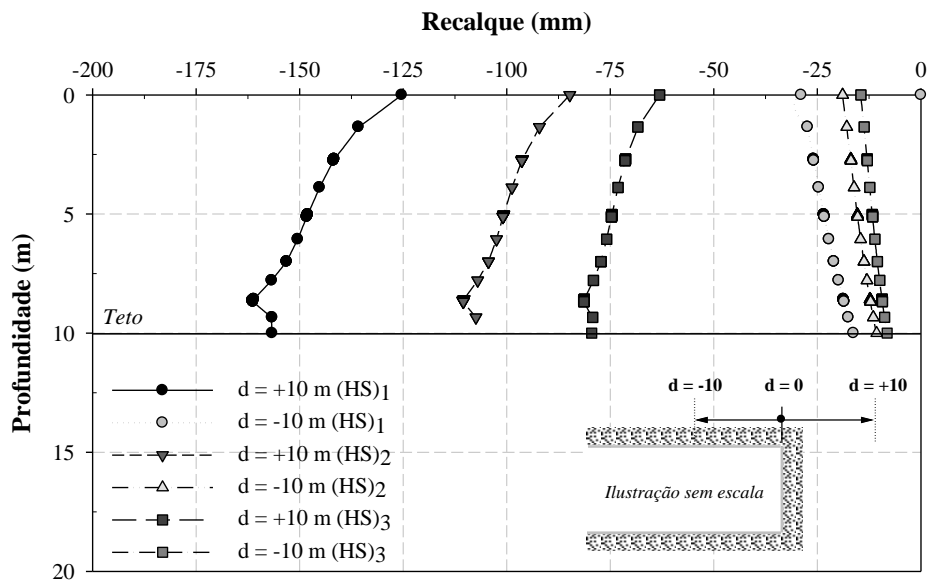


Figura 5.23. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo *Hardening Soil* – simulação (HS)₁C₁L₂.

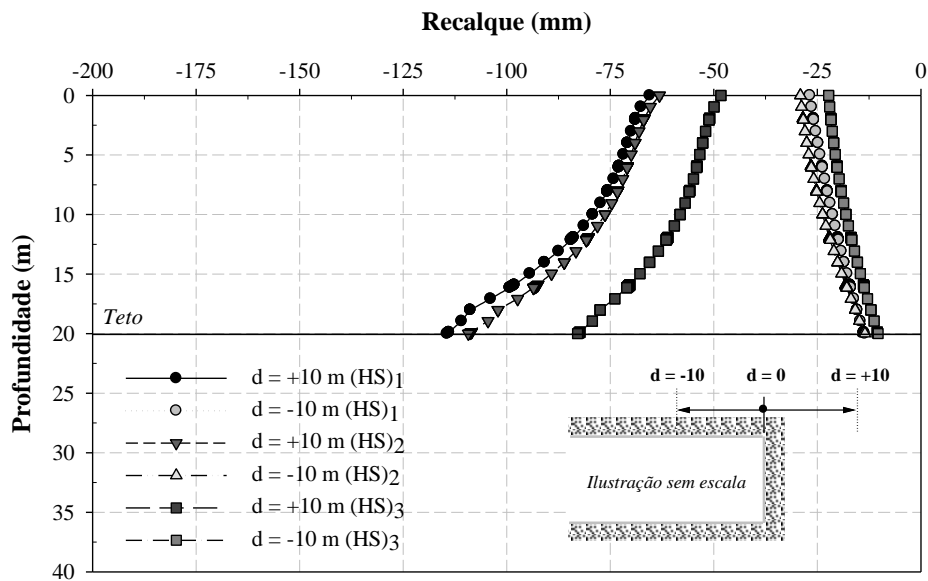


Figura 5.24. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo *Hardening Soil* – simulação (HS)₂C₂L₂.

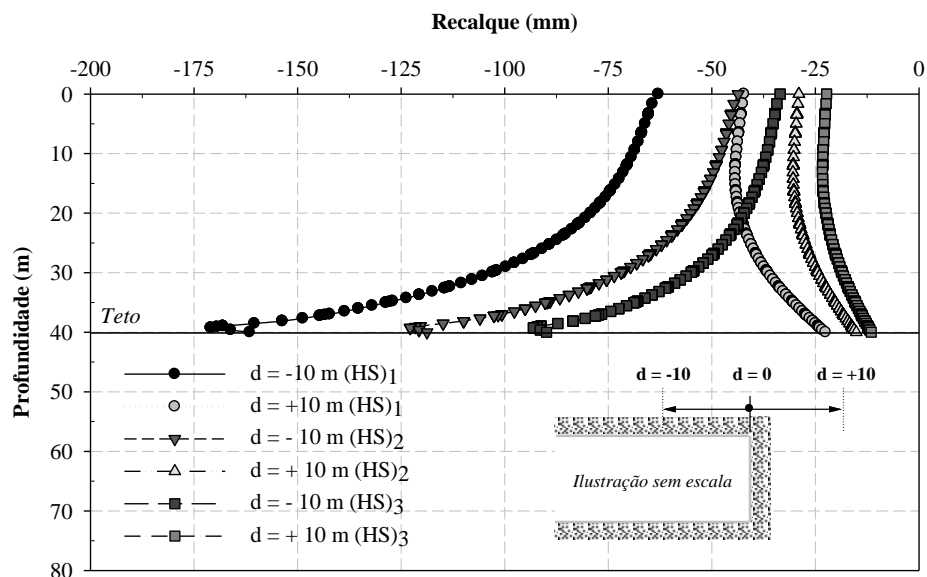


Figura 5.25. Perfil de recalque acima da cavidade, no eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo *Hardening Soil* – simulação (HS)₃L₂.

Resultados numéricos similares foram encontrados por MARQUES (2006) para seções do túnel de Brasília, com cobertura de 11,2 m e FRANÇA (2006) para seções no túnel Paraíso em São Paulo, com cobertura de 7,6 m. Este último autor atribuiu para os deslocamentos superiores na superfície em comparação com os deslocamentos na abóbada do túnel encontrados com o modelo *Hardening Soil*, o fato de existir uma zona de compressão, adiante da face de escavação, originada pelo efeito arco na longitudinal do túnel. A tendência apontada pelo modelo *Hardening Soil* corrobora com os dados de instrumentação para as seções do Túnel Paraíso.

Entretanto, essa explicação é questionável, uma vez que essa zona de compressão poderia não se formar devido ao efeito arco na direção transversal, onde os carregamentos são redistribuídos para zonas situadas nas adjacências das paredes laterais do túnel. Fisicamente, torna-se mais palpável o fato de ocorrer movimentos adiante da face do túnel que se voltam para o interior da abertura, desde a superfície até a frente de escavação (Fig. 5.26). Esses movimentos se propagam na superfície e são amortecidos à medida que se aproxima da geratriz superior do túnel, o que explicaria o padrão encontrado pelo modelo *Hardening Soil*.

Os deslocamentos atrás e adiante da frente de escavação foram diretamente proporcionais ao balanço e aos módulos de deformabilidades tanto para o modelo Mohr-Coulomb quanto para o modelo *Hardening Soil*.

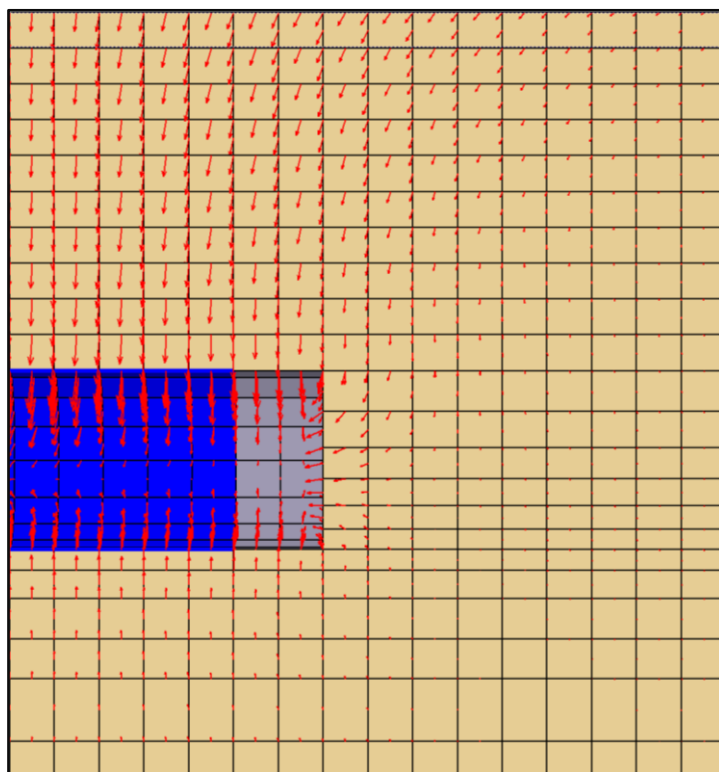


Figura 5.26. Deslocamentos totais ocorridos com o avanço da face do túnel (sem escala).

5.1.2. Evolução das tensões p e q com a escavação

As Figuras 5.27 a 5.32 ilustram o comportamento da tensão média p com o avanço das escavações para um ponto B na parede lateral do túnel. Para cada modelo, foi feita a comparação dos valores de tensão média por cobertura e por balanço. A distância $d = 0$ corresponde à seção de controle (8ª. fase de cálculo), valores negativos significam que a frente de escavação ainda não atingiu a seção de controle e valores de $d > 0$ significam que a frente de escavação já passou da seção de controle. Dessa forma, as tensões são plotadas para o ponto B (fixo) localizado na lateral da seção de controle para cada etapa de cálculo.

Como comportamento geral, verificou-se um aumento na tensão média p (octaédrica) com a aproximação da frente de escavação. Esse aumento é causado pelo efeito de face, onde deslocamentos já ocorreram adiante da face do túnel, em seções ainda não escavadas. Para os túneis com cobertura de 1 D (C_1), essa interferência ocorreu a 1 diâmetro atrás da seção de controle para o modelo Mohr-Coulomb e 1,5 diâmetros para o modelo *Hardening Soil*. Nos casos onde a cobertura foi de 2 D (C_2), a zona de influência aumentou para 1,5 e 2 diâmetros, respectivamente, para os modelos Mohr-Coulomb e *Hardening Soil*, atingindo 1,75 diâmetros

(Mohr-Coulomb) e superando dois diâmetros (*Hardening Soil*) para o túnel com cobertura de 4 D (C_3).

MARQUES (2006) verificou um acréscimo de tensão quando a frente se encontrava a cerca de 1,5 diâmetros da seção, observando em seguida uma redução da mesma com o aproximar da frente. Com a passagem da frente pela seção a tensão cai bruscamente e após a instalação da estrutura de suporte volta a aumentar tendendo para um valor aproximadamente constante.

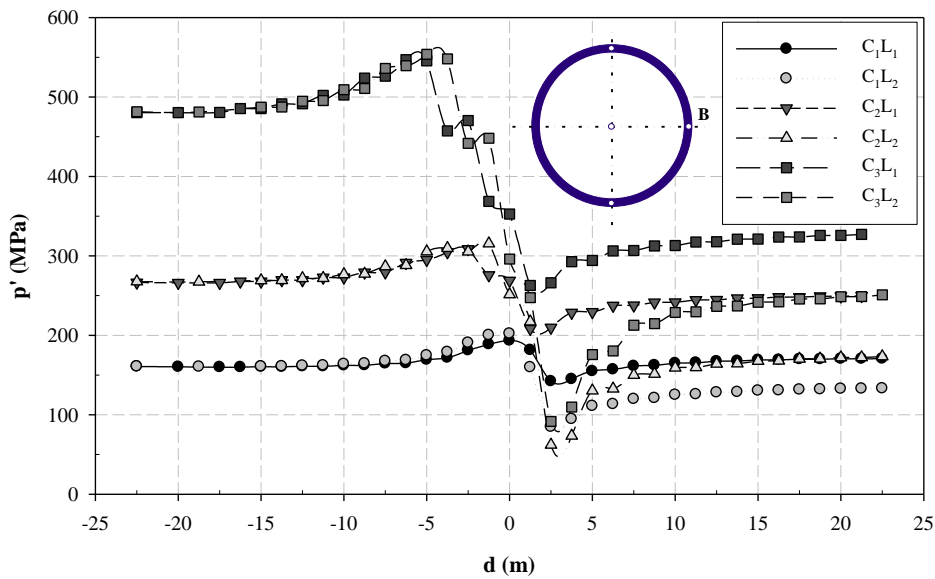


Figura 5.27. Tensão média na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo $(MC)_1$.

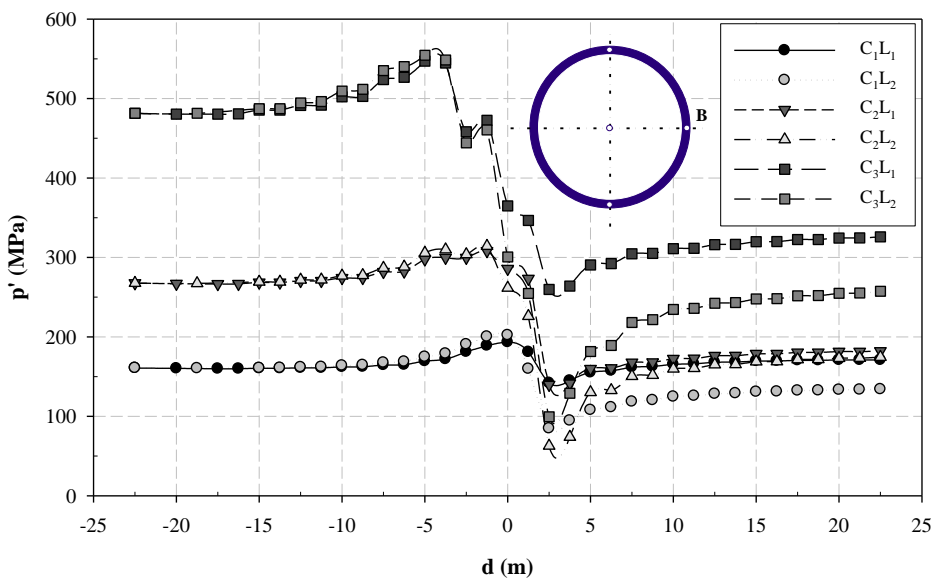


Figura 5.28. Tensão média na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo $(MC)_2$.

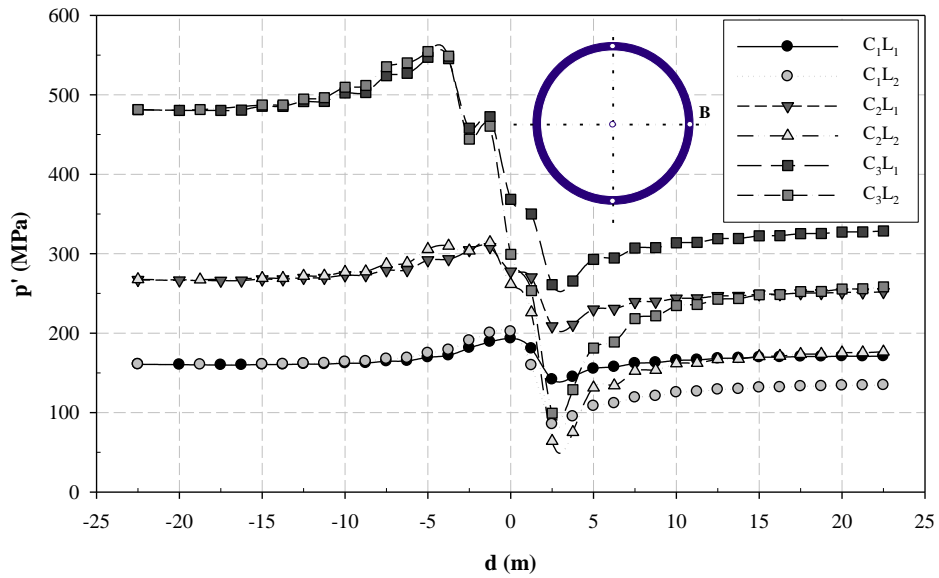


Figura 5.29. Tensão média na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo $(MC)_3$.

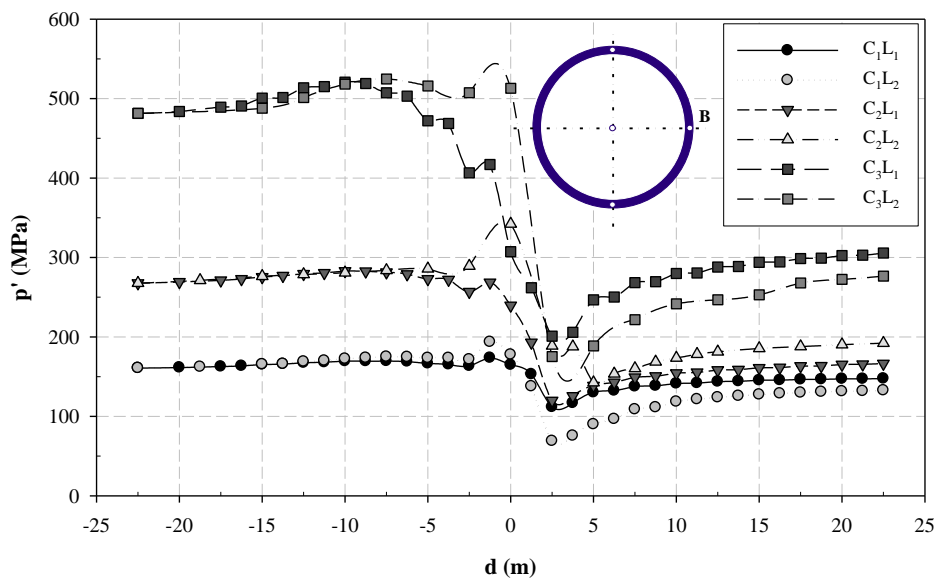


Figura 5.30. Tensão média na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo $(HS)_1$.

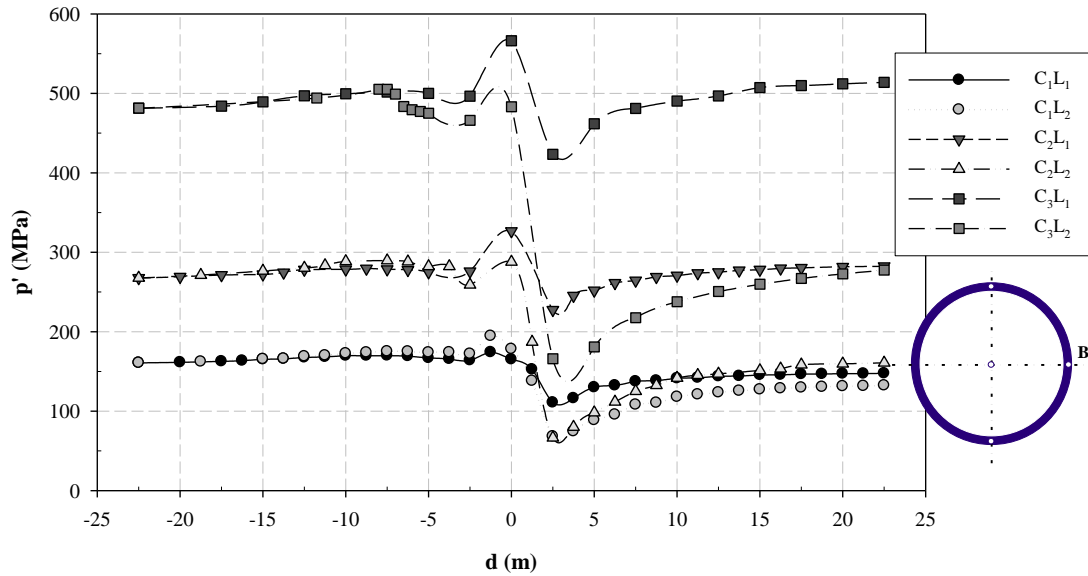


Figura 5.31. Tensão média na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo $(HS)_2$.

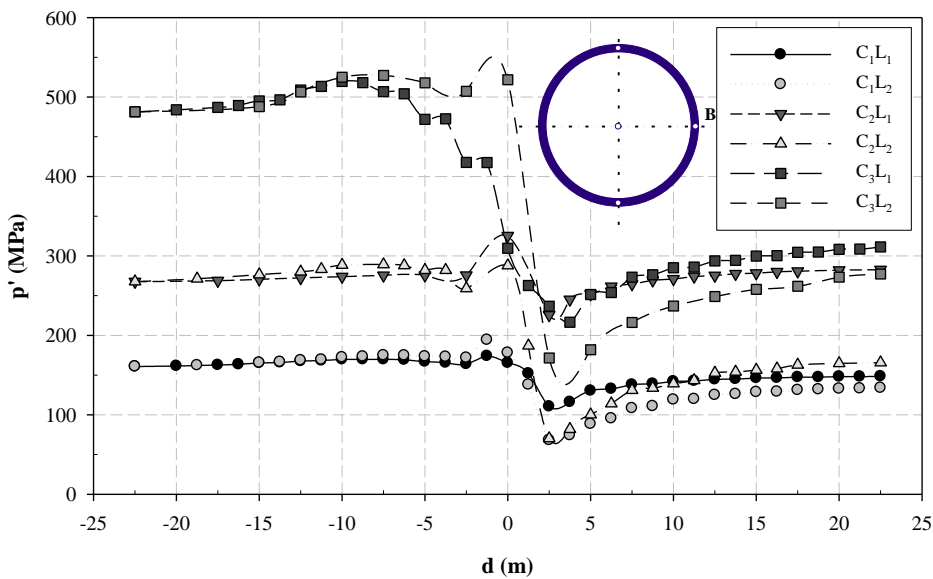


Figura 5.32. Tensão média na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo $(HS)_3$.

Antes de se atingir a seção controle, praticamente não houve interferência do balanço na evolução das tensões em torno da parede do túnel, tornando-se, porém, fator importante após a passagem da face.

A redução da tensão média p na parede do túnel (ponto B) para todos os casos simulados está associada à redução da tensão radial devido à escavação. Como fator complementar para a

redução da tensão média, pode-se citar o arqueamento de tensão, uma vez que essa redução foi mais sensível nas simulações com maior balanço, provavelmente relacionado com o efeito de arco longitudinal mais efetivo nessas simulações.

Nas Figuras 5.33 a 5.38 estão plotados os valores de tensão desviadora q com o avanço das escavações, agrupados por modelo constitutivo, para um ponto B na parede lateral do túnel.

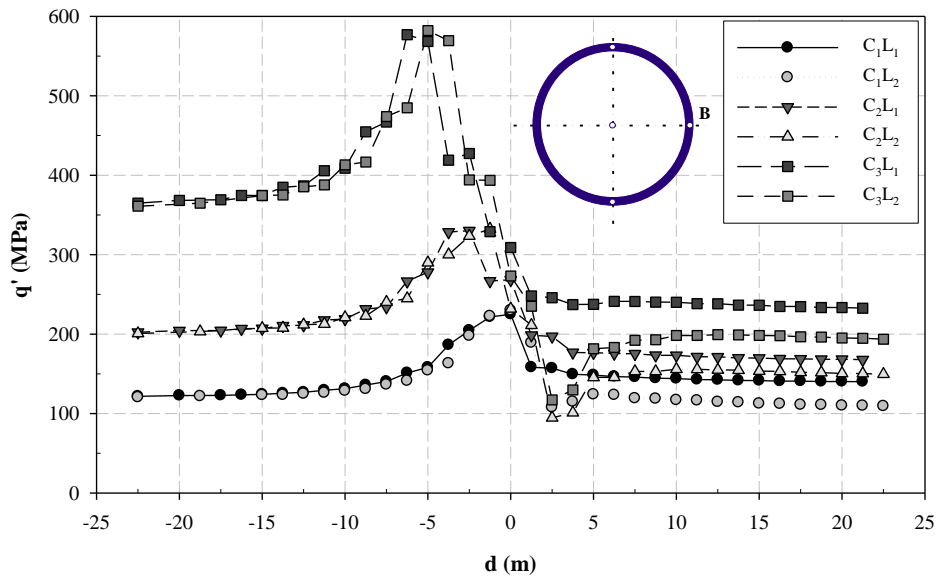


Figura 5.33. Tensão desviadora na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo $(MC)_1$.

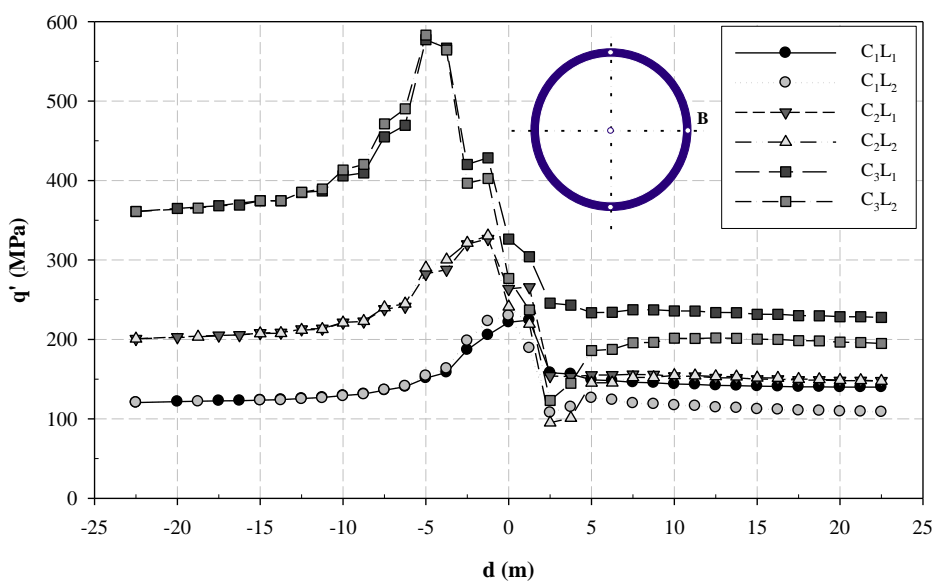


Figura 5.34. Tensão desviadora na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo $(MC)_2$.

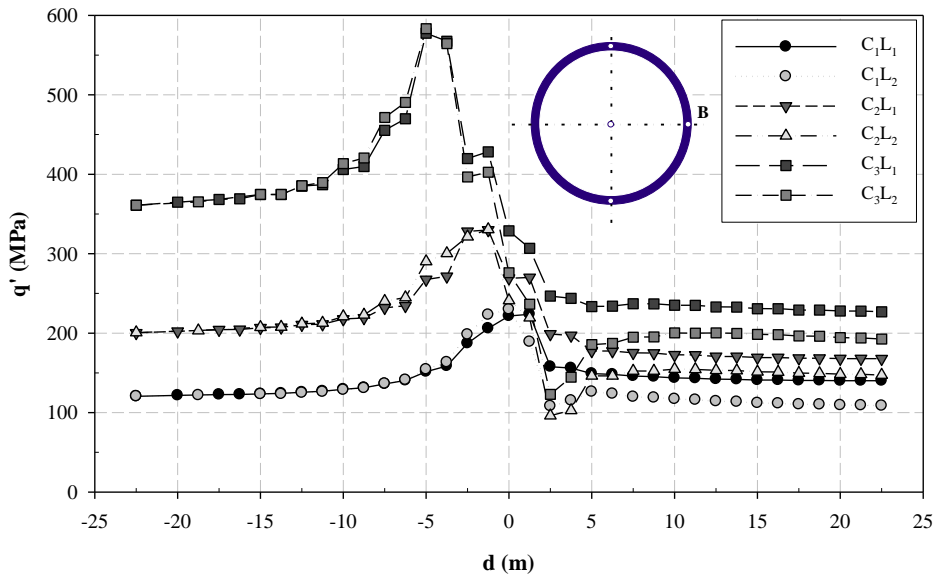


Figura 5.35. Tensão desviadora na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo $(MC)_3$.

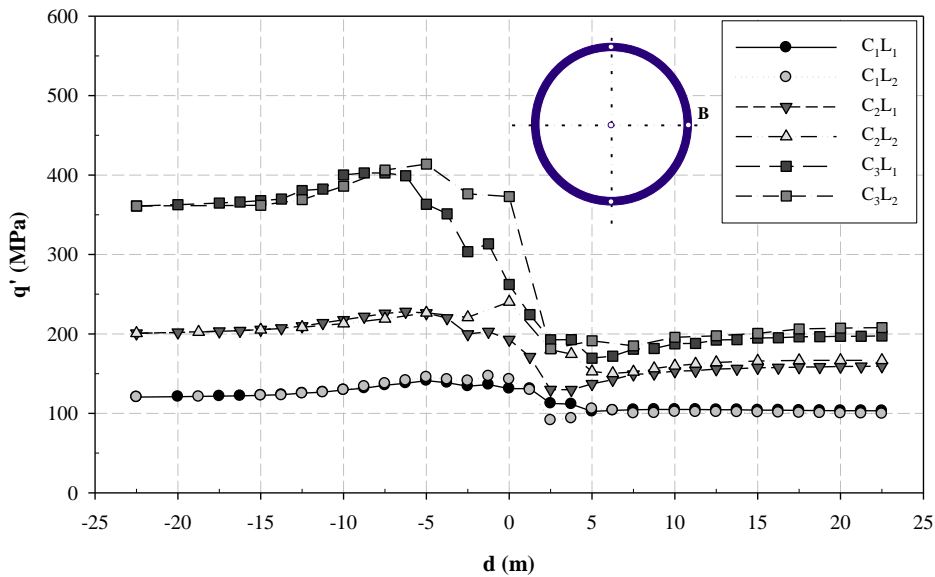


Figura 5.36. Tensão desviadora na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo $(HS)_1$.

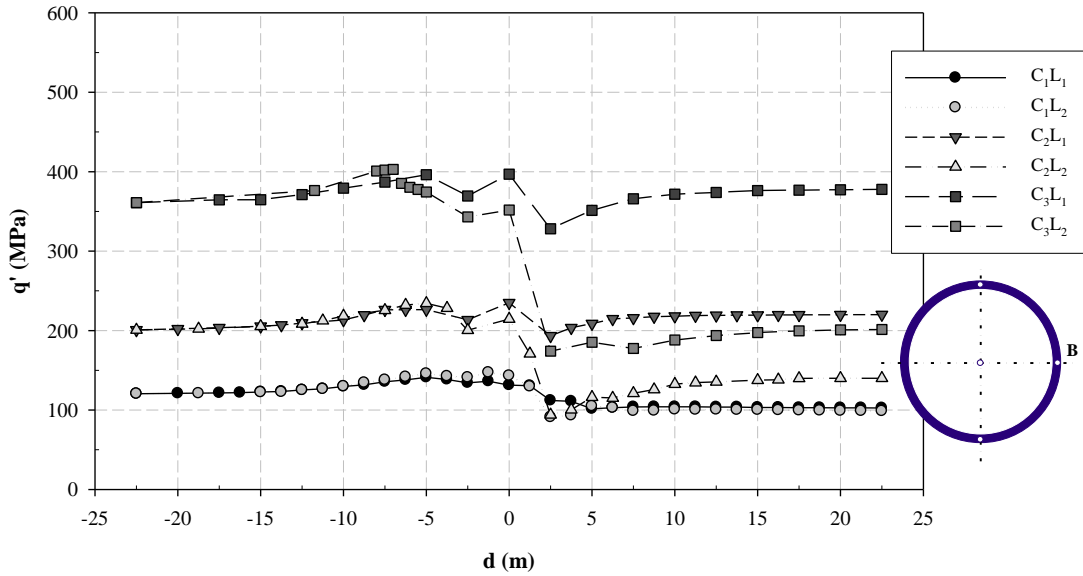


Figura 5.37. Tensão desviadora na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo (HS)₂.

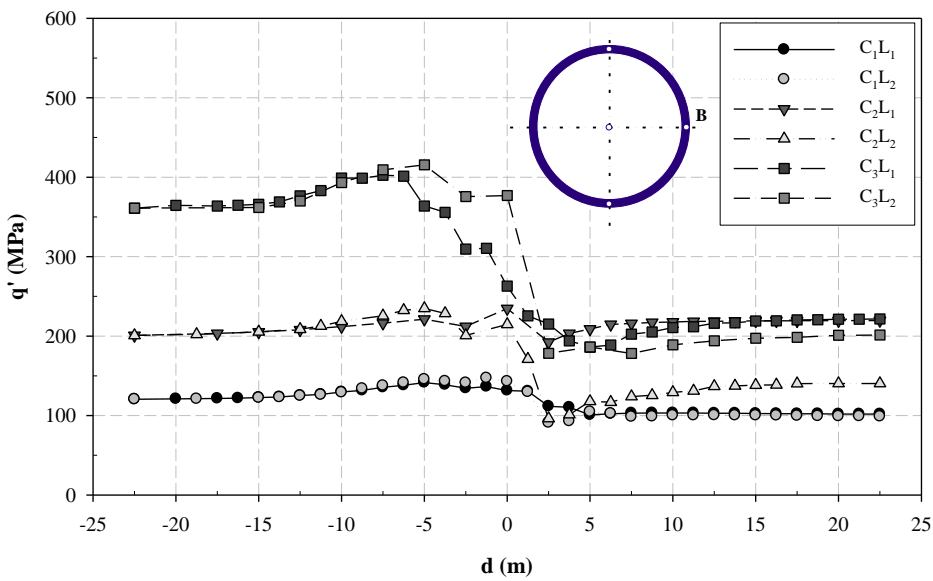


Figura 5.38. Tensão desviadora na lateral do túnel (ponto B) em função da posição da face de escavação para o modelo (HS)₃.

Assim como no caso da tensão média, verificou-se um aumento na tensão desviadora q com a aproximação da frente de escavação, também devido ao efeito de face, ficando as zonas de interferência da face limitadas a aproximadamente 1,5 diâmetros para todos os casos simulados.

Como pode ser visto nas figuras que tratam dos invariantes de tensão p e q , pode-se comentar que, em linhas gerais, o decréscimo de tensão p e q verificado foi mais significativo para os túneis mais profundos, com maior balanço. Essa verificação restringe-se apenas para os casos aqui tratados, sujeita às limitações impostas a esse trabalho, tais como geometria, faixa de variação dos módulos de deformabilidade, condição K_0 igual a 0,5 e escavação a face plena etc.

5.1.3. Esforços internos mobilizados no suporte

Nesta seção, são abordados os esforços internos solicitantes nas seções do suporte do túnel em concreto projetado (rigidez crescente) e concreto pré-moldado (rigidez constante), mobilizados com o avanço da frente de escavação e oriundos da interação entre o maciço e suporte. Devido ao grande número de variações efetuadas, para analisar o processo de transferência de carga do maciço para o suporte, e tendo em vista que as simulações efetuadas com balanço com $L_1 = \frac{1}{4} D$ e $L_2 = \frac{1}{2} D$ apresentaram, qualitativamente, a mesma tendência e, quantitativamente, valores bem próximos, não serão apresentados os resultados dos esforços obtidos com balanço $L_2 = \frac{1}{2} D$.

As Figuras 5.39 a 5.44 apresentam a distribuição do momento fletor ao longo do suporte em concreto projetado para a seção controle, ao final do processo de escavação (17ª fase de cálculo), comparando os resultados obtidos para as diversas coberturas do túnel.

A convenção para momento positivo é aquele que traciona as fibras internas do suporte (interior do túnel), sendo negativo o momento que traciona as fibras externas e comprime as internas. Nas figuras que tratam de momento fletor está ilustrada a convenção de momento positivo.

Em todos os casos analisados nesse trabalho, verificou-se a tendência normal de suportes para túneis circular com K_0 inferior a 1, onde a região situada nas paredes laterais da escavação, sob compressão, apresenta momento fletor negativo, sendo positivo para o teto e o arco invertido (*invert*) do túnel.

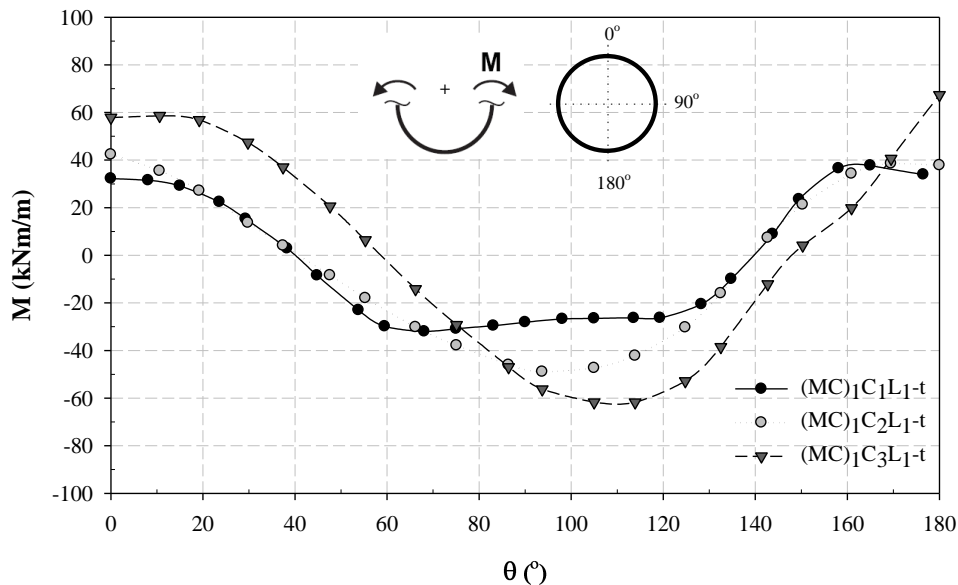


Figura 5.39. Distribuição do momento fletor final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (MC)₁C₁L₁-t.

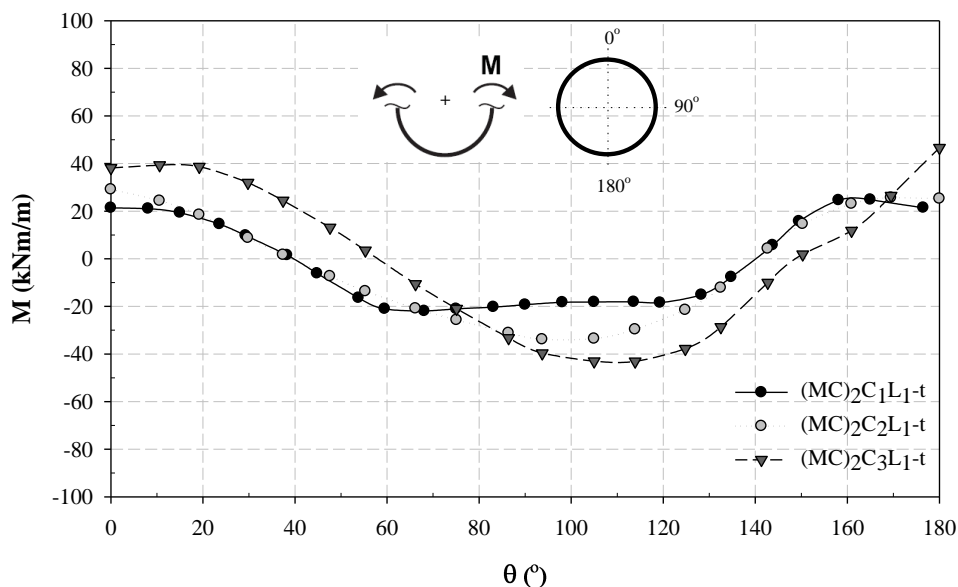


Figura 5.40. Distribuição do momento fletor final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (MC)₂C₁L₁-t.

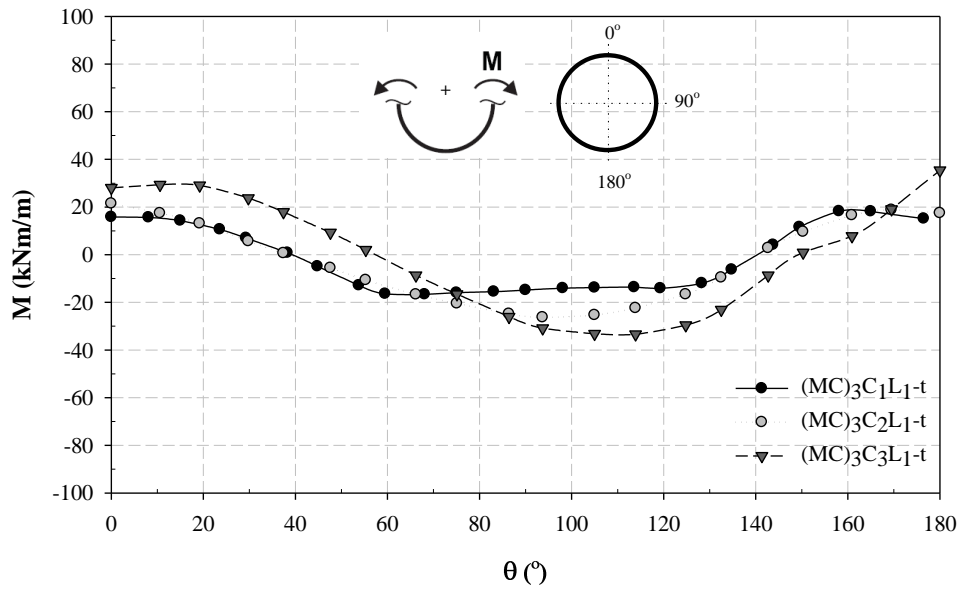


Figura 5.41. Distribuição do momento fletor final no suporte em concreto projetado (seção controle) – $(MC)_3C_iL_1-t$.

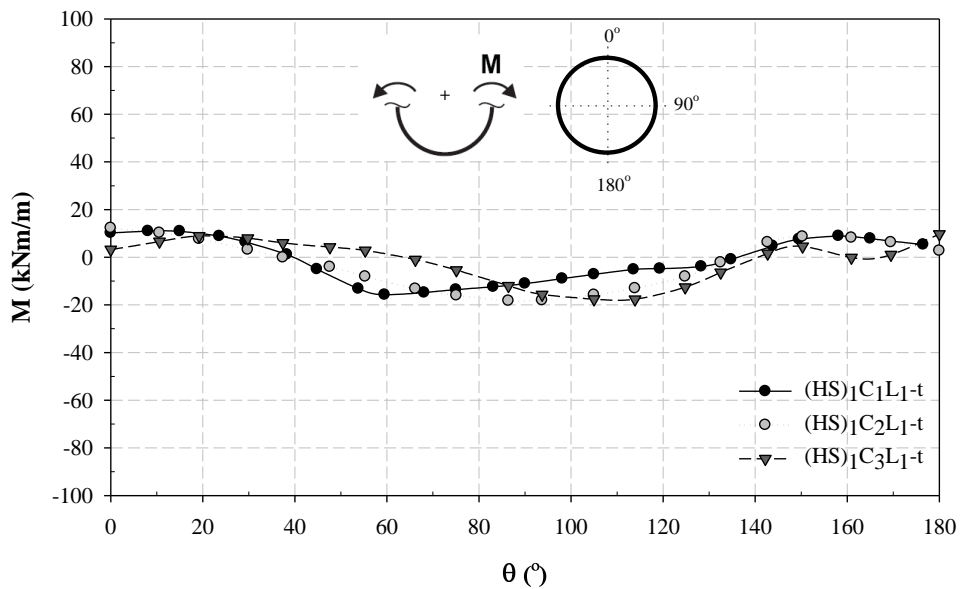


Figura 5.42. Distribuição do momento fletor final no suporte em concreto projetado (seção controle) – $(HS)_1C_iL_1-t$.

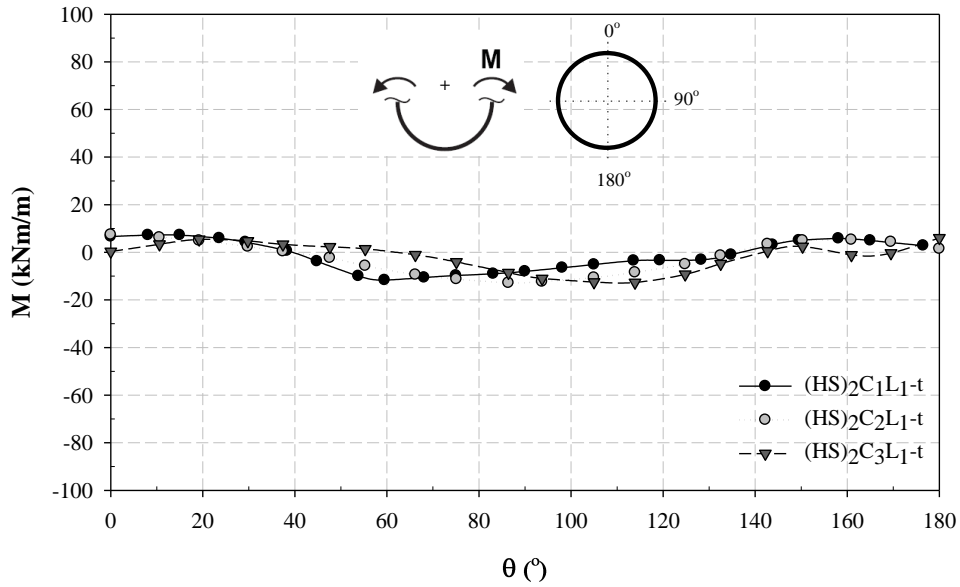


Figura 5.43. Distribuição do momento fletor final no suporte em concreto projetado (seção controle) – $(HS)_2C_iL_1-t$.

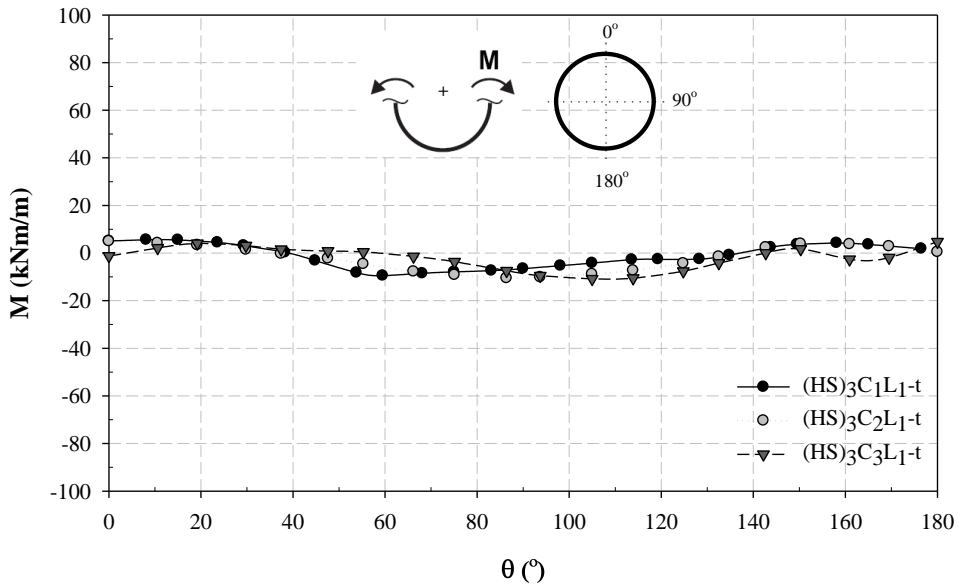


Figura 5.44. Distribuição do momento fletor final no suporte em concreto projetado (seção controle) – $(HS)_3C_iL_1-t$.

Para os casos analisados com o modelo Mohr-Coulomb, pode-se observar que os valores absolutos dos momentos fletores foram maiores nos casos dos túneis mais profundos. Percebe-se também que com o aumento da rigidez relativa maciço-suporte, a transferência de carga para o suporte foi reduzida. Esses resultados sugerem que para túneis sujeitos a maiores níveis de tensão geostática, há uma maior transferência de carga do maciço para o suporte, principalmente quando se tratar de menores rigidezes maciço-suporte.

Para o modelo *Hardening Soil*, percebeu-se um ínfimo desenvolvimento de momento fletor ao longo do suporte do túnel. Esse fato é reflexo do comportamento do maciço em torno da cavidade escavada apresentado para esse modelo, estando de acordo com os resultados mostrados previamente para os deslocamentos ocorridos em pontos próximos à abertura do túnel. Esse fenômeno pode estar relacionado com uma redução gradativa da rigidez ao cisalhamento (G) do solo circunvizinho à medida que este mobiliza sua resistência ao cisalhamento.

As Figuras 5.45 a 5.50 apresentam a distribuição da força normal ao longo do suporte em concreto projetado para a seção controle, ao final do processo de escavação (17ª fase de cálculo), comparando os resultados obtidos para as diversas coberturas do túnel.

Por convenção, as forças normais, ou axiais, que tendem a comprimir as seções de concreto projetado são designados pelo sinal negativo. Esta convenção é comumente adotada na Engenharia Estrutural, sendo o inverso do adotado na Engenharia Geotécnica, onde a região comprimida do solo é tida como esforço positivo, por ser nesse último caso o esforço predominante. Nas Figuras 5.45 a 5.50 está ilustrada a convenção de força normal positiva (tração).

Para todas as simulações o suporte se comportou como um anel comprimido, o que é esperado para todo elemento estrutural circular submetido a carregamento direcionado para o centro do círculo.

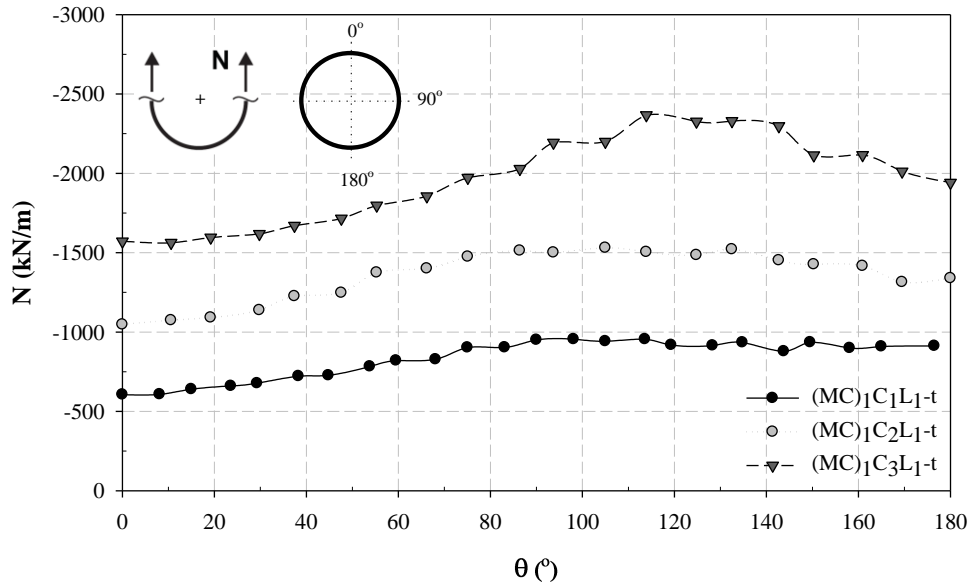


Figura 5.45. Distribuição da força normal final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (MC)₁C_iL₁-t.

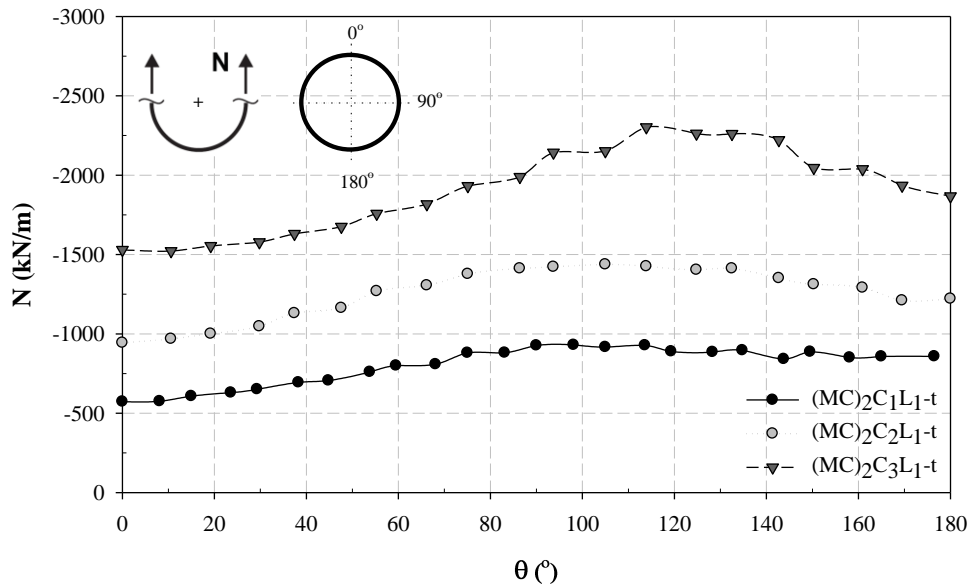


Figura 5.46. Distribuição da força normal final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (MC)₂C_iL₁-t.

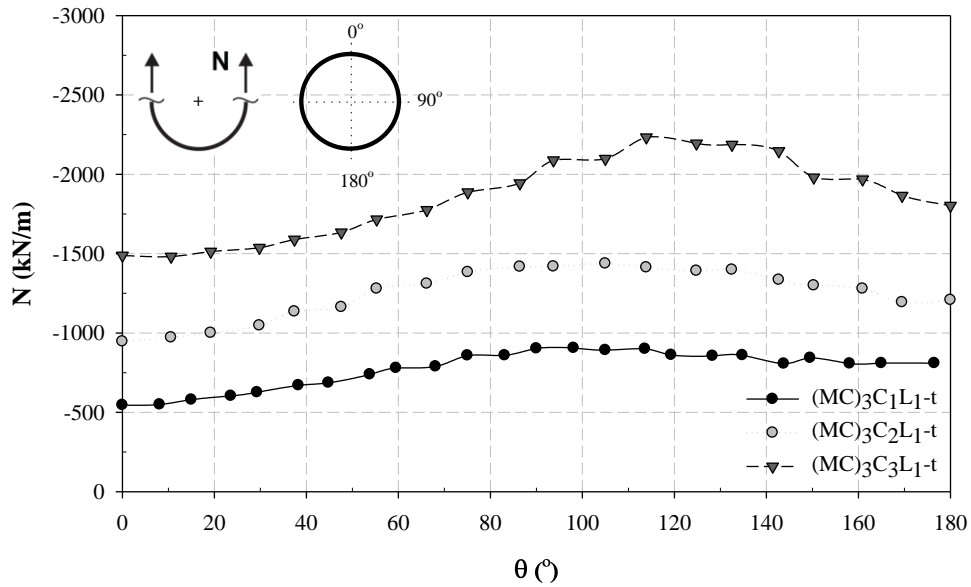


Figura 5.47. Distribuição da força normal final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (MC)₃C_iL₁-t.

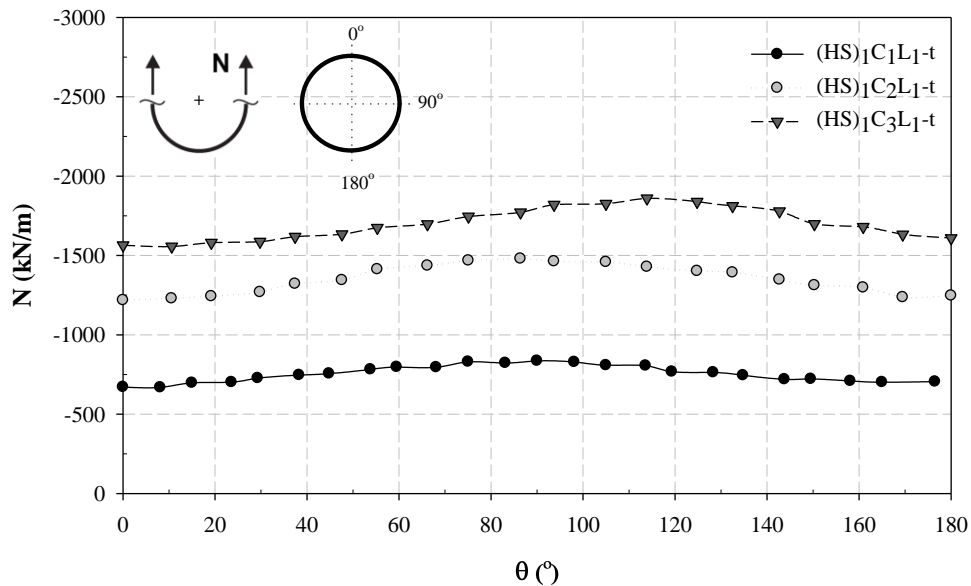


Figura 5.48. Distribuição da força normal final no suporte em concreto projetado (seção controle) – (HS)₁C_iL₁-t.

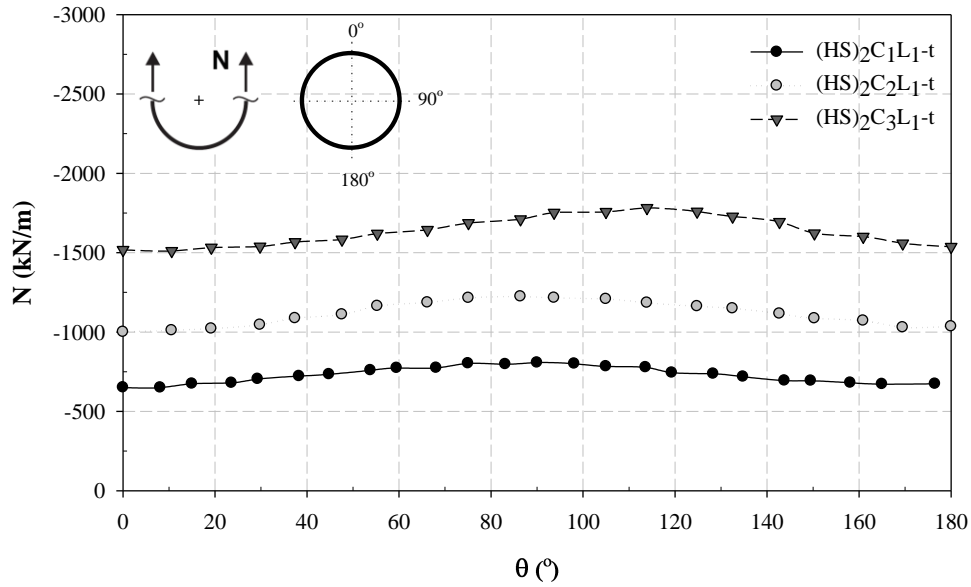


Figura 5.49. Distribuição da força normal final no suporte em concreto projetado (seção controle) - $(HS)_2C_iL_1-t$.

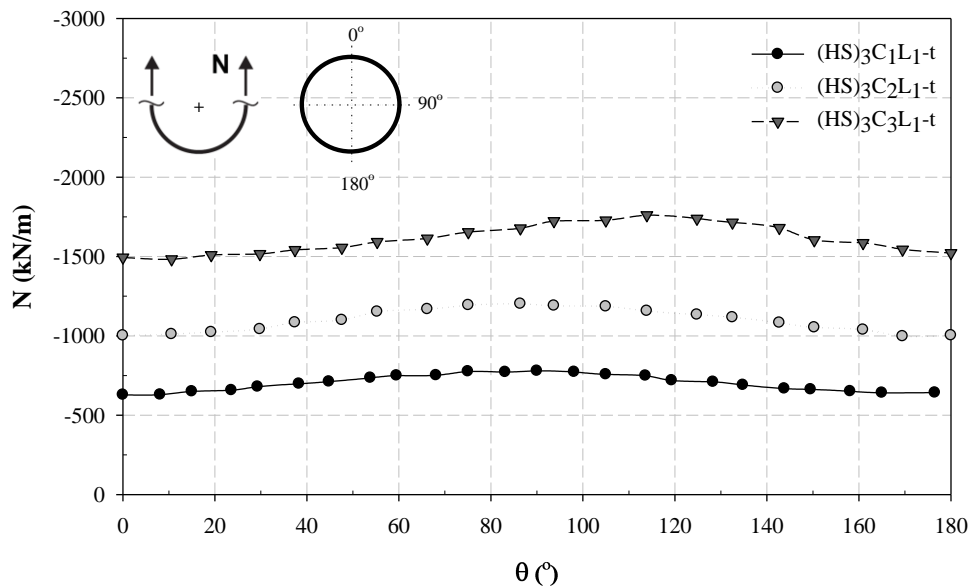


Figura 5.50. Distribuição da força normal final no suporte em concreto projetado (seção controle) - $(HS)_3C_iL_1-t$.

Para os casos analisados com os modelos Mohr-Coulomb e *Hardening Soil*, a força normal de compressão foi tão maior quanto mais profundo o túnel. Assim como apontado pelo comportamento dos momentos fletores, a força normal sugeriu uma menor parcela de transferência de carga para o suporte nos casos de maciços mais rijos, porém, este efeito é bem menor do que no caso dos momentos fletores. Ainda confrontando com a tendência apontada pelos momentos fletores, as forças normais também foram menores para o modelo *Hardening Soil* quando comparado com o Mohr-Coulomb.

Os esforços de compressão para as análises efetuadas (da mesma forma que os momentos fletores) atingiram seus valores máximos próximos a parede lateral do túnel. Essa tendência é consequência do arqueamento transversal de tensão, o que promove uma zona de compressão nas laterais dos túneis, adicionando-se a isso o fato de K_0 ser menor que 1. Na verdade, no caso dos momentos fletores, os seus valores máximos ocorreram próximos a lateral do túnel, no teto e no arco invertido (*invert*) do túnel.

As Figuras 5.51 a 5.53 apresentam a evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado (propriedades mecânicas em função do tempo) e em concreto pré-moldado (propriedades finais) para a seção controle, com o avanço do túnel em solo modelado como Mohr-Coulomb e balanço $L_1 = \frac{1}{4} D$. A distância d' representa o afastamento da frente de escavação em relação à seção de controle já com a instalação do suporte (8ª fase de cálculo – F8) até o final da escavação (17ª fase de cálculo – F17).

De acordo com as Figuras 5.51 a 5.53, ficou evidente a diferença entre os esforços obtidos para o concreto com propriedades constantes e propriedades variáveis, sendo menores para estes últimos. Via de regra, estruturas mais rígidas absorvem maiores carregamentos.

Os suportes de túneis mais profundos e com menor módulo de deformabilidade foram os mais solicitados, indicando maior transferência de carregamento do maciço para o suporte nos casos de maiores tensões iniciais (geostáticas) e com solo menos competente. O mecanismo de interação maciço-suporte é governado pelas rigidezes em jogo e pelo nível de tensão inicial do maciço próximo a abertura.

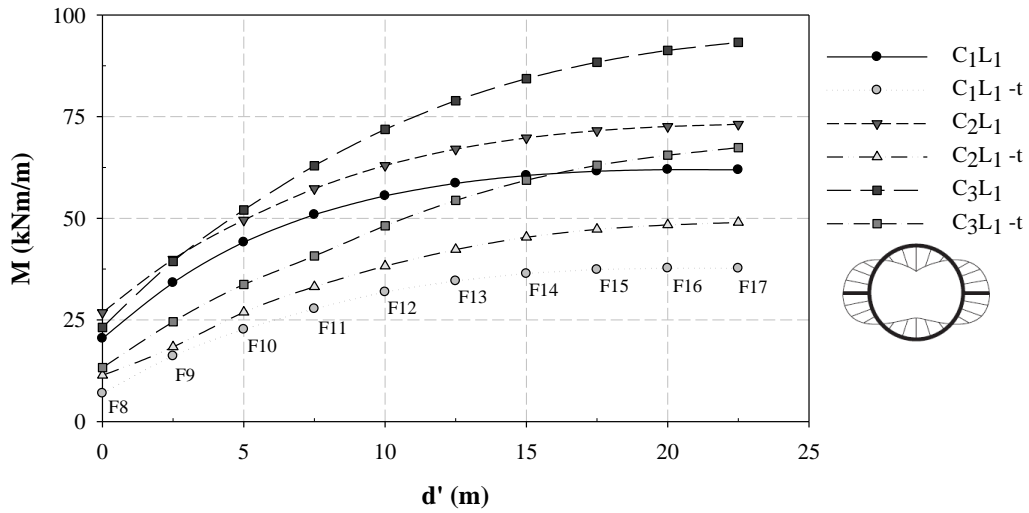


Figura 5.51. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – $(MC)_1C_iL_1-t$ e $(MC)_1C_iL_1$.

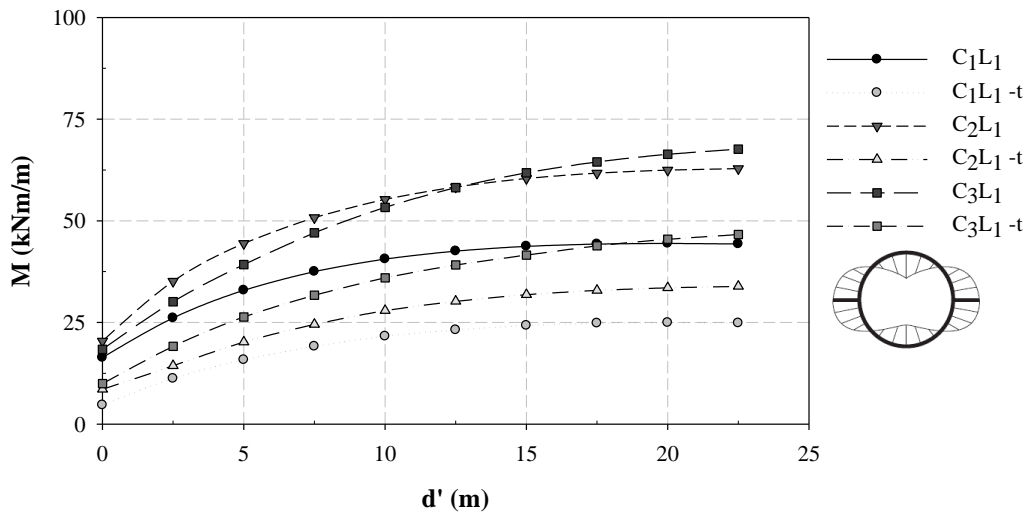


Figura 5.52. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – $(MC)_2C_iL_1-t$ e $(MC)_2C_iL_1$.

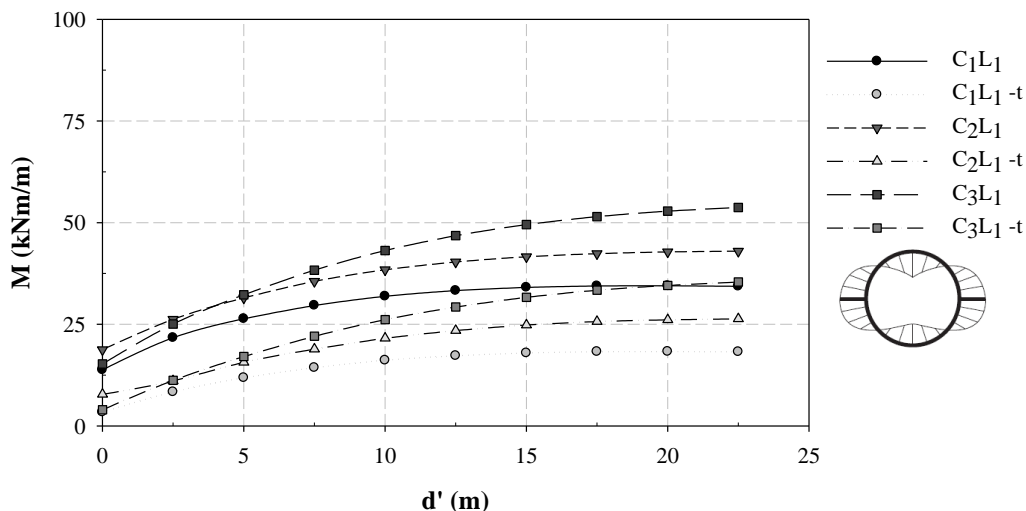


Figura 5.53. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – $(MC)_3C_iL_1-t$ e $(MC)_3C_iL_1$.

As Figuras 5.54 a 5.56 apresentam a evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado (propriedades mecânicas em função do tempo) e em concreto pré-moldado (propriedades finais) para a seção controle, com o avanço do túnel em solo segundo o modelo *Hardening Soil* e balanço $L_1 = \frac{1}{4} D$.

Os esforços solicitantes no suporte, para o caso do maciço de comportamento elasto-plástico segundo o modelo *Hardening Soil*, apesar de maiores para o suporte em concreto pré-moldado, não foram muito discrepantes dos casos onde o suporte foi em concreto projetado. Esta baixa variação também foi verificada para diferentes coberturas do túnel e diferentes módulos de deformabilidade. Os esforços obtidos para o suporte foram bem menores em comparação com as simulações com solo modelado como Mohr-Coulomb.

Pode-se comentar que as observações acima tratadas podem ser explicadas pela particularidade do modelo *Hardening Soil* de considerar módulos distintos para zonas de carregamento e descarregamento, bem como módulos diferentes para solicitações cisalhantes.

Outro fato importante é que, no geral, os suportes dos túneis mais profundos foram menos solicitados, ao contrário do observado para simulações com o modelo Mohr-Coulomb. Esse fato é explicado pelo aumento da rigidez do solo com a profundidade, verificado nos modelos elasto-plásticos.

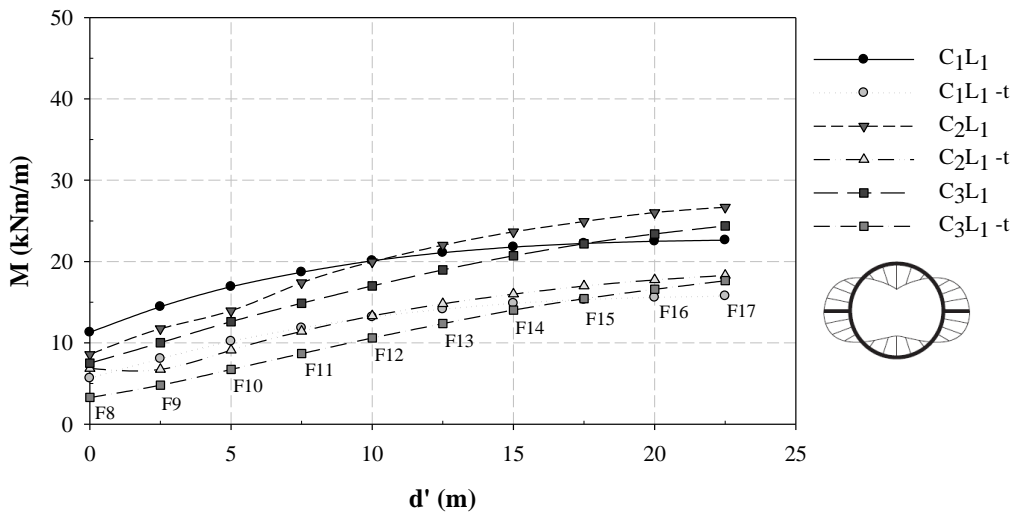


Figura 5.54. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – $(HS)_1C_iL_1-t$ e $(HS)_1C_iL_1$.

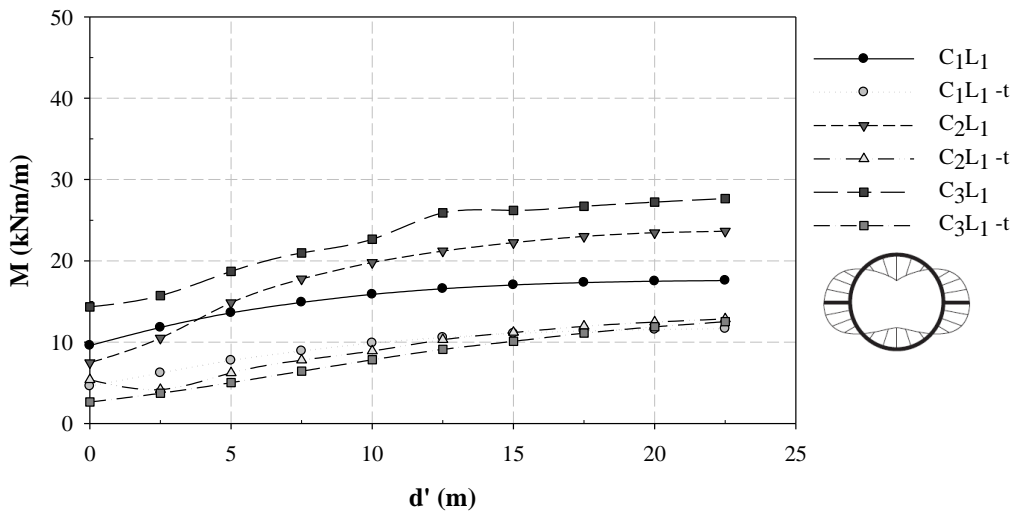


Figura 5.55. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – $(HS)_2C_iL_1-t$ e $(HS)_2C_iL_1$.

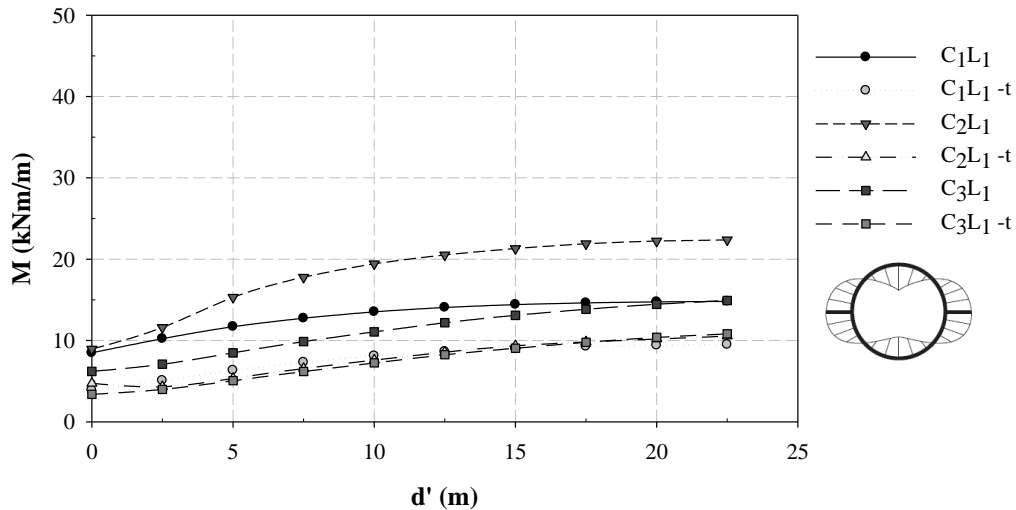


Figura 5.56. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – $(HS)_3C_iL_1-t$ e $(HS)_3C_iL_1$.

As Figuras 5.57 a 5.59 apresentam a evolução da força normal máxima no suporte em concreto projetado (propriedades mecânicas em função do tempo) e em concreto pré-moldado (propriedades finais) para a seção controle, com o avanço do túnel em solo modelado como Mohr-Coulomb e balanço $L_1 = \frac{1}{4} D$.

Ao contrário do momento fletor, a força normal praticamente não variou com o avanço da frente de escavação. Para o suporte em concreto projetado, as forças normais foram ligeiramente inferiores ao obtidos no suporte em concreto pré-moldado. Assim como no caso dos momentos fletores, as forças normais de compressão foram maiores em túneis profundos, com maiores tensões geostáticas (γz).

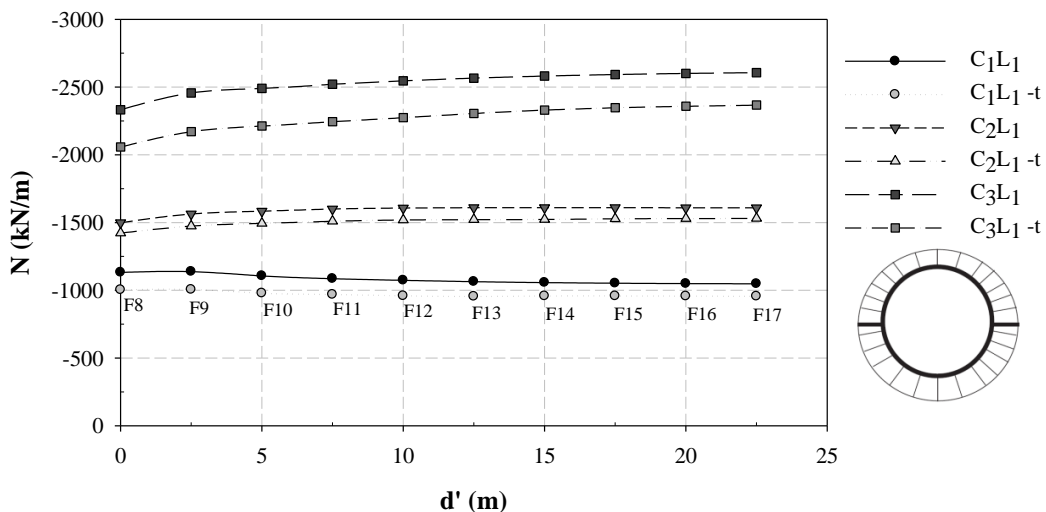


Figura 5.57. Evolução da força normal máxima no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – $(MC)_1C_iL_1-t$ e $(MC)_1C_iL_1$.

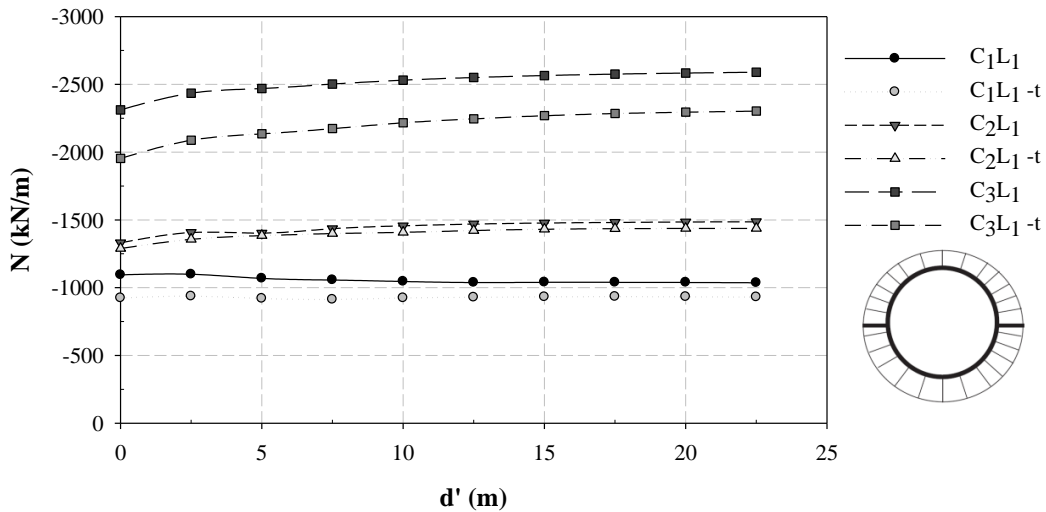


Figura 5.58. Evolução da força normal máxima no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – $(MC)_2C_7L_1-t$ e $(MC)_2C_7L_1$.

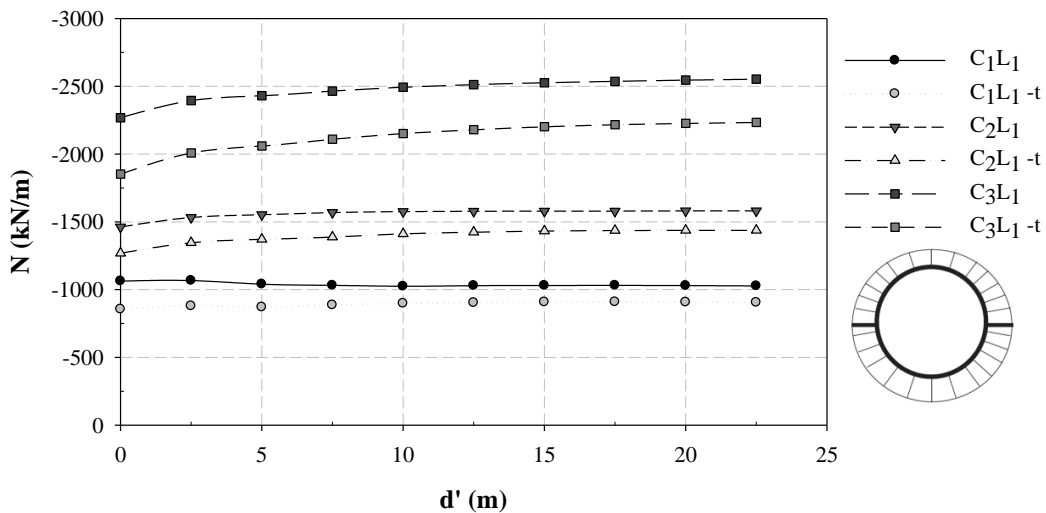


Figura 5.59. Evolução da força normal máxima no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – $(MC)_3C_7L_1-t$ e $(MC)_3C_7L_1$.

As Figuras 5.60 a 5.62 apresentam a evolução da força normal máxima no suporte em concreto projetado (propriedades mecânicas em função do tempo) e em concreto pré-moldado (propriedades finais) para a seção controle, com o avanço do túnel em solo modelado como *Hardening Soil* e balanço $L_1 = \frac{1}{4} D$.

Os túneis mais profundos apresentaram maiores forças normais no suporte, apresentando também maiores discrepâncias entre os esforços obtidos para concreto projetado e pré-moldado. Nos túneis com menores coberturas (C_1 e C_2), a compressão no anel de suporte foi similar tanto para o material concreto projetado quanto concreto pré-moldado.

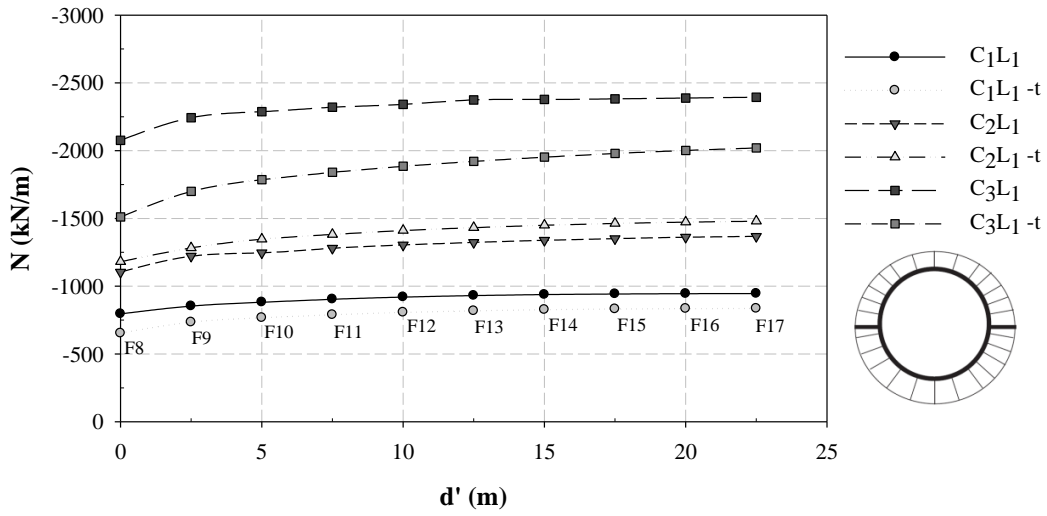


Figura 5.60. Evolução da força normal máxima no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – $(HS)_1C_iL_1-t$ e $(HS)_1C_iL_1$.

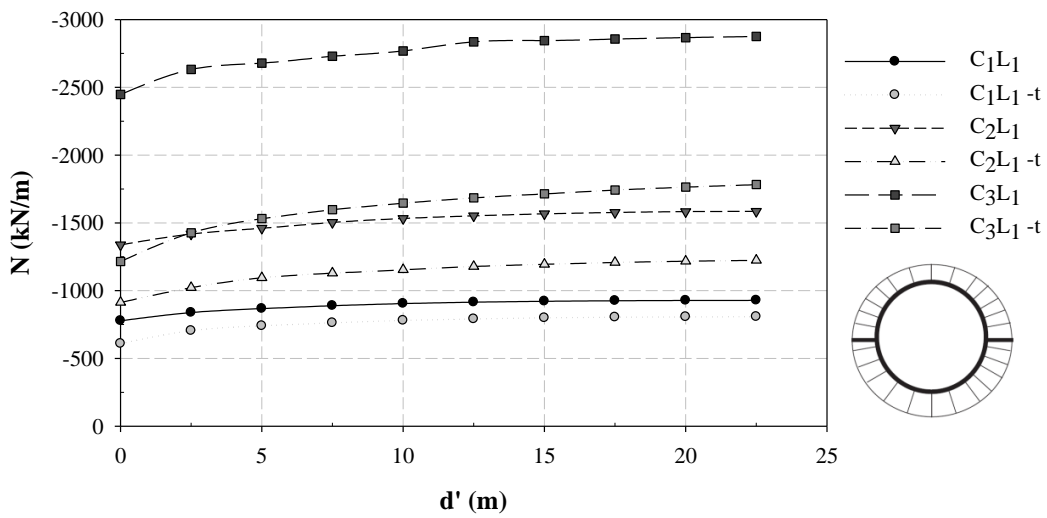


Figura 5.61. Evolução da força normal máxima no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – $(HS)_2C_iL_1-t$ e $(HS)_2C_iL_1$.

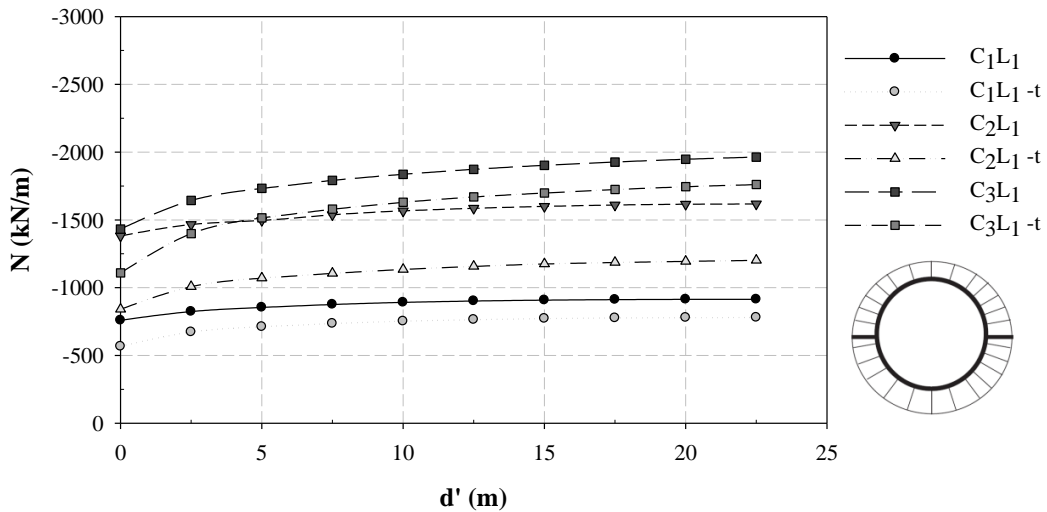


Figura 5.62. Evolução da força normal máxima no suporte em concreto projetado e pré-moldado (seção controle) versus distância a frente de escavação – $(HS)_3C_1L_1-t$ e $(HS)_3C_1L_1$.

As Figuras 5.63 a 5.65 demonstram o padrão de evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado (propriedades mecânicas em função do tempo) por cobertura, de forma a avaliar a interferência do modelo constitutivo e do módulo de deformabilidade do solo.

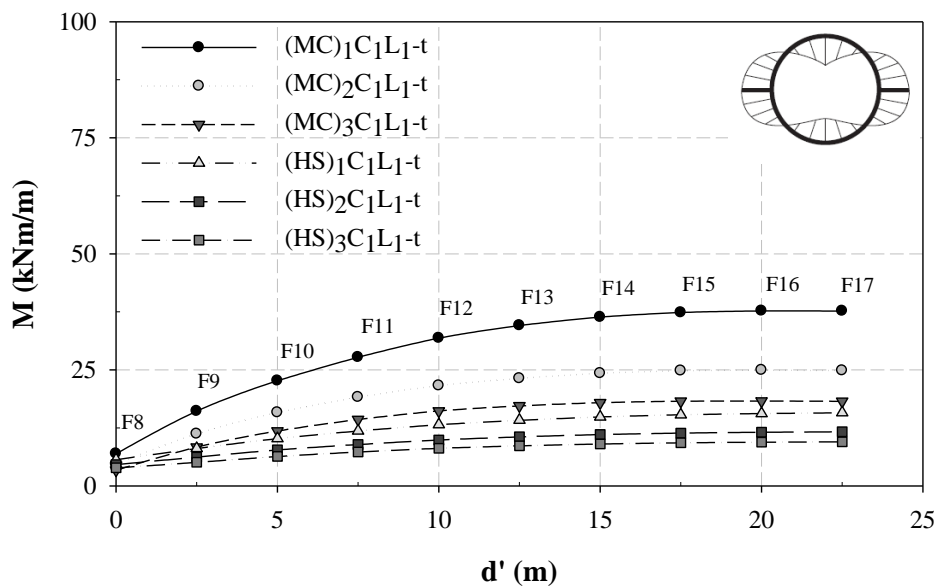


Figura 5.63. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado (seção controle) versus distância a frente de escavação – C_1L_1-t .

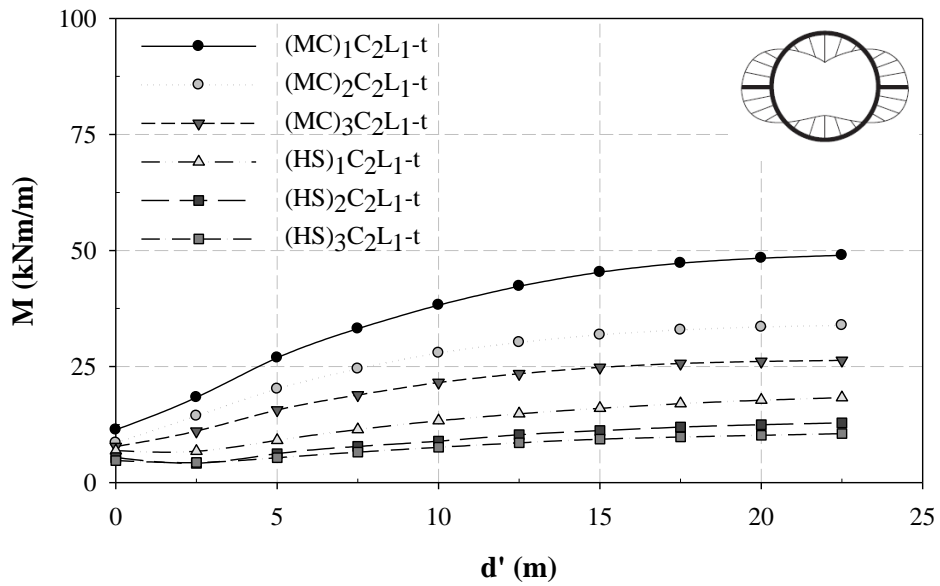


Figura 5.64. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado (seção controle) versus distância a frente de escavação – C₂L₁-t.

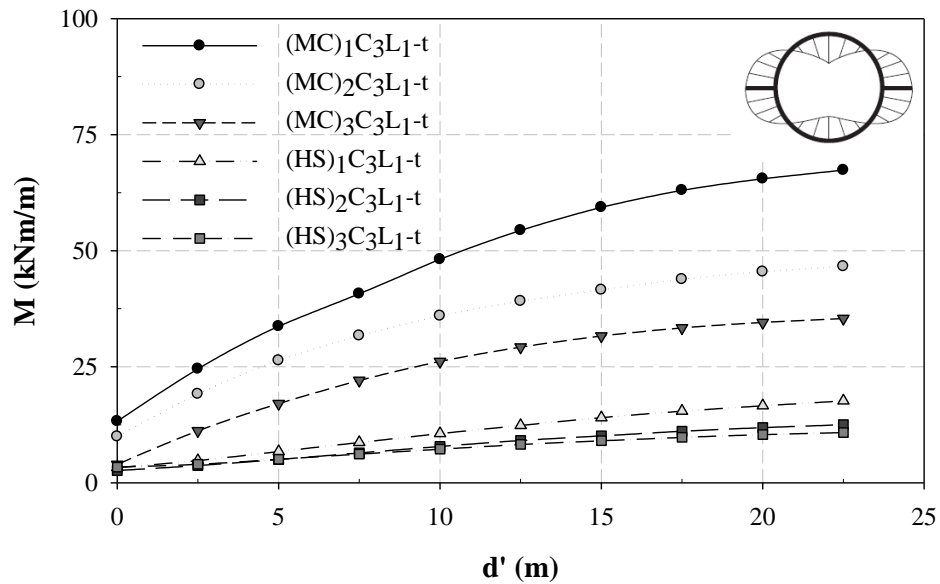


Figura 5.65. Evolução do momento fletor máximo no suporte em concreto projetado (seção controle) versus distância a frente de escavação – C₃L₁-t.

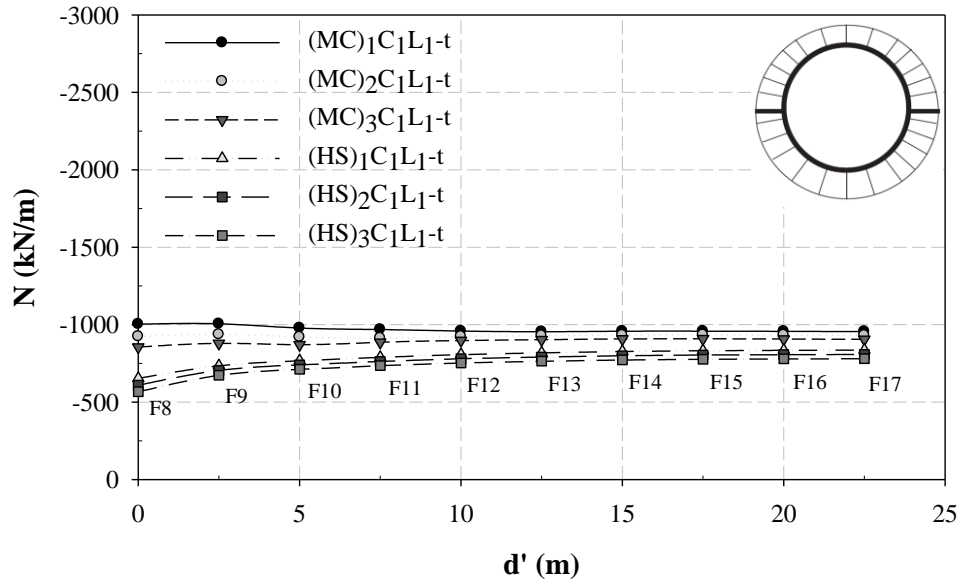


Figura 5.66. Evolução da força normal máxima no suporte em concreto projetado (seção controle) versus distância a frente de escavação – C₁L₁-t.

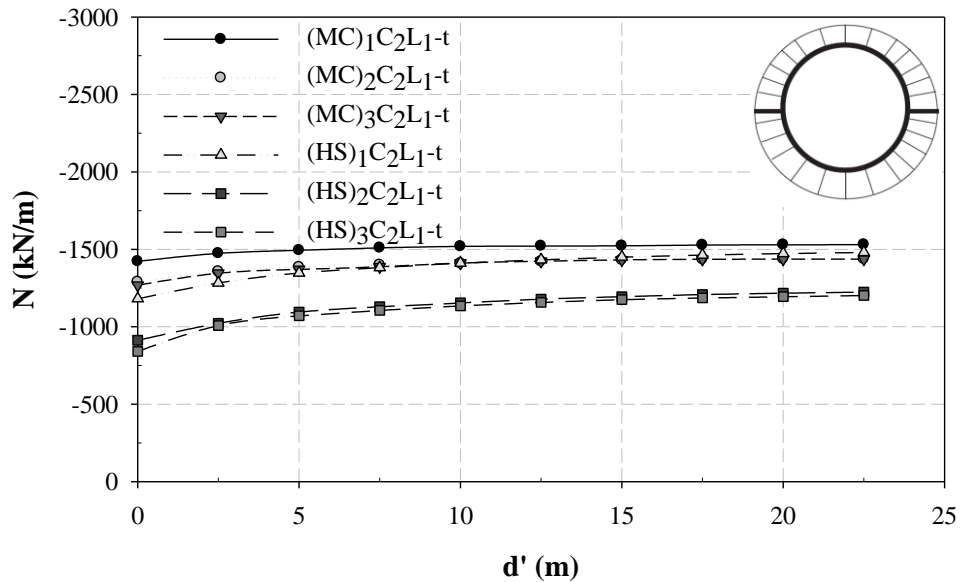


Figura 5.67. Evolução da força normal máxima no suporte em concreto projetado (seção controle) versus distância a frente de escavação – C₂L₁-t.

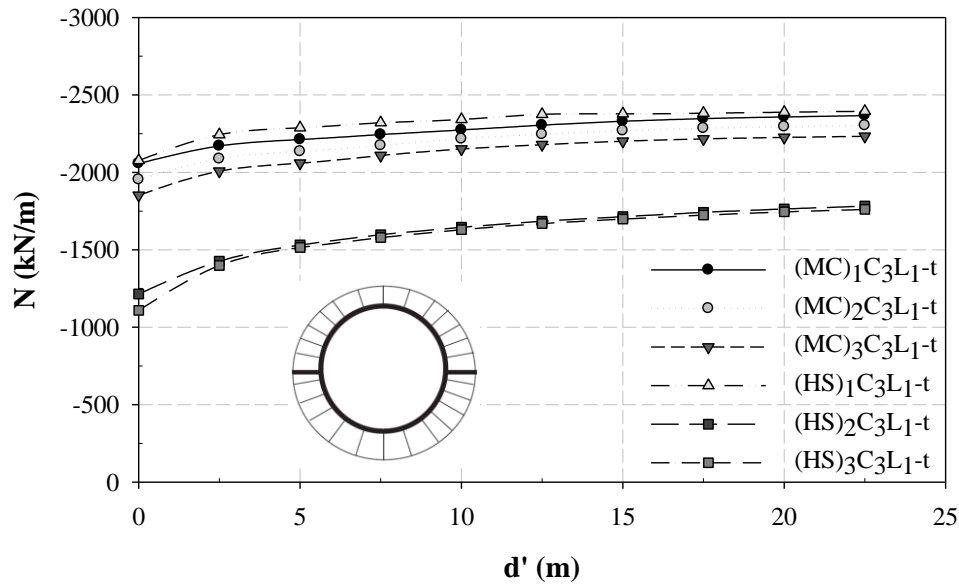


Figura 5.68. Evolução da força normal máxima no suporte em concreto projetado (seção controle) versus distância a frente de escavação – C₃L₁-t.

Da mesma forma declarada em outras ocasiões, as Figuras 5.63 a 5.68 confirmam a influência da rigidez relativa no nível de esforços mobilizados no suporte, sendo este tanto maior quanto menor a rigidez do solo. Por outro lado, retira-se desses gráficos a conclusão de que o modelo *Hardening Soil*, por considerar condições de descarregamento/re carregamento para o solo, apontou um menor nível de carregamento para o suporte, com menores deslocamentos das paredes do túnel.

Análise Estrutural do Suporte

6.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo se reserva à verificação estrutural do suporte em concreto projetado e em concreto pré-moldado pelo método da flexo-compressão normal, para os pares de esforços momento fletor e carga axial máximos atuantes no suporte para cada configuração do túnel, em termos de cobertura, balanço, modelo constitutivo e módulo de deformabilidade. Para as simulações efetuadas, esses esforços se encontraram próximos às paredes laterais do túnel. Essa verificação se deu com $K_0 = 0,5$, sendo que para $K_0 > 1$, esse padrão pode se inverter.

Na verificação do equilíbrio das seções do suporte, será avaliada a relação entre os esforços atuantes e os esforços resistentes, definindo dessa forma o fator de segurança da estrutura de suporte. Ao fim deste capítulo, busca-se ampliar o entendimento do processo de transferência de carga do maciço para o suporte, sobretudo no que diz respeito à consideração do material concreto projetado com propriedades mecânicas crescentes no tempo, em virtude do processo de hidratação do cimento.

6.1.1. Resistência à compressão do concreto por CHANG (1994)

A partir da metodologia de escavação assumida no Capítulo 4, foi definida a idade do concreto projetado para cada etapa de cálculo, conforme mostrado na Tabela 6.1. De acordo com a Equação 4.2 apresentada por CHANG (1994) para a resistência do concreto projetado a baixas idades e considerando a resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias de 35 MPa, define-se sua resistência para cada idade mostrada na Tabela 6.1. Os valores de resistência são apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.1. Idade do concreto projetado em cada etapa de cálculo, em horas.

Fase	Idade do concreto projetado (h) / Fatia																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	4																
2	18	4															
3	32	18	4														
4	46	32	18	4													
5	60	46	32	18	4												
6	74	60	46	32	18	4											
7	88	74	60	46	32	18	4										
8	102	88	74	60	46	32	18	4									
9	116	102	88	74	60	46	32	18	4								
10	130	116	102	88	74	60	46	32	18	4							
11	144	130	116	102	88	74	60	46	32	18	4						
12	158	144	130	116	102	88	74	60	46	32	18	4					
13	172	158	144	130	116	102	88	74	60	46	32	18	4				
14	186	172	158	144	130	116	102	88	74	60	46	32	18	4			
15	200	186	172	158	144	130	116	102	88	74	60	46	32	18	4		
16	214	200	186	172	158	144	130	116	102	88	74	60	46	32	18	4	
17	228	214	200	186	172	158	144	130	116	102	88	74	60	46	32	18	4

Tabela 6.2. Resistência à compressão do concreto projetado em função de sua idade ($f_{c,t}$).

Fase	Resistência à compressão do concreto projetado (MPa) / Fatia																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	2,9																
2	15,6	2,9															
3	21,1	15,6	2,9														
4	24,1	21,1	15,6	2,9													
5	26,2	24,1	21,1	15,6	2,9												
6	27,6	26,2	24,1	21,1	15,6	2,9											
7	28,7	27,6	26,2	24,1	21,1	15,6	2,9										
8	29,5	28,7	27,6	26,2	24,1	21,1	15,6	2,9									
9	30,2	29,5	28,7	27,6	26,2	24,1	21,1	15,6	2,9								
10	30,8	30,2	29,5	28,7	27,6	26,2	24,1	21,1	15,6	2,9							
11	31,3	30,8	30,2	29,5	28,7	27,6	26,2	24,1	21,1	15,6	2,9						
12	31,7	31,3	30,8	30,2	29,5	28,7	27,6	26,2	24,1	21,1	15,6	2,9					
13	32,1	31,7	31,3	30,8	30,2	29,5	28,7	27,6	26,2	24,1	21,1	15,6	2,9				
14	32,4	32,1	31,7	31,3	30,8	30,2	29,5	28,7	27,6	26,2	24,1	21,1	15,6	2,9			
15	32,7	32,4	32,1	31,7	31,3	30,8	30,2	29,5	28,7	27,6	26,2	24,1	21,1	15,6	2,9		
16	32,9	32,7	32,4	32,1	31,7	31,3	30,8	30,2	29,5	28,7	27,6	26,2	24,1	21,1	15,6	2,9	
17	33,2	32,9	32,7	32,4	32,1	31,7	31,3	30,8	30,2	29,5	28,7	27,6	26,2	24,1	21,1	15,6	2,9

O método de verificação de equilíbrio da seção por flexo-compressão normal será aplicado para uma seção com 1 m de largura e altura igual à espessura do suporte (0,20 m), assim como já ilustrado na Figura 4.9, na metodologia deste trabalho. Para dimensionamento, a resistência à compressão de cálculo do concreto projetado deve sofrer minoração, segundo a Norma Brasileira (NBR 6118, 2003), e seus valores para cada etapa de cálculo estão apresentados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3. Resistência à compressão de cálculo do concreto projetado em função de sua idade (σ_{cd}).

Fase	Resistência à compressão de cálculo do concreto projetado (MPa) / Fatia																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	1,7																
2	9,5	1,7															
3	12,8	9,5	1,7														
4	14,7	12,8	9,5	1,7													
5	15,9	14,7	12,8	9,5	1,7												
6	16,7	15,9	14,7	12,8	9,5	1,7											
7	17,4	16,7	15,9	14,7	12,8	9,5	1,7										
8	17,9	17,4	16,7	15,9	14,7	12,8	9,5	1,7									
9	18,3	17,9	17,4	16,7	15,9	14,7	12,8	9,5	1,7								
10	18,7	18,3	17,9	17,4	16,7	15,9	14,7	12,8	9,5	1,7							
11	19,0	18,7	18,3	17,9	17,4	16,7	15,9	14,7	12,8	9,5	1,7						
12	19,3	19,0	18,7	18,3	17,9	17,4	16,7	15,9	14,7	12,8	9,5	1,7					
13	19,5	19,3	19,0	18,7	18,3	17,9	17,4	16,7	15,9	14,7	12,8	9,5	1,7				
14	19,7	19,5	19,3	19,0	18,7	18,3	17,9	17,4	16,7	15,9	14,7	12,8	9,5	1,7			
15	19,8	19,7	19,5	19,3	19,0	18,7	18,3	17,9	17,4	16,7	15,9	14,7	12,8	9,5	1,7		
16	20,0	19,8	19,7	19,5	19,3	19,0	18,7	18,3	17,9	17,4	16,7	15,9	14,7	12,8	9,5	1,7	
17	20,1	20,0	19,8	19,7	19,5	19,3	19,0	18,7	18,3	17,9	17,4	16,7	15,9	14,7	12,8	9,5	1,7

Para verificação estrutural de elementos em concreto, a Norma Brasileira (NBR 6118, 2003) segue o método dos Estados Limites Últimos, que tem como filosofia a majoração dos esforços atuantes nas seções de concreto e a redução da resistência dessas seções, por meio de coeficientes específicos, como pode ser visto no item 12.4 da referida Norma. Para condições normais de carregamento, esses coeficientes são definidos por $\gamma_c = 1,4$, tanto para o lado da resistência quanto para o dos esforços atuantes.

Do lado dos esforços atuantes ($M; N$), para majorá-los basta multiplicar por γ_f , obtendo-se com isso os esforços solicitantes de cálculo ($M_d; N_d$). Já para se obter a resistência de cálculo do concreto à compressão (f_{cd}), basta dividir por γ_c a correspondente resistência

característica do concreto aos 28 dias ($f_{c,0}$). Dessa forma, o valor da resistência à compressão de cálculo, utilizada para projetos, é definida como a seguir, de acordo com a expressão de CHANG (1994):

$$\sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 1,105 \cdot \frac{f_{c,0}}{1,4} \cdot e^{-\frac{0,743}{t^{0,7}}} \quad (6.1)$$

O coeficiente redutor da tensão de cálculo de $0,85 \cdot f_{cd}$ é adotado pela NBR 6118/2003 para considerar a diminuição da resistência do concreto por influência de cargas de longa duração (efeito Rüsçh), verificada em ensaios.

6.1.2. Interação Momento fletor / Força Normal

A verificação de equilíbrio das seções do suporte por flexo-compressão normal é apresentada a seguir, segundo gráficos de interação entre o esforço momento fletor e a força normal, primeiro para a configuração de concreto pré-moldado e por último para o caso de suporte em concreto projetado, com suas propriedades mecânicas crescentes com o avanço do túnel. No Apêndice A, constam as tabelas correspondentes aos valores numéricos da interação, com os respectivos valores absolutos e adimensionais dos esforços atuantes, bem como o valor da relação entre os esforços resistentes da seção de concreto e esforços atuantes.

O método de flexo-compressão normal foi apresentado no Capítulo 4, de metodologia do trabalho, constando aqui apenas os resultados da interação dos esforços para as seções do suporte, segundo o método proposto por MELLO (2003).

6.1.2.1. Túnel com suporte em concreto pré-moldado

Para efetuar a interação entre momento fletor e força normal, e trabalhando com valores adimensionais, fixa-se a relação ν_u/ν_d em 1, para o caso de $\nu_d \leq 1$. A partir desse procedimento, encontra-se a relação μ_u/μ_d . Para valores de $\mu_u/\mu_d > 1$, têm-se o equilíbrio da seção sem a necessidade de utilização de armadura. Caso contrário, não se verifica o equilíbrio do sistema de suporte.

A Figura 6.1 apresenta a relação entre os pares de esforços adimensionais de cálculo ($v_d; \mu_d$) obtidos para a seção mais solicitada do suporte, para a seção controle e ao longo das fases de cálculo, para as simulações segundo o modelo Mohr Coulomb para o solo com módulo de deformabilidade de 10 MPa, modelo (MC)₁, para o túnel com balanço de $L_1 = \frac{1}{4} D$ e de $L_2 = \frac{1}{2} D$. A Figura 6.1 também apresenta a região factível para o equilíbrio da seção, delimitada pelas envoltórias de resistências adimensionais, v_u e μ_u .

Na Figura 6.1, com os resultados mostrados para o túnel com modelo (MC)₁ e suporte em concreto com propriedades finais ao longo de toda sua extensão, percebe-se que, à medida que há o avanço do túnel, o suporte tende a se aproximar ou ultrapassar sua condição crítica (equilíbrio), em virtude dos incrementos de cargas transferidos do maciço para o suporte. Essa condição é tão mais presente quanto mais profundo é o túnel. No caso do túnel com um e dois diâmetros de cobertura (C_1 e C_2), a condição mais desfavorável se deu para o maior comprimento livre de escavação (L_2). Já no túnel mais profundo (C_3) esse padrão se inverteu, sendo mais desfavorável para o sistema de suporte escavar o túnel com balanço de $L_1 = \frac{1}{4} D$, ao invés de $L_2 = \frac{1}{2} D$.

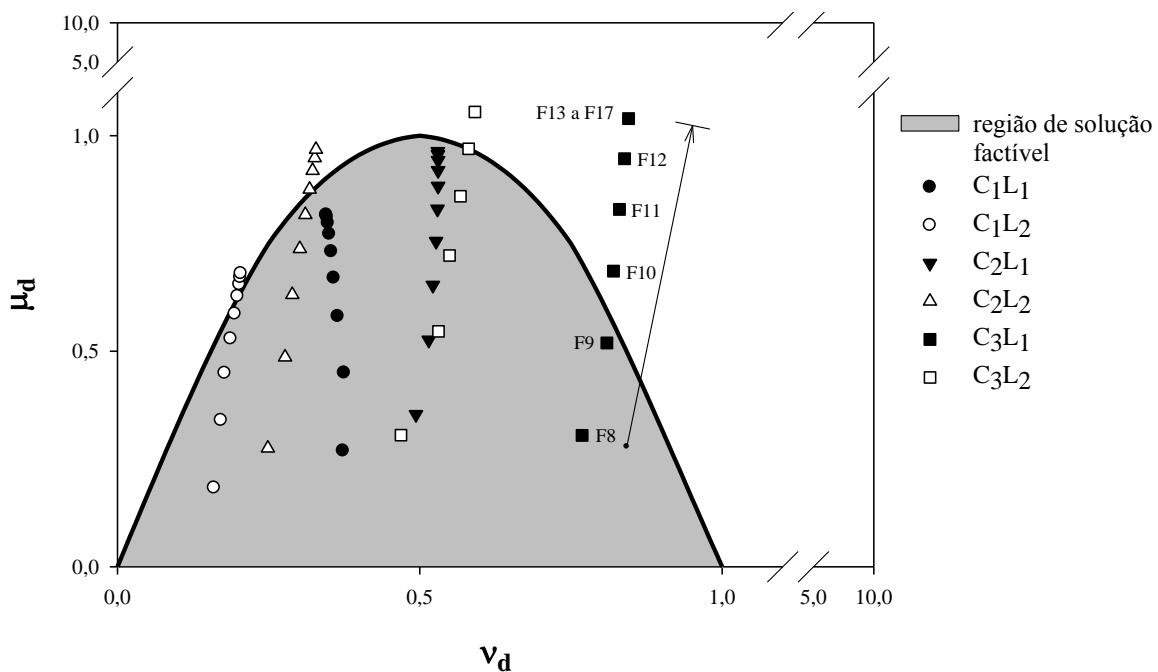


Figura 6.1. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto pré-moldado: (MC)₁.

A Figura 6.2 apresenta os esforços adimensionais últimos e de cálculo, segundo o modelo Mohr Coulomb com o solo com módulo de deformabilidade de 15 MPa, modelo (MC)₂.

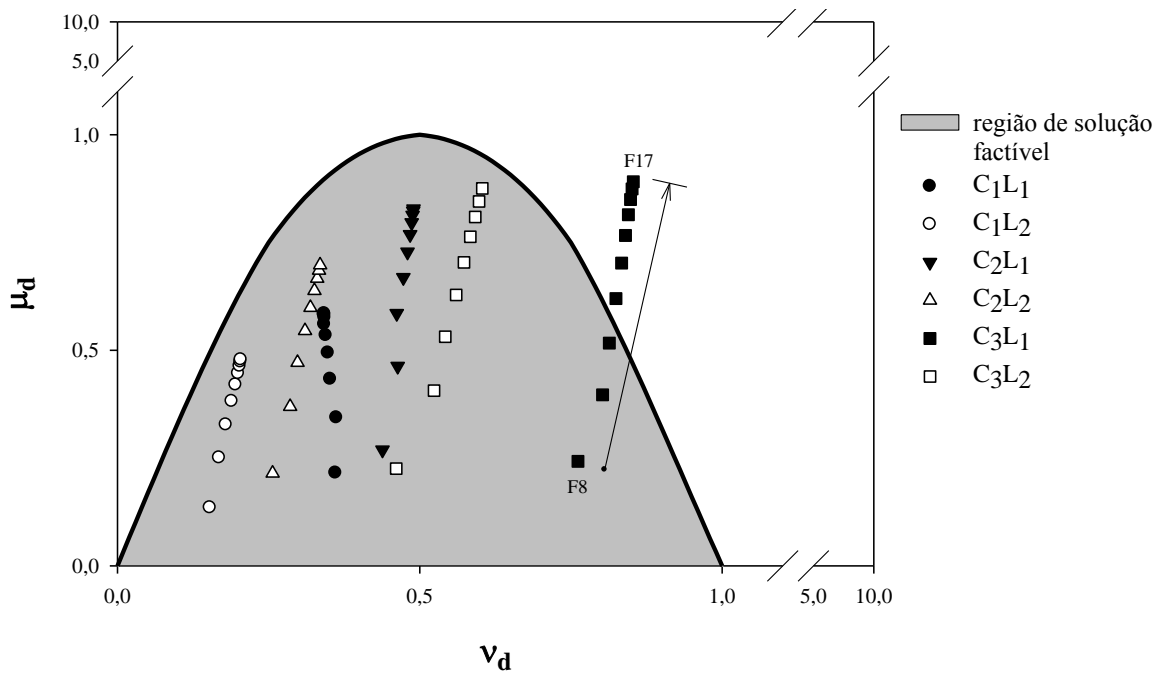


Figura 6.2. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto pré-moldado: (MC)₂.

Pelo agrupamento dos dados plotados na Figura 6.2, há uma indicação de que, assim como no caso de (MC)₁, os túneis mais rasos apontaram um cenário mais seguro para o suporte pré-moldado. Para os túneis de cobertura C₂ e C₃, as escavações com balanço de ½ D (L₂) forneceram um maior padrão de segurança para as seções do suporte, enquanto que o túnel mais superficial (C₁) seguiu o padrão em que balanços menores geram menores instabilidades no suporte. Quanto à cobertura, é de se esperar que maiores tensões iniciais produzam, proporcionalmente, maiores transferências de carga do maciço para o suporte.

Em relação ao balanço, a transferência de carga na direção do suporte em função da distância da face do túnel à seção com suporte, mobilizando esforços internos de compressão no sistema de suporte, foi fator condicionante para o equilíbrio da seção. Seções mais comprimidas submetidas à flexo-compressão normal favorecem seu equilíbrio por interação do momento fletor com a carga de compressão. Dessa forma, para os casos onde o esforço de compressão foi expressivo, a interação desse esforço com o de flexão indicou maiores níveis de segurança.

Dessa forma, para os túneis mais profundos com maiores balanços, experimentou-se uma melhor condição de estabilidade. Como exemplo, a relação μ_u/μ_d foi de 1,54 e 1,36, respectivamente para os casos (MC)₂C₁L₁ e (MC)₂C₁L₂. Já para o túnel com cobertura de 4

diâmetros, essa relação caiu para 0,58 e 1,09 nos casos $(MC)_2C_3L_1$ e $(MC)_2C_3L_2$, respectivamente. Esses valores correspondem à última etapa de cálculo para o esforço máximo na seção controle.

A Figura 6.3 apresenta os esforços adimensionais últimos e de cálculo, segundo o modelo Mohr Coulomb com o solo com módulo de deformabilidade de 20 MPa, modelo $(MC)_3$. Observou-se nessa figura a mesma tendência apontada para o caso $(MC)_2$. Aliás, comparando as Figuras 6.1, 6.2 e 6.3, pode-se perceber que para maciços mais competentes obteve-se suportes mais seguros, em função do nível de tensão transferido. Esse fato pode ser explicado, por exemplo, para o túnel com cobertura de quatro diâmetros e balanço de meio diâmetro (C_3L_2), onde a interação entre o momento fletor e a força normal apontou crescimento do nível de segurança (μ_u/μ_d) de 0,78 para o $(MC)_1$, 1,09 para o $(MC)_2$ e atingindo 1,41 para o $(MC)_3$. Neste caso, havia deficiência de equilíbrio para a seção do suporte quando do maciço com módulo de 10 MPa. Uma forma de redimensionar o suporte seria com a utilização de um concreto com maior resistência à compressão ou com o aumento de sua espessura.

Cabe registrar que a observação acima quanto ao dimensionamento do suporte é válida apenas quando este é simulado com comportamento elástico, sem redistribuição. Porém, essa situação engloba a grande maioria dos dimensionamentos de estruturas de concreto, inclusive para suportes em concreto projetado para túneis.

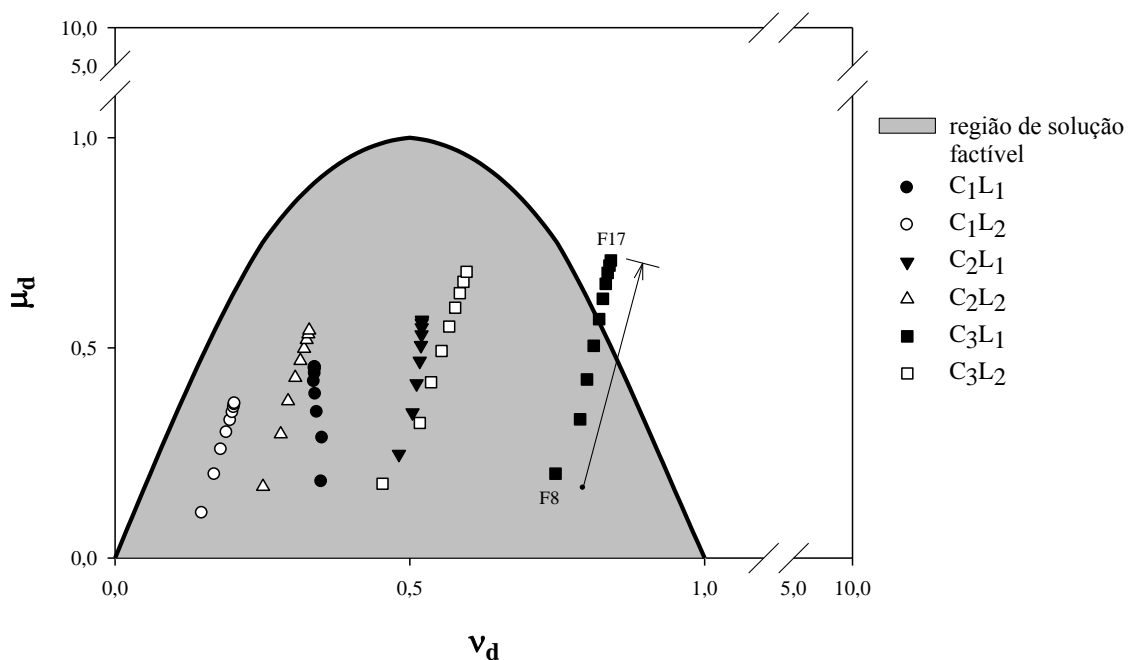


Figura 6.3. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto pré-moldado: $(MC)_3$.

A Figura 6.4 apresenta a interação entre os esforços momento fletor e força normal adimensionais de cálculo e a zona de soluções factíveis para o suporte de 0,20 m de espessura em concreto pré-moldado para maciço com módulo de 10 MPa segundo o modelo *Hardening Soil*, modelo (HS)₁.

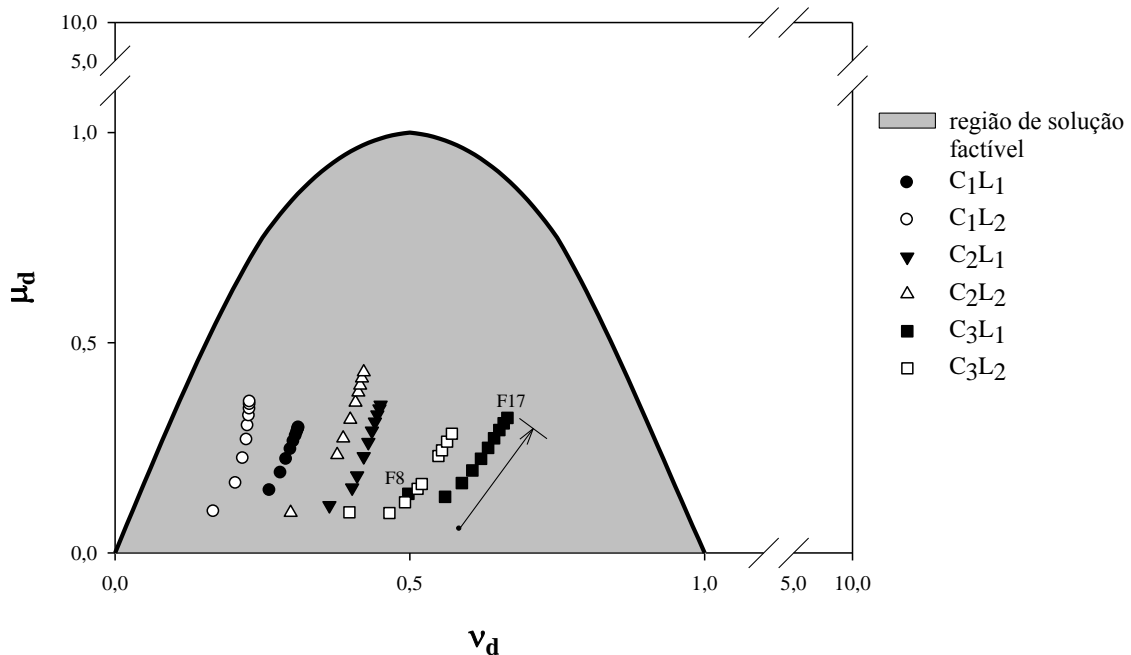


Figura 6.4. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto pré-moldado: (HS)₁.

Os resultados obtidos com a simulação com o modelo *Hardening Soil*, no geral, apontaram para suportes submetidos predominantemente a forças axiais de compressão, sendo os esforços de flexão secundários para o dimensionamento das seções de concreto pré-moldado, como já comentado no Capítulo 5.

A Figura 6.5 e 6.6 apresentam os esforços adimensionais últimos e de cálculo no suporte em concreto pré-moldado, segundo o modelo *Hardening Soil* com o solo com módulo de deformabilidade de 15 e 20 MPa, modelos (HS)₂ e (HS)₃, respectivamente.

Resultado importante retirado com as análises com o solo modelado como *Hardening Soil* com suporte em concreto pré-moldado é que, ao contrário do modelado com o Mohr Coulomb, os suportes para os túneis mais profundos figuraram-se como mais seguros do que no caso dos túneis rasos. Essa inversão de padrão é explicada pelos reduzidos momentos fletores mobilizados no suporte quando o solo foi modelado com o *Hardening Soil*, principalmente a maiores profundidades. Da mesma forma que maiores esforços de

compressão, sem excentricidades, nas seções de concreto produzem um melhor equilíbrio com os esforços de flexão, estes, quando menores, também favorecem o equilíbrio da seção segundo o método de flexo-compressão normal. Os esforços de compressão são limitados pela tensão de compressão admissível para o concreto.

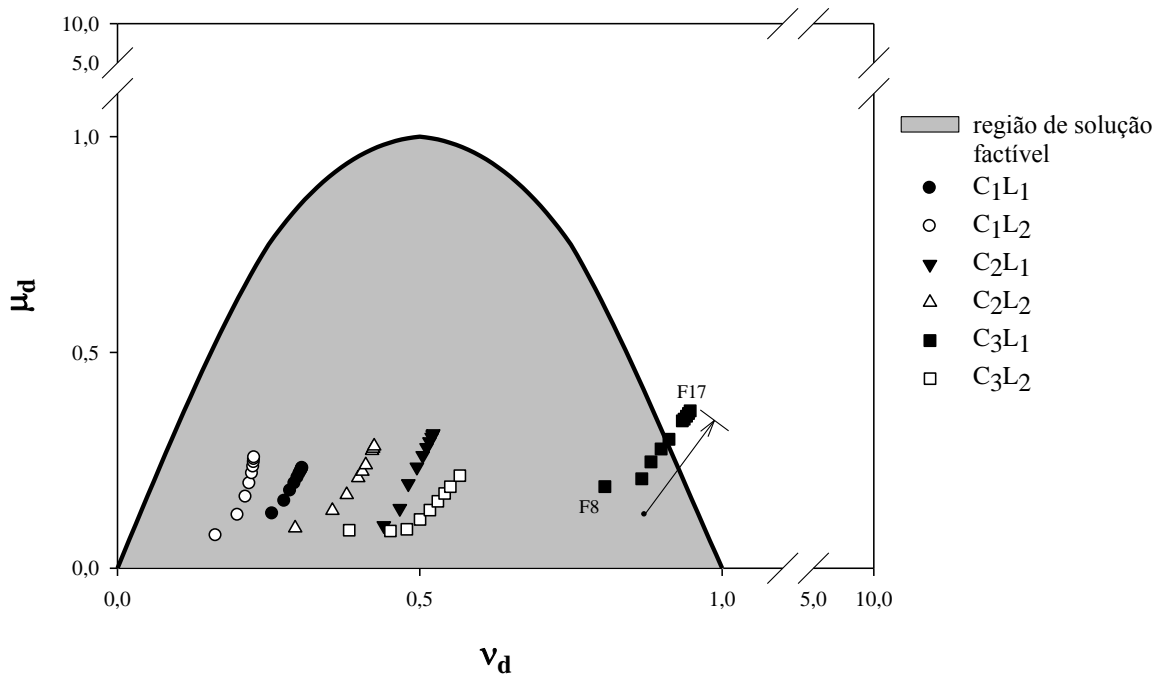


Figura 6.5. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto pré-moldado: (HS)₂.

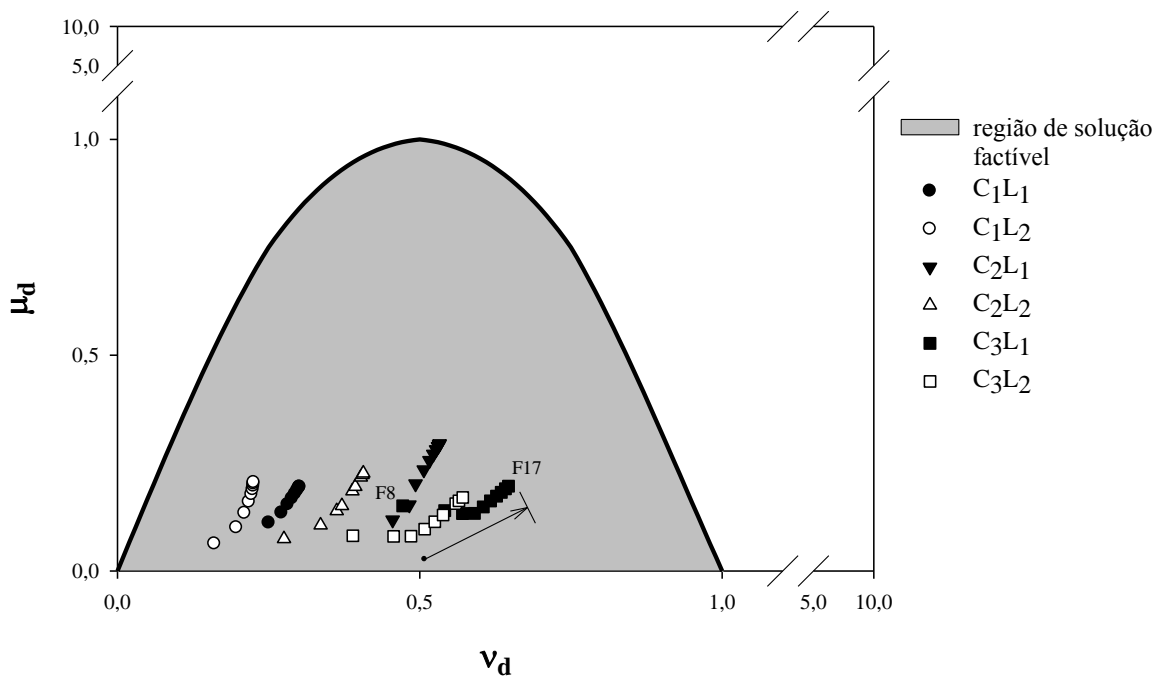


Figura 6.6. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto pré-moldado: (HS)₃.

6.1.2.2. Túnel com suporte em concreto projetado

A verificação do suporte em concreto projetado por flexo-compressão normal é governada por um comportamento particular desse material, sobretudo em comparação com o concreto pré-moldado. No caso do concreto projetado, suas propriedades mecânicas são crescentes com sua idade, em função do processo de hidratação que ocorre com o cimento em contato com a água. Dessa forma, tem-se um elemento estrutural aumentando de rigidez e conseqüentemente absorvendo maiores carregamentos.

Por outro lado, esse mesmo elemento estrutural, a princípio, pode não possuir resistência adequada para equilibrar as ações externas, sendo que com poucas horas essa resistência pode chegar a valores relativamente altos, podendo suprir eventuais deficiências de estabilidade nas seções do suporte.

As Figuras 6.7 a 6.9 apresentam as curvas de interação entre os esforço momento fletor e a força normal, adimensionais, resistentes e atuantes no suporte em concreto projetado, para o maciço com módulo de 10, 15 e 20 MPa, modelos (MC)₁, (MC)₂ e (MC)₃, respectivamente.

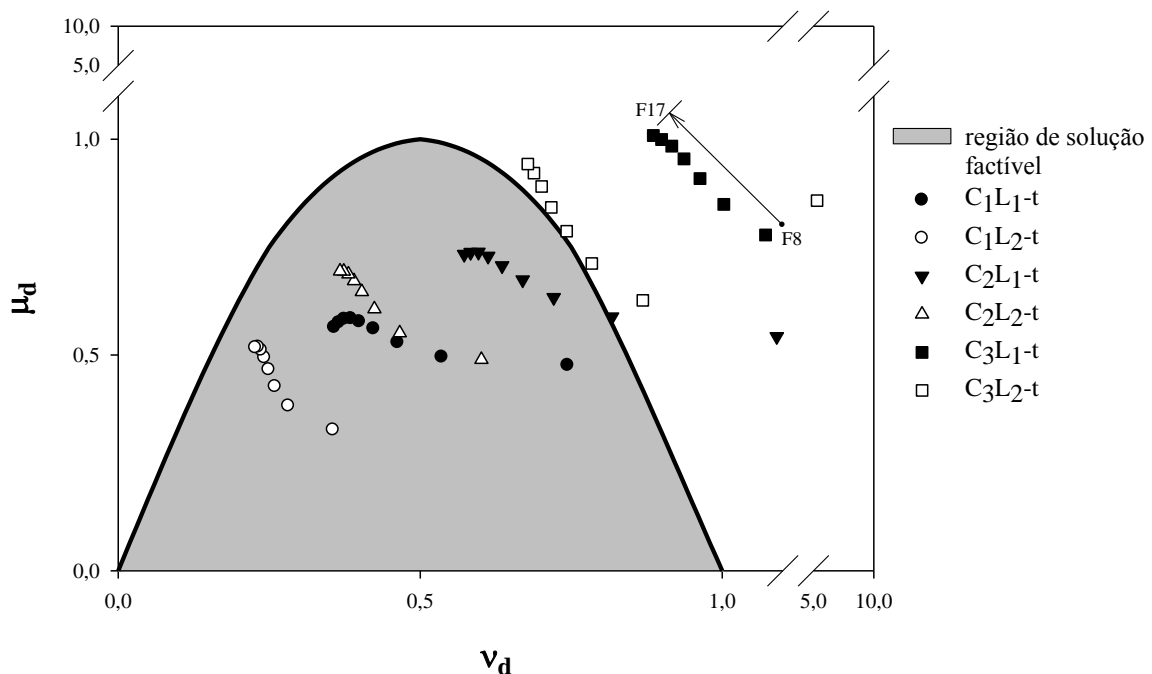


Figura 6.7. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto projetado: (MC)₁.

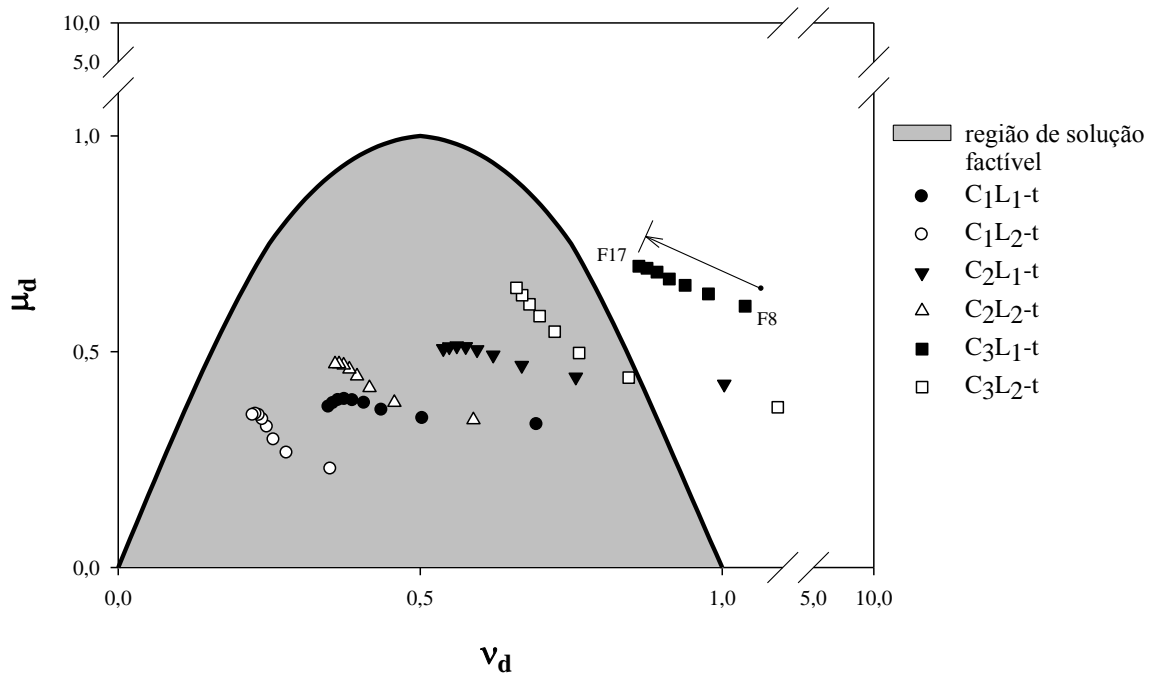


Figura 6.8. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto projetado: (MC)₂.

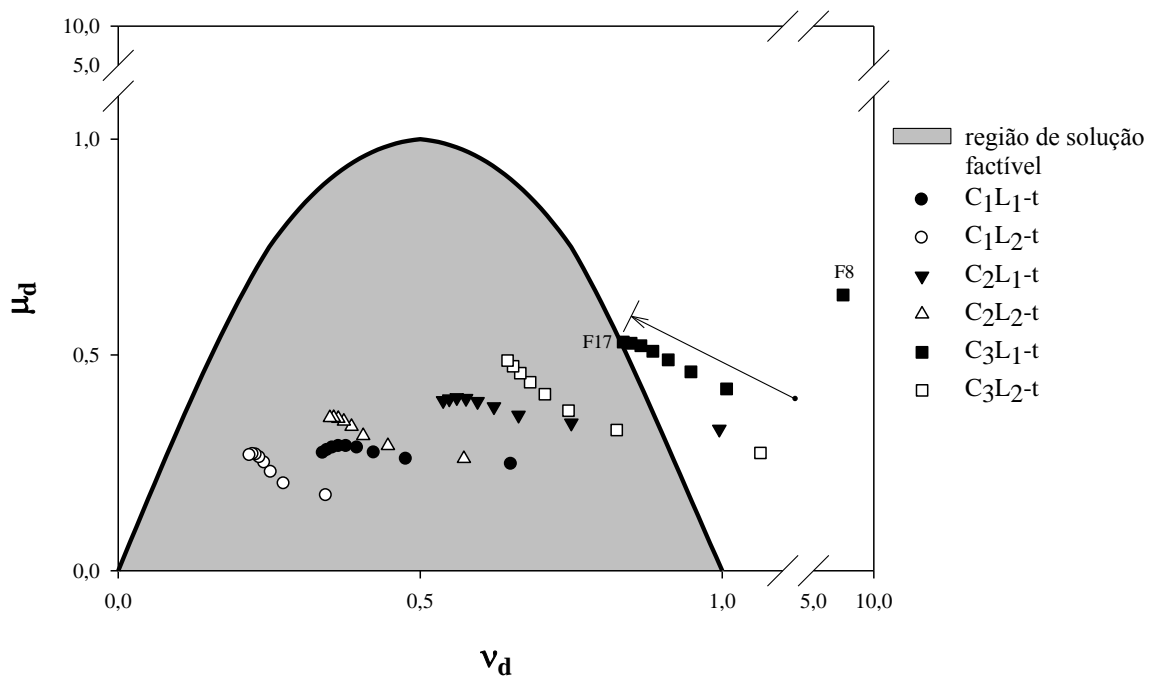


Figura 6.9. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto projetado: (MC)₃.

Observando as Figuras 6.7 a 6.9, pode-se notar que os túneis mais profundos transferiram maior carregamento para o suporte, evidenciando que estes são mais suscetíveis a dimensionamentos de suportes mais onerosos, como foi o caso dos túneis com cobertura de 4 diâmetros (C₃), principalmente com balanços de ¼ D.

Este caso pode ser explicado pelo maior nível de pressão geostática a maiores profundidades, sendo que para balanços menores a parcela dessas pressões mobilizadas em direção ao suporte é mais expressiva.

Em todos os casos do túnel com quatro diâmetros de cobertura (C_3), o suporte da seção de controle não alcançou a condição de estabilidade, mesmo com o concreto atingindo cerca de 75% de sua resistência final (130 h). Para os demais casos, a resistência do concreto com 4 h de idade não atendeu a condição de estabilizar os esforços atuantes sem a presença de armadura. Nesse caso, faz-se necessário o aumento da espessura do concreto ou confecção de um concreto com maior taxa de resistência, principalmente a baixas idades. Outra forma de promover o equilíbrio seria parcializando a escavação da seção, de forma a mobilizar menos força normal no suporte, principalmente a baixas idades.

As Figuras 6.10, 6.11 e 6.12 apresentam as curvas de interação M–N adimensionais, resistentes e atuantes no suporte em concreto projetado, para o maciço com módulo de 10, 15 e 20 MPa, respectivamente, segundo o modelo *Hardening Soil*.

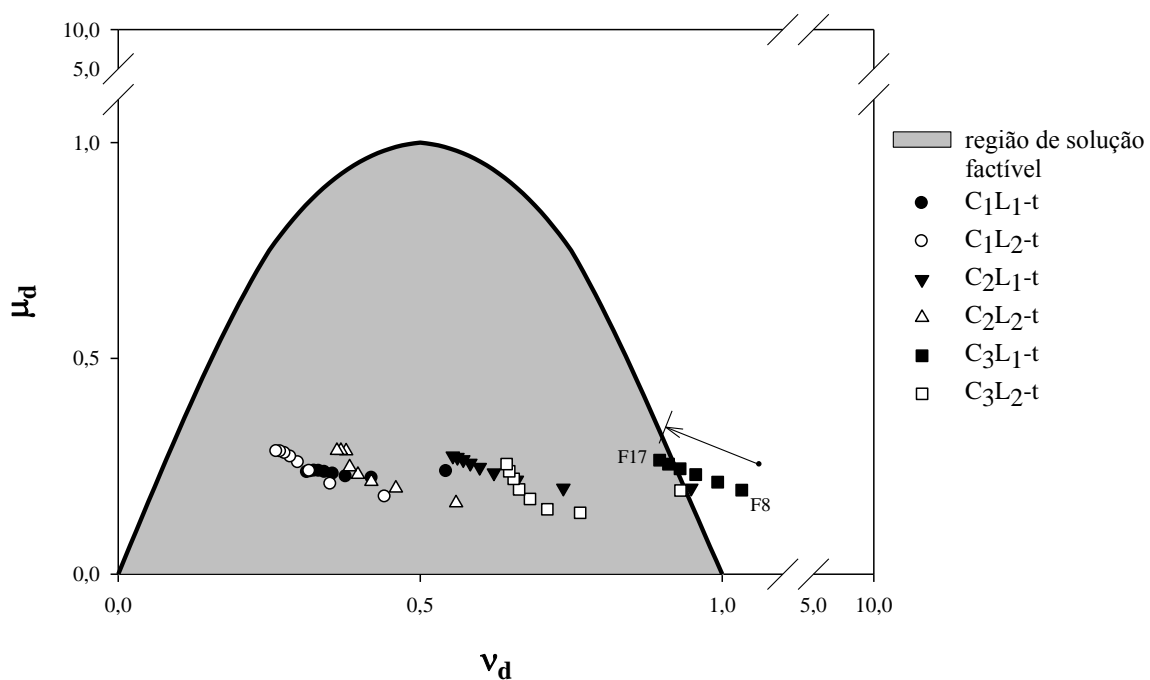


Figura 6.10. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto projetado: (HS)₁.

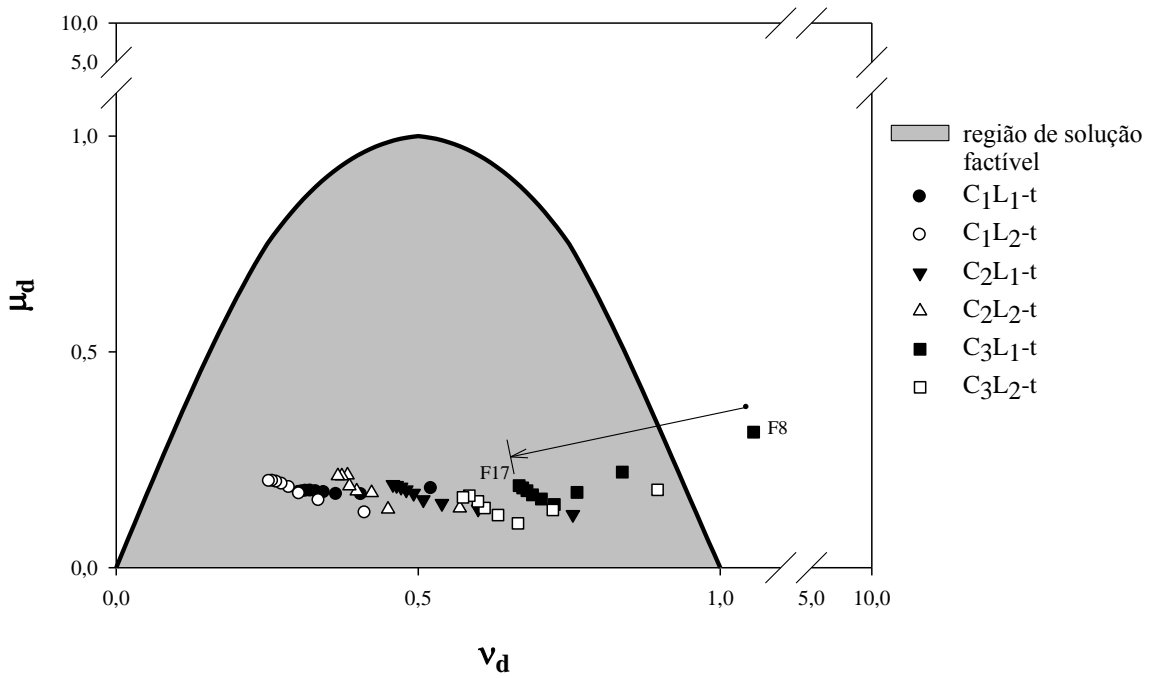


Figura 6.11. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto projetado: $(HS)_2$.

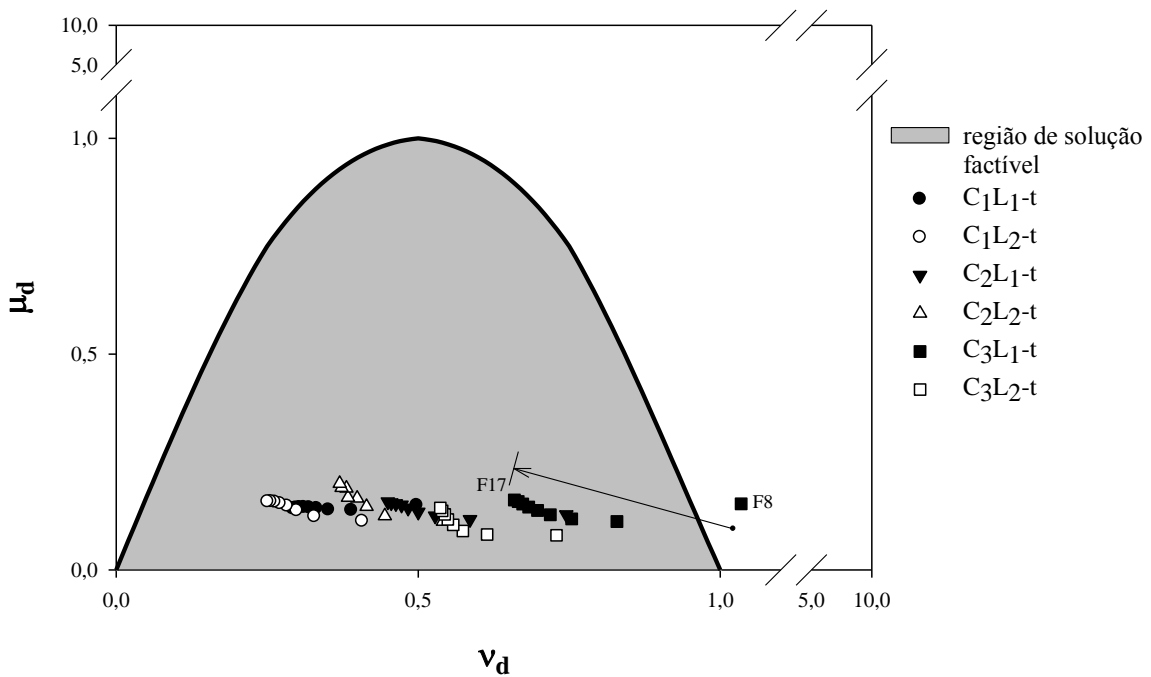


Figura 6.12. Interação M–N, adimensionais, para o suporte em concreto projetado: $(HS)_3$.

Considerando os gráficos de interação M–N para o suporte de túneis escavados em solo modelado como *Hardening Soil*, percebe-se que a exemplo dos resultados apontados pelas simulações com concreto de propriedades mecânicas constantes (pré-moldado), a ocorrência

de baixos momentos fletores é um indicativo que o suporte está submetido principalmente a forças axiais de compressão.

Em nenhuma análise com concreto projetado, o suporte apresentou resistência satisfatória para absorver os carregamentos quando possuía idade de 4 h, idade esta assumida para o concreto mais jovem. Nos demais casos, o suporte satisfaz à condição de equilíbrio por flexo-compressão normal, a menos para o caso (HS)₁C₃L₁, ou seja, para o túnel com cobertura de 4 diâmetros e balanço de ¼ diâmetro, escavado em solo modelado com o *Hardening Soil*.

A comparação dos resultados das interações entre momento fletor e força normal para o suporte do túnel para as simulações considerando o endurecimento do concreto (concreto projetado) e com o concreto de rigidez constante (concreto pré-moldado) mostram um cenário de maior segurança para o primeiro caso. Embora o concreto, nas primeiras horas, não possua resistência satisfatória para resistir aos carregamentos, estes são bem menores do que àqueles transferidos do maciço para o suporte quando se admite o concreto com rigidez aos 28 dias.

A consideração acima é importante para a análise, em projeto, da necessidade de acelerar a velocidade de escavação do túnel, por questões de cronograma, e até mesmo para o dimensionamento da espessura mínima do revestimento do concreto projetado.

Entretanto, ficou clara a necessidade de verificação do primeiro lance de suporte em concreto projetado, visto ser um material muito jovem, onde começam a surgir suas primeiras propriedades mecânicas, ou seja, passa de um meio fluido para um esqueleto sólido.

Conclusões

7.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo sintetiza as tendências apontadas pelos resultados da parametrização para um túnel circular escavado, à face plena, em solo, segundo o método dos elementos finitos. O solo foi simulado com comportamento elástico perfeitamente plástico (Mohr-Coulomb) e comportamento elastoplástico (*Hardening Soil*). Neste último caso, o comportamento do solo em regime de carregamento e descarregamento é considerado, o que se adéqua perfeitamente ao comportamento do maciço nas adjacências da escavação, onde para $K_0 < 1$ tem-se notadamente uma região em regime de carregamento (lateral do túnel) e uma zona de descarregamento (topo e arco invertido do túnel).

Dessa forma, considerar o mesmo comportamento para o solo nessas zonas pode acarretar prejuízos ao entendimento da mobilização dos esforços ao redor do túnel e, quantitativamente, pode gerar uma transferência de carregamento do maciço para o suporte desproporcional ao que, de fato, venha a ocorrer. Como resultado, pode-se projetar uma seção escavada com um nível de segurança desconhecido, no que se relaciona à rigidez do sistema de suporte dimensionado e ao campo de deslocamento ao redor da cavidade escavada, até a superfície.

A conclusão aqui obtida faz juízo apenas a escavações subterrâneas que se inserirem nas considerações adotadas para os casos analisados, no que se refere à seção circular da abertura, a escavação à seção plena, a solos com módulo de deformabilidades entre 10 e 20 MPa, ou seja, solos rijos, e aos túneis com coberturas até 4 diâmetros. Quanto ao suporte contínuo para o túnel, englobam-se nesse trabalho os suportes em concreto com rigidez constante e os suportes em concreto projetado, onde sua rigidez e resistência crescem com o avanço da escavação.

Deve-se destacar o ineditismo do método de flexão normal composta proposto por MELLO (2003), que propõe o dimensionamento da seção transversal do concreto submetido a esforços conjuntos, momento fletor e força normal, e não apenas a verificação da seção como proposto pelos ábacos existentes na literatura.

Por fim, esse trabalho visa contribuir para o entendimento de escavações subterrâneas segundo o Método de Escavações Sequenciais, com o fim de incrementar os conhecimentos específicos desses empreendimentos para promover ambientes cada vez mais seguros, por custos cada vez menores.

7.2. MOVIMENTOS NO MACIÇO

Quanto aos movimentos na cavidade escavada do maciço, independente do modelo adotado, os deslocamentos verticais foram diretamente proporcionais a profundidade do túnel e ao seu comprimento livre.

Os deslocamentos verticais no teto do túnel foram aproximadamente iguais aos do *invert* para o modelo Mohr-Coulomb, sendo que para o modelo *Hardening Soil* os deslocamentos no teto foram bem superiores em comparação aos do *invert*. Essa conclusão sugere que, ao contrário do modelo Mohr-Coulomb, o *Hardening Soil* considera zonas distintas de carregamento/descarregamento entre teto e arco invertido, inclusive com módulos de deformabilidades distintos para essas zonas.

Os deslocamentos ao longo da escavação apontam que não se pode prescindir de análise numérica tridimensional para o estudo das escavações subterrâneas, devido ao efeito de face que ocorre na frente de escavação, promovendo a mudança na estrutura do maciço, em seções ainda não escavadas. Nas simulações feitas, os resultados apontaram a interferência da face de escavação a distâncias superiores a $2D$, dependendo da cobertura do túnel, do balanço e do modelo utilizado.

Os resultados dos deslocamentos verticais ao redor da cavidade escavada apontaram para valores de relaxação de tensão distintos para pontos distintos da abertura. Dessa forma, em análises bidimensionais é errôneo considerar um fator de relaxação único para todos os pontos

da abertura, sendo inclusive necessário considerar o balanço do túnel para definir o percentual de relaxação de tensão.

Verificou-se para seções adiante e atrás da seção controle, no momento que a face de escavação se encontrava nesta seção, que os deslocamentos verticais atrás da frente de escavação invariavelmente aumentam com a profundidade, independente da cobertura, do balanço ou do modelo utilizado. Essa constatação pode estar associada ao fato de que atrás da frente de escavação, o maciço acima do túnel está sujeito, predominantemente, a movimento de corpo rígido.

Já no caso dos deslocamentos verticais adiante da frente de escavação, praticamente não houve alteração com a profundidade no caso do modelo Mohr-Coulomb, sendo que para o modelo *Hardening Soil* ocorreu um decréscimo dos deslocamentos verticais da superfície até o teto do túnel. Este fato pode estar associado ao efeito de face, onde ocorrem movimentos adiante da face do túnel que se voltam para o interior da abertura, desde a superfície até a frente de escavação. Esses movimentos se propagam na superfície e são amortecidos à medida que se aproxima da geratriz superior do túnel, sendo mais efetivo para o modelo *Hardening Soil*.

Os deslocamentos no teto e arco invertido (*invert*) independem do balanço do túnel, sendo tão maiores quanto mais profundo o túnel. Os deslocamentos no arco invertido (*invert*) são superiores aos deslocamentos no teto para a grande maioria das simulações. Esse resultado é observado em virtude do modelo constitutivo para o solo não fazer distinção entre zonas de carregamento e de descarregamento. Logo, como no arco invertido (*invert*) o nível de tensão geostática é maior que no teto do túnel, os deslocamentos naquela região serão superiores.

7.3. TENSÕES AO REDOR DA FACE ESCAVADA

Verificou-se um aumento na tensão média p com a aproximação da frente de escavação. Esse aumento pode ser causado pelo efeito de face, onde deslocamentos já ocorreram adiante da face do túnel, em seções ainda não escavadas. A zona de interferência foi diretamente proporcional a cobertura do túnel e maior para o caso do solo modelado como *Hardening Soil*.

Após a passagem da face, observou-se uma redução da tensão média p na parede do túnel (ponto B) para todos os casos simulados. Esta diminuição está associada à redução da tensão radial devido à escavação. Como fator complementar para a redução da tensão média, pode-se citar o arqueamento de tensão, uma vez que essa redução foi mais sensível nas simulações com maior balanço, provavelmente relacionado com o efeito de arco longitudinal mais efetivo nessas simulações.

No caso da tensão desviadora q , houve também aumento com a aproximação da frente de escavação, ficando as zonas de interferência da face limitadas a aproximadamente 1,5 diâmetro para todos os casos simulados.

7.4. ESFORÇOS INTERNOS MOBILIZADOS NO SUPORTE

Para os casos analisados com o modelo Mohr-Coulomb, observou-se que os valores absolutos dos momentos fletores foram maiores nos casos dos túneis mais profundos e, com o aumento da rigidez relativa maciço-suporte, a transferência de carga para o suporte foi reduzida. Esses resultados sugerem que, para túneis sujeitos a maiores níveis de tensão geostática, há uma maior transferência de carga do maciço para o suporte, principalmente quando se tratar de menor rigidez relativa maciço-suporte.

Para o modelo *Hardening Soil*, percebeu-se um ínfimo desenvolvimento de momento fletor ao longo do suporte do túnel, fato este reflexo do comportamento do maciço em torno da cavidade escavada apresentado para esse modelo, estando de acordo com os resultados mostrados para os deslocamentos ocorridos em pontos próximos à abertura do túnel. Os menores deslocamentos verificados apontam para menores carregamentos transferidos e, portanto, menores esforços mobilizados no suporte. Esse fenômeno pode estar relacionado com uma redução gradativa da rigidez ao cisalhamento (G) do solo circunvizinho, à medida que este mobiliza sua resistência ao cisalhamento.

Quanto às forças normais de compressão, nos casos analisados com os modelos Mohr-Coulomb e *Hardening Soil*, esses esforços foram diretamente proporcionais à cobertura do túnel. Assim como apontado pelo comportamento dos momentos fletores, a força normal

sugeriu uma menor parcela de transferência de carga para o suporte nos casos de maciços mais rijos.

Os esforços de compressão para as análises efetuadas, da mesma forma que os momentos fletores, atingiram seus valores máximos próximos à parede lateral do túnel. Essa tendência é consequência do arqueamento transversal do solo, o que promove uma zona de compressão nas laterais dos túneis, adicionando-se a isso o fato de K_0 ser menor que 1. Na verdade, no caso dos momentos fletores, os seus valores máximos ocorreram próximos a lateral do túnel, no teto e no arco invertido (*invert*) do túnel.

Os maiores esforços no suporte foram obtidos com o solo segundo o modelo Mohr-Coulomb e, como regra geral, as estruturas mais rígidas absorveram maiores carregamentos, como foi o caso do suporte em concreto pré-moldado.

Ao contrário do momento fletor, a força normal praticamente não variou com o avanço da frente de escavação, tanto para as análises efetuadas com o modelo Mohr-Coulomb quanto *Hardening Soil*. No tocante a considerar as propriedades variáveis com o tempo para o concreto projetado, observou-se uma redução das forças normais e dos momentos fletores, o que pode trazer economia e confiabilidade para o dimensionamento do sistema de suporte.

O modelo *Hardening Soil*, por considerar as condições de descarregamento/re-carregamento para o solo, apontou um menor nível de carregamento para o suporte, em concordância com os menores deslocamentos das paredes do túnel.

Os suportes de túneis mais profundos e com menor módulo de deformabilidade foram os mais solicitados, indicando maior transferência de carregamento do maciço para o suporte nos casos de maiores tensões iniciais (geostáticas) e com solo menos competente. O mecanismo de interação maciço-suporte é governado pelas rigidezes em jogo e pelo nível de tensão inicial do maciço próximo a abertura.

7.5. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DO SUPORTE

Com os esforços internos solicitantes nas seções do suporte em concreto pré-moldado e projetado, verificou-se o equilíbrio dessas seções a partir do método da flexo-compressão normal.

Para o caso do suporte com concreto com propriedades finais e do solo com comportamento Mohr-Coulomb, verificou-se que o suporte tende a se aproximar ou ultrapassar sua condição crítica (equilíbrio) com o avanço do túnel, em virtude dos incrementos de cargas transferidos do maciço para o suporte. Essa condição foi tão mais presente quanto mais profundo o túnel e quanto maior o seu balanço. Quanto à cobertura, é de se esperar que maiores tensões iniciais produzam, proporcionalmente, maiores transferências de carga do maciço para o suporte e, em relação ao módulo de deformabilidade do maciço, os mais competentes apresentaram suportes mais seguros, em função do nível de tensão transferido.

Para os casos onde não houve o equilíbrio da seção, recomenda-se redimensionar o suporte, a partir da utilização de um concreto com maior resistência à compressão, do aumento de sua espessura, ou ainda, inclusão de armadura, para, juntamente com o concreto, equilibrar os esforços solicitantes nas seções do suporte.

Resultado importante retirado com as análises com o solo modelado como *Hardening Soil* é que, ao contrário do modelado com o Mohr-Coulomb, os suportes para os túneis mais profundos figuraram-se como mais seguros do que no caso dos túneis rasos. Essa inversão de padrão é explicada pelos reduzidos momentos fletores mobilizados no suporte quando o solo foi modelado com o *Hardening Soil*, principalmente a maiores profundidades. Da mesma forma que maiores esforços de compressão, sem excentricidades, nas seções de concreto produzem um melhor equilíbrio com os esforços de flexão, estes, quando menores, também favorecem o equilíbrio da seção segundo o método de flexo-compressão normal. Os esforços de compressão são limitados pela tensão de compressão admissível para o concreto.

As verificações de interação entre o momento fletor e a força normal de compressão, para os casos de concreto projetado (propriedades mecânicas variáveis) e solo modelado como material Mohr-Coulomb indicaram que túneis mais profundos com menores balanços

transferem maior carregamento para o suporte, evidenciando que estes são mais suscetíveis a dimensionamentos mais onerosos.

Nos casos de solo modelado como Hardening Soil e suporte em concreto projetado, em virtude dos baixos momentos atuantes nas seções do suporte, houve folga quanto ao equilíbrio M – N.

Deve-se ressaltar que em nenhuma análise com concreto projetado, o suporte apresentou resistência satisfatória para absorver os carregamentos quando possuía idade de 4 h (concreto mais jovem), fato que corrobora, em ordem de grandeza, os estudos efetuados por CELESTINO & GUIMARÃES (1994), que apontaram a situação mais crítica para a resistência do concreto frente às tensões decorrentes da transferência maciço-suporte como sendo 15 h.

A comparação dos resultados das interações entre momento fletor e força normal para o suporte do túnel, para as simulações considerando o endurecimento do concreto (concreto projetado) e com o concreto de rigidez constante (concreto pré-moldado), mostram um cenário mais conservador para o segundo caso. Embora o concreto, nas primeiras horas, não possua resistência satisfatória aos carregamentos, estes são bem menores do que aqueles transferidos do maciço para o suporte, quando se admite o concreto com rigidez aos 28 dias.

Como já mencionado no texto, a consideração acima é importante para a análise, em projeto, da necessidade de acelerar a velocidade de escavação do túnel, por questões de cronograma, e até mesmo para o dimensionamento da espessura mínima do revestimento do concreto projetado.

7.6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para ampliar o entendimento da interação entre o maciço e o suporte em concreto projetado, a partir do método sequencial de escavação, sugere-se ampliar o objeto dessa pesquisa para trabalhos futuros, com o emprego das seguintes considerações:

- Analisar o fenômeno de interação maciço-suporte em modelos reduzidos, devidamente instrumentado, para aferir as variáveis que interferem no mecanismo de interação entre o maciço em solo e a estrutura de suporte em concreto projetado. Confrontar os resultados do modelo reduzido com casos reais de túneis instrumentados, bem como com simulações numéricas dos casos analisados;
- Acompanhar, em laboratório, a lei de evolução das propriedades mecânicas do concreto projetado desde suas primeiras horas, avaliando diversas composições que são comumente empregadas para confecção do concreto projetado aplicado nas paredes de túneis. Nessas composições, avaliar as interferências de aditivos, microsílca e fibras no processo de ganho de resistência e rigidez do concreto, sobretudo a baixas idades e quando possuir propriedades finais;
- Avaliar o comportamento estrutural do suporte diante de distintas condições K_0 , principalmente na mobilização de esforços de flexão nas seções de concreto, com e sem armaduras;
- Estudar seções de escavação ovalizadas, com escavações parcializadas nessas seções;
- Simular numericamente o suporte em concreto projetado com modelos elastoplásticos, de forma a permitir redistribuição de esforços no sistema de suporte, bem como apontar possíveis formações de rótulas plásticas;
- Simular a interface entre o suporte e o maciço, para levar em consideração o atrito que ocorre nessa zona de contato;
- Avaliar a segurança do suporte contínuo em concreto projetado quanto à punção, devido à aplicação de suportes pontuais, como tirantes e chumbadores.
- Avaliar a aplicabilidade de modelos simplificados, como o Mohr-Coulomb, para o estudo de escavações subterrâneas em solo, principalmente quando se tratar de solos com comportamentos especiais, como por exemplo, são os solos colapsíveis.

Referências Bibliográficas

- AFTES - Work Group n° 20 (2000). Design of Sprayed Concrete for Underground Support. Tunnels et Ouvrages Souterrains, Paris, França, 36 p.
- AFTES - Work Group n° 6 (1979). “Présentation de la méthode de construction des tunnels avec soutènement immédiat par béton projeté”. Tunnels et Ouvrages Souterrains N° 31, Paris, França, pp. 13-21.
- AFTES - Work Group n° 7 (1993). Soutènement et revêtement, Emploi de la méthode convergence-confinement. Tunnels et Ouvrages Souterrains, Supplément au N° 117, Paris, França, pp. 118-205.
- AHRENS, A.H.; LINDNER, E.; LUZ, K.H. (1982). Zur dimensionierung von runnelausbauten nach den “Empfehlungen zur berechnung von tunneln im lockergestein”. Die Bautechnik. Vol. 8, pp. 260-273.
- ALMEIDA E SOUSA, J. N. V. (1998). Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica. Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- American Concrete Institute ACI 116 (2000). Cement and Concrete Terminology. American Concrete Institute, Detroit, USA, 73 p.
- American Concrete Institute ACI 506R – 90 (1995). Guide to Shotcrete. American Concrete Institute, Detroit, USA, 41 p.
- American Society for Testing Material – ASTM C 125 (1993). Definition of Terms Relating to Concrete and Concrete Aggregates. Philadelphia.
- ANSELL, A. (2004). In situ testing of young shotcrete subjected to vibrations from blasting. Tunnelling and Underground Space Technology, 19(6): 587-596.
- ATTEWELL, P.B; YEATES, J.; SELBY, A.R. (1986). Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. Glasgow.
- BALTHAR, V.K.C.B.L.M. (2004). Retração Autógena e Evolução de Propriedades Mecânicas de Pastas Pozolânicas. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ. 128 p.
- BASTOS, M.J.N. (1998). A geotecnia na concepção, projecto e execução de túneis em maciços rochosos. Tese (Mestrado). Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa (IST/UTL) – Portugal. 153 p.
- BLOODWORTH, A.G. (2002). Three-dimensional analysis of tunnelling effects on structures to develop design methods. Tese (Doutorado). Universidade de Oxford, Inglaterra. 236 p.

- BOUVARD-LECOANET, A.; COLOMBET, G.; ESTEULLE, F. (1988). *Ouvrages Souterrains: Conception, realisation, entretien*. Presses de L'école Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- BRINKGREVE, R. B. J.; VERMEER, P. A. (2002). *Finite Element Code for Soil and Rock Analysis*. Plaxis 3D Manual. Delft: A. A. Balkema.
- BROERE, W. (2001). *Tunnel face stability & New CPT Applications*. Thesis. Delft University of Technology, DUP Science. Amsterdam, Netherlands. 193 p.
- BROMS, B.B; BENNERMARK, H. (1967). Stability of clay at vertical openings. *J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE* 93(1): 71-94.
- BROWN, E. T.; BRAY, J. W.; LADANYI, B.; HOEK, E. (1983): Ground response curves for rock tunnels. *J. Geotech. Eng.* 109, pp. 15-39.
- BYFORS, J. (1980). *Plain concrete at early ages*. Research Report, Swedish Cement and Concrete Research Institute. Department of Building, Royal Institute of Technology, Stockholm, 464 p.
- CARRANZA-TORRES, C.; FAIRHUST, C. (2000). Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15(2): 187-213.
- CEB-FIP (1978). *Model code for concrete structures (English translation)*, Bulletin d'Information N125-e, Comité Euro-International du Béton, Paris.
- CELESTINO, T. B. (1991). Requisitos de projeto do revestimento de concreto projetado. *Concreto Projetado: Aplicações e Novas Tendências*. EPUSP - IPT, p. 45-55.
- CELESTINO, T. B. (1992). Projeto de revestimento de túneis em concreto projetado. *Encontro Técnico do CBT 1: Túneis em solo*, pp. 1-21.
- CELESTINO, T. B.; GUIMARÃES, M. C. B. (1994). Tunnel design considering rock masses and shotcrete time-dependent properties. *South American Rock Mechanics Congress. ISRM International Symposium, Santiago, Vol. 1*, pp. 373-380.
- CHANG, Y. (1994). *Tunnel support with shotcrete in weak rock - A rock mechanic study*. Tese (Doutorado). Royal Institute of Technology, Division of Soil and Rock Mechanics, Sweden. 166 p.
- CLOUGH, G.W; SCHMIDT, B. (1981). Design and performance of excavations and tunnels in soft clay. *Soft Clay Engeneering*, Elsevier, pp. 569-631.
- CORDING, E.J; HANSMIRE, W.H. (1975). Displacements around soft ground tunnels: general report. In *5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sesion IV*, Buenos Aires, pp. 571-632.
- COSTA E SILVA, M.M. (2004). *O método das curvas características como instrumento de dimensionamento de túneis*. CEGEO, IST, Lisboa, Portugal.
- DAVIS, E.H.; GUNN, M.J.; MAIR, R.J; SENEVIRATE, H.N. (1980). The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Géotechnique*, 30(4): 397-416.
- DE FARIA, E.F. (2004). *Predição da exotermia da reação de hidratação do concreto através de modelo termo-químico e modelo de dados*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UF RJ. 130 p.

- EINSTEIN, H.H.; SCHWARTZ, C.W. (1979). Simplified analysis for tunnel supports. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers* 105 (GT4), pp. 499–518.
- ERDMANN, J. (1983). Vergleich ebener und Entwicklung räumlicher Berechnungsverfahren für Tunnel. Bericht, Institut für Statik, TU Braunschweig, pp. 83-40.
- FENNER, R. (1938). Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes. Glükauf, 74 p.
- FERREIRA, D. A. (2003). Interação com o maciço de modelos estruturais de concreto projetado submetidos a gradientes elétricos para fins de suporte de túneis. Tese (Doutorado). EESC/USP. 443 p.
- FIGUEIREDO, A.D. (1997). Parâmetros de controle e dosagem do concreto projetado com fibras de aço. Tese (Doutorado). EPUSP, USP, São Paulo, SP, 342 p.
- FIGUEIREDO, A.D.; ABREU, J.V.; CRUZ, L.O.M. (2004). Análise experimental da utilização de cimentos especiais em concreto projetado via seca para túneis. In: 46^o. Congresso Brasileiro do Concreto, Florianópolis.
- FOÁ, S.B. (2005). Análise dos recalques de fundações e seus danos em edifícios devido a escavações subterrâneas. Tese (Doutorado). Universidade de Brasília. 308p.
- FOÁ, S.B.; ASSIS, A.P. (2002). Concreto projetado para túneis. Apostila. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. 70 p.
- FRANÇA, P.T. (2006). Estudo do comportamento de túneis: análise numérica tridimensional com modelos elasto-plásticos. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 185 p.
- GARSHOL et al. (2005). Shotcrete for rock support: A summary report on the state of the art. International Tunneling Association Working Group on Shotcrete Use, Lausanne, Suíça, 64 p. Article in press.
- GIODA, G.; SWOBODA, G. (1999). Developments and applications of the numerical analysis of tunnel in continuous media. *Int J Numer Anal Methods Geomech*, pp. 1393-405.
- GOEL, R.K. (2002). Experiences with shotcrete support in underground openings in Índia. Shotcrete for Underground Support IX.
- GOLSER, J. (1996). Retificações às opiniões do Prof. Kovári sobre o novo método austríaco de túnel. Tradução N^o 14, ABGE, 16 p.
- GOLSER, J.; SCHUBERT, P.; RABENSTEINER, K. (1989). A new concept for evaluation of loading in shotcrete linings. Progress and Innovation in Tunnelling, Proceedings of the International Congress. Toronto, pp. 79-85.
- GOMES, R. A. M. P. (2006). Análise tridimensional de túneis considerando o comportamento dependente do tempo na interação maciço-suporte. Tese (Doutorado). EESC/USP. 306 p.
- HAN, N. (1996). Time dependent behaviour of high strength concrete. Thesis. Delft University of Technology, DUP Science. Amsterdam, Netherlands. 317 p.
- HELLMICH C., ULM F.J. and MANG H.A. (1999). Multisurface chemoplasticity I: material model for shotcrete. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, 125(6): 692-701.

- HELLMICH, C.; LACKNER, R.; MANG, H. (2003). Thermochemomechanical material model for shotcrete. Institute for Strength of Materials, Vienna University of Technology. Numerical Simulation in Tunnelling, pp. 61-81.
- HOEK, E.; BROWN, E.T. (1980): Underground excavations in rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 527 pp.
- ITASCA CONSULTING GROUP, INC. (1993). FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua. Version 3.22. User’s Manual. Minneapolis, Minnesota, USA.
- KARAKUS, M.; FOWELL, R.J. (2004). An insight into the New Austrian Tunnelling Method (NATM). RockMec’2004 – VIIIth Regional Rock Mechanics Symposium, Sivas, Turkey.
- KIM, H.J.; EISENSTEIN, Z. (2006). Prediction of tunnel lining loads using correction factors. Engineering Geology 85, pp. 302-312.
- KUWAJIMA, F. M. (1991). Behavior of shotcrete in shallow tunnels. Tese (Doutorado). Universidade de Alberta, Edmonton – Canadá. 511 p.
- LACKNER R., HELLMICH C. and MANG H.A. (2002). Constitutive modeling of cementitious materials in the framework of chemoplasticity. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 53(10): 2357-2388.
- LECA, E.; DORMIEUX L. (1990). Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. Géotechnique, 40(4): 581-606.
- LECA, E.; LEBLAIS, Y.; KUHNHENN, K. (2000). Underground works in soils and soft rock tunnelling. Proc. Int. Conf. on Geotech. and Geolog. Eng., 1, 220-268.
- LOMBARDI, G. (1975). Qualche aspetto particolare della statica delle cavità sotteranee. Rivis, Italiana Geotec., Vol. 9, pp. 187-206.
- MACKLIN, S.R. (1999). The prediction of volume loss due to tunnelling in overconsolidated clay based on heading geometry and stability number. Ground Engineering, 32(4): 30-33.
- MANG, H. (1998). SITU: Numerical simulation in tunnelling. Joint Research Initiative. Research project 6: Shotcrete. [Http://www.cis.tu-graz.ac.at/situ/project6](http://www.cis.tu-graz.ac.at/situ/project6).
- MARQUES, F.E.R. (2006). Comportamento de túneis superficiais escavados em solos porosos: O caso do metrô de Brasília. Tese (Doutorado), Universidade de Coimbra, Portugal. 462 p.
- MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. (1994). Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais. PINI, São Paulo. 573 p.
- MELLO, E. L. (2003). Concreto Armado: Resistência limite à flexão composta normal e oblíqua. Ed. Universidade de Brasília: FINATEC, Brasília, 224 p.
- MENDONÇA, H.M.X. (2005). Sobre a modelagem de problemas da engenharia geotécnica pelo método dos elementos finitos. Dissertação de Mestrado. EPUSP, USP, São Paulo, SP, 157 p.
- MINDLIN, R.D. (1951). Influence of Rotary Inertia and Shear on Flexural Motions of Isotropic Elastic Plates. Journal of Applied Mechanics, 18(1): 31-38.
- MÖLLER, S. (2006). Tunnel induced settlements and structural forces in linings. Tese (Doutorado). Universidade de Stuttgart – Alemanha. 149 p.

- MÖLLER, S. C.; VERMEER, P. A.; BONNIER, P. G. (2003). A fast 3D tunnel analysis. Paper presented at the Second MIT Conference on Computational Fluid and Solid Mechanics, Boston, USA.
- MUIR WOOD, A.M. (1975). The circular tunnel in elastic ground. *Géotechnique*, 25(1): 115-127.
- NBR 14026 (1997). Concreto projetado - Especificação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 5 p.
- NBR 6118 (2003). Projeto e execução de obras de concreto armado. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 170 p.
- NBR 7211 (1983). Agregados para concreto. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 5 p.
- NEVILLE, A.M. (1997). *Propriedades do Concreto*. Pini, São Paulo, SP, 828p.
- O'REILLY, M.P.; NEW, B.M. (1982). Settlements above tunnels in the united kingdom: their magnitude and prediction. *Tunnelling* 82, pp. 173-181.
- ÖBV (1999). *Sprayed Concrete Guideline*. Sociedade Austríaca do Concreto. 83 p.
- ORESTE, P.P. (2003a). A procedure for determining the reaction curve of Shotcrete lining considering transient conditions. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 36(3): 209-236.
- ORESTE, P.P. (2003b). Analysis of structural interaction in tunnels using the convergence-confinement approach. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18(13): 347-363.
- ORESTE, P.P.; PEILA, D. (1997). Modelling progressive hardening of shotcrete in convergence-confinement approach to tunnel design. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 12(13): 425-431.
- OSGOUI, R.R. (2006). Ground reaction curve of reinforced tunnel using a new elasto-plastic model. Tese (Mestrado). Politecnico de Torino, Turin, Itália. 79 p.
- PACHER, F. (1964). Deformations messungen in Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgs verhaltens und zur Bemessung des Ausbaues. *Felsmechanik und Ingenieursgeologie*, Supplementum IV.
- PALERMO, G. (1992). Concreto de Alta Resistência proporciona ganhos às obras de metrô. *Revista Ibracon*. 1(6): 13-20.
- PALERMO, G. (1997). *Concreto Projetado como Revestimento de Túneis*. Dissertação de Mestrado. EPUSP, USP, São Paulo, SP, 306 p.
- PANET, M. (1995). *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses de L'école Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- PANET, M. (2001). The convergence-confinement method. *AFTES – recommandations des Groupes de Travail*. 11 p.
- PANET, M.; GUELLEC, P. (1974). Contribution à l'étude du soutènement derrière le front de taill. *Proc. 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mechanics*, Vol. 2, Parte B. Denver.
- PANET, M.; GUENOT, A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel. *Proc. Tunnelling'82*, Brighton, England, London: IMM, pp. 197-204.

- PECK, R.B. (1969). Deep excavations and tunneling in soft ground. Proceedings 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, pp. 225-290.
- PECK, R.B.; HENDRON, A.J.; MOHRAZ, B. (1972). State of the art of soil-ground tunnelling. In Proceedings of the 1st North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference. Vol. 1, pp. 260-286.
- PLAXIS BV (2001). Plaxis material models manual. A. A. Balkema, 226 p.
- PÖTTLER, R. (1990). Time-dependent rock-shotcrete interaction: A numerical shortcut. Computers and Geotechnics, 9(3): 149-169.
- RAMOS, D.V.M. (2005). Avaliação da influência das elevadas temperaturas em concretos empregados em revestimentos de túneis. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 320 p.
- RANKIN, W.J. (1988). Ground movements resulting from urban tunnelling: prediction and effects. Conference on Engineering Geology of Underground Movements, Nottingham, pp. 79-92.
- SAUER, G. (1988). When an invention is something new: from practice to theory in tunnelling. Transactions of the Institution of Mining & Metallurgy, Vol. 97, Section A, A94-A108.
- SCHANZ, T., VERMEER, P.A., BONNIER, P.G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and Verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 years of Plaxis, Balkema, Rotterdam.
- SCHWARTZ, C. W.; EINSTEIN, H. H. (1980). Improved design of tunnel supports: Simplified analysis for ground-structure interaction in tunnelling. Vol. 1, Massachusetts Institute of Technology, Boston. 427 p. (Report N^o UMTA-MA-06-01000-80-40).
- SERCOMBE J. HELLMICH C.; ULM F.J. and MANG H.A. (2000). Modeling of early-age creep of shotcrete I: model and material parameters. Journal of Engineering Mechanics (ASCE), 126(3): 284-291.
- SILVA, P. (1997). Concreto Projetado para Túneis. Pini, São Paulo, SP, 92p.
- SILVOSO, M.M. (2002). Modelagem numérica do concreto a poucas idades. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ. 72 p.
- SILVOSO, M.M. (2003). Otimização da fase construtiva de estruturas de concreto em face dos efeitos da hidratação via algoritmos genéticos. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ. 169 p.
- TAYLOR, H.F.W. (1990). Cement Chemistry. Academic Press, San Diego. 475 p.
- TIMOSHENKO, S.P., GOODIER, J.N. (1970). Theory of Elasticity. McGraw Hill, New York, 3rd Edition.
- TIMOSHENKO, S.P.; WOINOWSKY-KRIEGER, S. (1959). Theory of plates and shells. McGraw Hill, New York, 2nd Edition 580 p.
- TOAN, N.D. (2006). TBM and lining: Essential Interfaces. Tese (Mestrado). Politecnico de Torino, Turin, Itália. 199 p.

- ULM, F.J.; COUSSY, O. (1995). Modeling of termochemomechanical couplings of concrete at early ages. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, 121(7): 785-794.
- URIEL, A.O.; SAGASETA, C. (1989). Selection of design parameters for underground construction. General Report – Discussion Session 9, Proceedings 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 2521-2551.
- US Army Corps of Engineers (1997). *Tunnels and Shafts in Rocks. Engineering and Design.* Washington D.C. 236 p.
- VAN DER BERG, J.P.; CLAYTON, C.R.I.; POWELL, D.B. (2003). Displacements ahead of an advancing NATM tunnel in the London clay. *Géotechnique*, 53(9): 767-784.
- YE, G.; SUN, Z.; VOIGT, T.; BREUGEL, K.; SHAH, S.P. (2004). A micromechanic model for characterization of cement paste at early age validated with experiments. *International Symposium: Advances in Concrete through Science and Engineering*, Evanston, IL, 11 p.
- ZIENKIEWICZ, O.C.; TAYLOR, R.L. (1991). *The finite element method.* McGraw Hill, London, 4nd Edition.

Apêndice A

Tabelas de Interação entre o Momento Fletor e o Esforço Normal

Este apêndice apresenta os resultados numéricos da análise de interação entre as solicitações atuantes nas seções do suporte em concreto, tanto projetado quanto pré-moldado. O método da flexo-compressão normal foi aplicado para os esforços, momento fletor e esforço normal, atuantes no segmento de concreto com 1 m de largura e espessura de 0,20 m. Foi adotado um concreto com resistência característica (f_{ck}) de 35 MPa.

A.1. Túnel com suporte em concreto pré-moldado

Os resultados da interação para o suporte em concreto pré-moldado para todas as combinações apresentadas no Capítulo 4 estão apresentados nas Tabelas A.1 a A.18, organizadas, resumidamente, como a seguir:

A.1: (MC) ₁ C ₁	A.10: (HS) ₁ C ₁
A.2: (MC) ₁ C ₂	A.11: (HS) ₁ C ₂
A.3: (MC) ₁ C ₃	A.12: (HS) ₁ C ₃
A.4: (MC) ₂ C ₁	A.13: (HS) ₂ C ₁
A.5: (MC) ₂ C ₂	A.14: (HS) ₂ C ₂
A.6: (MC) ₂ C ₃	A.15: (HS) ₂ C ₃
A.7: (MC) ₃ C ₁	A.16: (HS) ₃ C ₁
A.8: (MC) ₃ C ₂	A.17: (HS) ₃ C ₂
A.9: (MC) ₃ C ₃	A.18: (HS) ₃ C ₃

Tabela A.1. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC)₁C₁.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	28,6	1584,6	0,4	0,3	0,4	0,9	1,00	3,47
	L ₂	19,5	678,8	0,2	0,2	0,2	0,5	1,00	2,93
9	L ₁	47,8	1592,7	0,4	0,4	0,4	0,9	1,00	2,08
	L ₂	36,1	727,6	0,2	0,3	0,2	0,6	1,00	1,67
10	L ₁	61,7	1548,5	0,4	0,6	0,4	0,9	1,00	1,59
	L ₂	47,8	753,9	0,2	0,4	0,2	0,6	1,00	1,30
11	L ₁	71,2	1519,8	0,4	0,7	0,4	0,9	1,00	1,37
	L ₂	56,2	795,3	0,2	0,5	0,2	0,6	1,00	1,15
12	L ₁	77,7	1502,7	0,4	0,7	0,4	0,9	1,00	1,25
	L ₂	62,3	824,4	0,2	0,6	0,2	0,6	1,00	1,07
13	L ₁	82,0	1489,1	0,4	0,8	0,4	0,9	1,00	1,18
	L ₂	66,7	844,3	0,2	0,6	0,2	0,6	1,00	1,01
14	L ₁	84,7	1479,3	0,3	0,8	0,3	0,9	1,00	1,14
	L ₂	69,6	856,8	0,2	0,7	0,2	0,6	1,00	0,98
15	L ₁	86,2	1472,9	0,3	0,8	0,3	0,9	1,00	1,12
	L ₂	71,4	863,8	0,2	0,7	0,2	0,6	1,00	0,96
16	L ₁	86,7	1469,0	0,3	0,8	0,3	0,9	1,00	1,11
	L ₂	72,3	866,7	0,2	0,7	0,2	0,6	1,00	0,95
17	L ₁	86,7	1467,0	0,3	0,8	0,3	0,9	1,00	1,11
	L ₂								

Tabela A.2. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC)₁C₂.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	37,5	2098,3	0,5	0,4	0,5	1,0	1,00	2,83
	L ₂	29,2	1056,5	0,2	0,3	0,2	0,7	1,00	2,72
9	L ₁	55,9	2188,1	0,5	0,5	0,5	1,0	1,00	1,90
	L ₂	51,7	1178,4	0,3	0,5	0,3	0,8	1,00	1,65
10	L ₁	69,4	2217,6	0,5	0,7	0,5	1,0	1,00	1,53
	L ₂	67,0	1228,9	0,3	0,6	0,3	0,8	1,00	1,30
11	L ₁	80,2	2240,2	0,5	0,8	0,5	1,0	1,00	1,32
	L ₂	78,3	1282,0	0,3	0,7	0,3	0,8	1,00	1,14
12	L ₁	88,2	2249,8	0,5	0,8	0,5	1,0	1,00	1,20
	L ₂	86,8	1320,8	0,3	0,8	0,3	0,9	1,00	1,05
13	L ₁	93,8	2253,3	0,5	0,9	0,5	1,0	1,00	1,13
	L ₂	93,0	1350,3	0,3	0,9	0,3	0,9	1,00	0,99
14	L ₁	97,7	2254,1	0,5	0,9	0,5	1,0	1,00	1,08
	L ₂	97,6	1371,8	0,3	0,9	0,3	0,9	1,00	0,95
15	L ₁	100,2	2253,5	0,5	0,9	0,5	1,0	1,00	1,06
	L ₂	100,8	1386,1	0,3	0,9	0,3	0,9	1,00	0,93
16	L ₁	101,6	2252,5	0,5	1,0	0,5	1,0	1,00	1,04
	L ₂	102,8	1395,0	0,3	1,0	0,3	0,9	1,00	0,91
17	L ₁	102,3	2251,6	0,5	1,0	0,5	1,0	1,00	1,03
	L ₂								

Tabela A.3. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC)₁C₃.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	32,4	3266,0	0,8	0,3	0,8	0,7	1,00	2,33
	L ₂	32,4	1992,2	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	3,26
9	L ₁	55,2	3439,4	0,8	0,5	0,8	0,6	1,00	1,19
	L ₂	58,0	2255,6	0,5	0,5	0,5	1,0	1,00	1,82
10	L ₁	72,9	3486,1	0,8	0,7	0,8	0,6	1,00	0,86
	L ₂	76,7	2333,3	0,5	0,7	0,5	1,0	1,00	1,37
11	L ₁	88,1	3528,7	0,8	0,8	0,8	0,6	1,00	0,68
	L ₂	91,3	2410,7	0,6	0,9	0,6	1,0	1,00	1,14
12	L ₁	100,6	3564,1	0,8	0,9	0,8	0,5	1,00	0,57
	L ₂	103,0	2467,5	0,6	1,0	0,6	1,0	1,00	1,00
13	L ₁	110,5	3592,5	0,8	1,0	0,8	0,5	1,00	0,50
	L ₂	112,1	2512,0	0,6	1,1	0,6	1,0	1,00	0,92
14	L ₁	118,1	3613,8	0,9	1,1	0,9	0,5	1,00	0,46
	L ₂	119,6	2548,8	0,6	1,1	0,6	1,0	1,00	0,85
15	L ₁	123,7	3629,5	0,9	1,2	0,9	0,5	1,00	0,43
	L ₂	125,3	2577,1	0,6	1,2	0,6	1,0	1,00	0,81
16	L ₁	127,8	3641,0	0,9	1,2	0,9	0,5	1,00	0,41
	L ₂	129,7	2599,0	0,6	1,2	0,6	1,0	1,00	0,78
17	L ₁	130,6	3649,1	0,9	1,2	0,9	0,5	1,00	0,40
	L ₂								

Tabela A.4. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC)₂C₁.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	22,9	1532,0	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	4,27
	L ₂	14,4	649,3	0,2	0,1	0,2	0,5	1,00	3,83
9	L ₁	36,5	1538,4	0,4	0,3	0,4	0,9	1,00	2,69
	L ₂	26,6	714,9	0,2	0,3	0,2	0,6	1,00	2,23
10	L ₁	46,1	1495,6	0,4	0,4	0,4	0,9	1,00	2,10
	L ₂	34,8	762,0	0,2	0,3	0,2	0,6	1,00	1,80
11	L ₁	52,5	1478,8	0,3	0,5	0,3	0,9	1,00	1,84
	L ₂	40,6	803,1	0,2	0,4	0,2	0,6	1,00	1,61
12	L ₁	56,8	1463,7	0,3	0,5	0,3	0,9	1,00	1,69
	L ₂	44,7	830,6	0,2	0,4	0,2	0,6	1,00	1,50
13	L ₁	59,6	1452,9	0,3	0,6	0,3	0,9	1,00	1,61
	L ₂	47,5	848,6	0,2	0,4	0,2	0,6	1,00	1,43
14	L ₁	61,2	1455,3	0,3	0,6	0,3	0,9	1,00	1,56
	L ₂	49,3	859,3	0,2	0,5	0,2	0,6	1,00	1,39
15	L ₁	62,0	1455,1	0,3	0,6	0,3	0,9	1,00	1,54
	L ₂	50,3	864,7	0,2	0,5	0,2	0,6	1,00	1,37
16	L ₁	62,2	1453,8	0,3	0,6	0,3	0,9	1,00	1,54
	L ₂	50,8	866,5	0,2	0,5	0,2	0,6	1,00	1,36
17	L ₁	62,0	1450,6	0,3	0,6	0,3	0,9	1,00	1,54
	L ₂								

Tabela A.5. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC)₂C₂.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	28,6	1863,0	0,4	0,3	0,4	1,0	1,00	3,66
	L ₂	22,8	1090,5	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	3,55
9	L ₁	49,2	1969,4	0,5	0,5	0,5	1,0	1,00	2,15
	L ₂	39,2	1214,0	0,3	0,4	0,3	0,8	1,00	2,21
10	L ₁	62,2	1963,1	0,5	0,6	0,5	1,0	1,00	1,70
	L ₂	50,1	1265,9	0,3	0,5	0,3	0,8	1,00	1,77
11	L ₁	71,1	2009,2	0,5	0,7	0,5	1,0	1,00	1,49
	L ₂	57,9	1318,3	0,3	0,5	0,3	0,9	1,00	1,57
12	L ₁	77,4	2038,8	0,5	0,7	0,5	1,0	1,00	1,37
	L ₂	63,6	1356,0	0,3	0,6	0,3	0,9	1,00	1,45
13	L ₁	81,7	2057,0	0,5	0,8	0,5	1,0	1,00	1,30
	L ₂	67,8	1383,9	0,3	0,6	0,3	0,9	1,00	1,38
14	L ₁	84,6	2068,0	0,5	0,8	0,5	1,0	1,00	1,26
	L ₂	70,8	1403,7	0,3	0,7	0,3	0,9	1,00	1,33
15	L ₁	86,4	2074,0	0,5	0,8	0,5	1,0	1,00	1,23
	L ₂	72,8	1416,3	0,3	0,7	0,3	0,9	1,00	1,30
16	L ₁	87,4	2078,4	0,5	0,8	0,5	1,0	1,00	1,21
	L ₂	74,1	1424,2	0,3	0,7	0,3	0,9	1,00	1,28
17	L ₁	88,0	2080,6	0,5	0,8	0,5	1,0	1,00	1,21
	L ₂								

Tabela A.6. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC)₂C₃.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	25,7	3236,8	0,8	0,2	0,8	0,7	1,00	3,00
	L ₂	23,9	1958,6	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	4,41
9	L ₁	42,2	3409,1	0,8	0,4	0,8	0,6	1,00	1,60
	L ₂	43,2	2224,7	0,5	0,4	0,5	1,0	1,00	2,46
10	L ₁	54,9	3457,4	0,8	0,5	0,8	0,6	1,00	1,17
	L ₂	56,5	2303,6	0,5	0,5	0,5	1,0	1,00	1,87
11	L ₁	65,9	3503,6	0,8	0,6	0,8	0,6	1,00	0,93
	L ₂	66,7	2380,1	0,6	0,6	0,6	1,0	1,00	1,57
12	L ₁	74,6	3543,1	0,8	0,7	0,8	0,6	1,00	0,79
	L ₂	74,8	2435,7	0,6	0,7	0,6	1,0	1,00	1,39
13	L ₁	81,4	3570,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1,00	0,70
	L ₂	81,1	2479,6	0,6	0,8	0,6	1,0	1,00	1,27
14	L ₁	86,5	3591,2	0,8	0,8	0,8	0,5	1,00	0,64
	L ₂	86,0	2513,9	0,6	0,8	0,6	1,0	1,00	1,19
15	L ₁	90,3	3606,1	0,8	0,8	0,8	0,5	1,00	0,61
	L ₂	89,8	2540,8	0,6	0,8	0,6	1,0	1,00	1,14
16	L ₁	92,9	3616,9	0,9	0,9	0,9	0,5	1,00	0,58
	L ₂	93,0	2563,4	0,6	0,9	0,6	1,0	1,00	1,09
17	L ₁	94,7	3625,5	0,9	0,9	0,9	0,5	1,00	0,56
	L ₂								

Tabela A.7. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC)₃C₁.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	19,3	1487,4	0,3	0,2	0,3	0,9	1,00	5,01
	L ₂	11,4	625,8	0,1	0,1	0,1	0,5	1,00	4,69
9	L ₁	30,4	1493,3	0,4	0,3	0,4	0,9	1,00	3,19
	L ₂	21,1	716,6	0,2	0,2	0,2	0,6	1,00	2,82
10	L ₁	36,9	1456,0	0,3	0,3	0,3	0,9	1,00	2,59
	L ₂	27,4	764,2	0,2	0,3	0,2	0,6	1,00	2,29
11	L ₁	41,5	1443,8	0,3	0,4	0,3	0,9	1,00	2,30
	L ₂	31,7	804,7	0,2	0,3	0,2	0,6	1,00	2,06
12	L ₁	44,6	1434,3	0,3	0,4	0,3	0,9	1,00	2,13
	L ₂	34,8	830,9	0,2	0,3	0,2	0,6	1,00	1,92
13	L ₁	46,6	1440,3	0,3	0,4	0,3	0,9	1,00	2,04
	L ₂	36,8	847,4	0,2	0,3	0,2	0,6	1,00	1,85
14	L ₁	47,7	1442,1	0,3	0,4	0,3	0,9	1,00	2,00
	L ₂	38,0	856,9	0,2	0,4	0,2	0,6	1,00	1,80
15	L ₁	48,2	1443,0	0,3	0,5	0,3	0,9	1,00	1,98
	L ₂	38,8	861,4	0,2	0,4	0,2	0,6	1,00	1,77
16	L ₁	48,2	1441,2	0,3	0,5	0,3	0,9	1,00	1,97
	L ₂	39,1	862,5	0,2	0,4	0,2	0,6	1,00	1,76
17	L ₁	48,1	1437,8	0,3	0,5	0,3	0,9	1,00	1,98
	L ₂								

Tabela A.8. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC)₃C₂.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	26,3	2046,7	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	4,04
	L ₂	18,0	1066,2	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,43
9	L ₁	36,7	2144,8	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	2,89
	L ₂	31,3	1194,3	0,3	0,3	0,3	0,8	1,00	2,74
10	L ₁	44,1	2173,7	0,5	0,4	0,5	1,0	1,00	2,41
	L ₂	39,7	1247,2	0,3	0,4	0,3	0,8	1,00	2,22
11	L ₁	49,8	2196,0	0,5	0,5	0,5	1,0	1,00	2,13
	L ₂	45,6	1298,9	0,3	0,4	0,3	0,8	1,00	1,98
12	L ₁	53,8	2205,7	0,5	0,5	0,5	1,0	1,00	1,97
	L ₂	49,8	1335,5	0,3	0,5	0,3	0,9	1,00	1,84
13	L ₁	56,4	2209,2	0,5	0,5	0,5	1,0	1,00	1,88
	L ₂	52,9	1362,2	0,3	0,5	0,3	0,9	1,00	1,75
14	L ₁	58,2	2210,7	0,5	0,5	0,5	1,0	1,00	1,82
	L ₂	55,1	1380,9	0,3	0,5	0,3	0,9	1,00	1,69
15	L ₁	59,3	2211,0	0,5	0,6	0,5	1,0	1,00	1,79
	L ₂	56,6	1392,6	0,3	0,5	0,3	0,9	1,00	1,65
16	L ₁	59,9	2212,9	0,5	0,6	0,5	1,0	1,00	1,77
	L ₂	57,5	1399,8	0,3	0,5	0,3	0,9	1,00	1,63
17	L ₁	60,2	2213,3	0,5	0,6	0,5	1,0	1,00	1,76
	L ₂								

Tabela A.9. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (MC)₃C₃.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	21,3	3175,0	0,7	0,2	0,7	0,8	1,00	3,76
	L ₂	18,7	1927,6	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	5,62
9	L ₁	35,1	3352,5	0,8	0,3	0,8	0,7	1,00	2,02
	L ₂	34,1	2196,4	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	3,11
10	L ₁	45,2	3402,4	0,8	0,4	0,8	0,6	1,00	1,50
	L ₂	44,4	2277,3	0,5	0,4	0,5	1,0	1,00	2,38
11	L ₁	53,6	3450,6	0,8	0,5	0,8	0,6	1,00	1,21
	L ₂	52,3	2353,4	0,6	0,5	0,6	1,0	1,00	2,01
12	L ₁	60,4	3489,9	0,8	0,6	0,8	0,6	1,00	1,03
	L ₂	58,5	2408,6	0,6	0,6	0,6	1,0	1,00	1,78
13	L ₁	65,5	3517,0	0,8	0,6	0,8	0,6	1,00	0,93
	L ₂	63,3	2451,6	0,6	0,6	0,6	1,0	1,00	1,64
14	L ₁	69,3	3536,6	0,8	0,7	0,8	0,6	1,00	0,86
	L ₂	66,9	2484,7	0,6	0,6	0,6	1,0	1,00	1,54
15	L ₁	72,1	3551,0	0,8	0,7	0,8	0,5	1,00	0,81
	L ₂	69,8	2510,9	0,6	0,7	0,6	1,0	1,00	1,47
16	L ₁	73,9	3563,6	0,8	0,7	0,8	0,5	1,00	0,78
	L ₂	72,3	2533,6	0,6	0,7	0,6	1,0	1,00	1,41
17	L ₁	75,2	3573,6	0,8	0,7	0,8	0,5	1,00	0,76
	L ₂								

Tabela A.10. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS)₁C₁.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	15,8	1113,7	0,3	0,1	0,3	0,8	1,00	5,20
	L ₂	10,5	709,9	0,2	0,1	0,2	0,6	1,00	5,65
9	L ₁	20,2	1194,5	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,25
	L ₂	17,6	870,5	0,2	0,2	0,2	0,7	1,00	3,93
10	L ₁	23,7	1234,3	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	3,70
	L ₂	23,9	922,1	0,2	0,2	0,2	0,7	1,00	3,02
11	L ₁	26,2	1264,9	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	3,40
	L ₂	28,6	948,6	0,2	0,3	0,2	0,7	1,00	2,58
12	L ₁	28,1	1287,5	0,3	0,3	0,3	0,8	1,00	3,19
	L ₂	32,2	956,8	0,2	0,3	0,2	0,7	1,00	2,31
13	L ₁	29,5	1302,9	0,3	0,3	0,3	0,9	1,00	3,06
	L ₂	34,7	966,0	0,2	0,3	0,2	0,7	1,00	2,15
14	L ₁	30,5	1313,1	0,3	0,3	0,3	0,9	1,00	2,98
	L ₂	36,4	970,2	0,2	0,3	0,2	0,7	1,00	2,06
15	L ₁	31,1	1319,4	0,3	0,3	0,3	0,9	1,00	2,92
	L ₂	37,5	971,8	0,2	0,4	0,2	0,7	1,00	2,00
16	L ₁	31,5	1322,8	0,3	0,3	0,3	0,9	1,00	2,89
	L ₂	38,2	972,0	0,2	0,4	0,2	0,7	1,00	1,96
17	L ₁	31,7	1324,2	0,3	0,3	0,3	0,9	1,00	2,88
	L ₂								

Tabela A.11. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS)₁C₂.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	12,0	1545,5	0,4	0,1	0,4	0,9	1,00	8,20
	L ₂	10,2	1265,5	0,3	0,1	0,3	0,8	1,00	8,74
9	L ₁	16,4	1709,9	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	6,22
	L ₂	24,8	1600,8	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	4,03
10	L ₁	19,5	1744,8	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	5,27
	L ₂	29,0	1644,9	0,4	0,3	0,4	0,9	1,00	3,48
11	L ₁	24,4	1792,3	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	4,26
	L ₂	33,7	1695,6	0,4	0,3	0,4	1,0	1,00	3,02
12	L ₁	28,0	1826,0	0,4	0,3	0,4	1,0	1,00	3,73
	L ₂	38,0	1732,7	0,4	0,4	0,4	1,0	1,00	2,70
13	L ₁	30,8	1852,3	0,4	0,3	0,4	1,0	1,00	3,39
	L ₂	40,6	1753,5	0,4	0,4	0,4	1,0	1,00	2,54
14	L ₁	33,1	1873,9	0,4	0,3	0,4	1,0	1,00	3,16
	L ₂	42,3	1766,8	0,4	0,4	0,4	1,0	1,00	2,44
15	L ₁	34,9	1891,1	0,4	0,3	0,4	1,0	1,00	3,01
	L ₂	44,2	1779,6	0,4	0,4	0,4	1,0	1,00	2,34
16	L ₁	36,4	1905,8	0,4	0,3	0,4	1,0	1,00	2,89
	L ₂	45,7	1792,8	0,4	0,4	0,4	1,0	1,00	2,27
17	L ₁	37,4	1915,0	0,5	0,4	0,5	1,0	1,00	2,82
	L ₂								

Tabela A.12. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS)₁C₃.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	14,9	2114,8	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	7,11
	L ₂	10,2	1689,0	0,4	0,1	0,4	1,0	1,00	9,94
9	L ₁	14,2	2379,1	0,6	0,1	0,6	1,0	1,00	7,38
	L ₂	10,1	1977,6	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	10,52
10	L ₁	17,6	2500,2	0,6	0,2	0,6	1,0	1,00	5,83
	L ₂	12,8	2089,6	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	8,32
11	L ₁	20,8	2576,2	0,6	0,2	0,6	1,0	1,00	4,87
	L ₂	16,2	2179,8	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	6,56
12	L ₁	23,8	2638,1	0,6	0,2	0,6	0,9	1,00	4,20
	L ₂	17,4	2210,6	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	6,10
13	L ₁	26,6	2688,9	0,6	0,3	0,6	0,9	1,00	3,72
	L ₂	24,5	2330,4	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	4,30
14	L ₁	29,0	2732,7	0,6	0,3	0,6	0,9	1,00	3,37
	L ₂	25,9	2356,4	0,6	0,2	0,6	1,0	1,00	4,05
15	L ₁	31,1	2770,4	0,7	0,3	0,7	0,9	1,00	3,11
	L ₂	28,1	2392,9	0,6	0,3	0,6	1,0	1,00	3,72
16	L ₁	32,7	2801,8	0,7	0,3	0,7	0,9	1,00	2,92
	L ₂	30,1	2427,2	0,6	0,3	0,6	1,0	1,00	3,46
17	L ₁	34,1	2828,0	0,7	0,3	0,7	0,9	1,00	2,77
	L ₂								

Tabela A.13. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS)₂C₁.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	13,4	1088,5	0,3	0,1	0,3	0,8	1,00	6,03
	L ₂	8,1	690,6	0,2	0,1	0,2	0,5	1,00	7,18
9	L ₁	16,5	1173,7	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	5,14
	L ₂	13,1	845,7	0,2	0,1	0,2	0,6	1,00	5,18
10	L ₁	19,0	1214,5	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,55
	L ₂	17,5	901,8	0,2	0,2	0,2	0,7	1,00	4,05
11	L ₁	20,8	1244,6	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,22
	L ₂	20,8	928,3	0,2	0,2	0,2	0,7	1,00	3,48
12	L ₁	22,2	1266,3	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,00
	L ₂	23,3	946,5	0,2	0,2	0,2	0,7	1,00	3,16
13	L ₁	23,2	1280,7	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	3,86
	L ₂	25,0	955,6	0,2	0,2	0,2	0,7	1,00	2,97
14	L ₁	23,9	1290,1	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	3,77
	L ₂	26,1	959,8	0,2	0,2	0,2	0,7	1,00	2,85
15	L ₁	24,3	1295,6	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	3,71
	L ₂	26,8	961,3	0,2	0,3	0,2	0,7	1,00	2,78
16	L ₁	24,5	1298,5	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	3,68
	L ₂	27,2	961,5	0,2	0,3	0,2	0,7	1,00	2,73
17	L ₁	24,6	1299,6	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	3,67
	L ₂								

Tabela A.14. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS)₂C₂.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	10,5	1872,6	0,4	0,1	0,4	1,0	1,00	10,02
	L ₂	9,9	1249,3	0,3	0,1	0,3	0,8	1,00	8,94
9	L ₁	14,7	1985,1	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	7,19
	L ₂	14,2	1511,1	0,4	0,1	0,4	0,9	1,00	6,87
10	L ₁	20,8	2044,5	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	5,10
	L ₂	18,1	1611,2	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	5,54
11	L ₁	24,9	2104,6	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	4,27
	L ₂	22,2	1692,4	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	4,58
12	L ₁	27,7	2145,5	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	3,83
	L ₂	23,8	1720,8	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	4,30
13	L ₁	29,7	2173,0	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	3,58
	L ₂	25,4	1745,0	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	4,05
14	L ₁	31,1	2193,3	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	3,41
	L ₂	29,0	1789,5	0,4	0,3	0,4	1,0	1,00	3,58
15	L ₁	32,2	2208,0	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	3,29
	L ₂	29,4	1796,7	0,4	0,3	0,4	1,0	1,00	3,52
16	L ₁	32,8	2216,3	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	3,23
	L ₂	30,0	1804,0	0,4	0,3	0,4	1,0	1,00	3,46
17	L ₁	33,1	2219,3	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	3,20
	L ₂								

Tabela A.15. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS)₂C₃.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	20,1	3426,1	0,8	0,2	0,8	0,6	1,00	3,31
	L ₂	9,3	1628,2	0,4	0,1	0,4	0,9	1,00	10,77
9	L ₁	22,0	3684,9	0,9	0,2	0,9	0,5	1,00	2,23
	L ₂	9,2	1917,6	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	11,50
10	L ₁	26,2	3750,2	0,9	0,2	0,9	0,4	1,00	1,68
	L ₂	9,5	2034,0	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	11,11
11	L ₁	29,4	3821,3	0,9	0,3	0,9	0,4	1,00	1,31
	L ₂	12,0	2126,6	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	8,86
12	L ₁	31,7	3875,8	0,9	0,3	0,9	0,3	1,00	1,08
	L ₂	14,3	2195,5	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	7,43
13	L ₁	36,3	3970,7	0,9	0,3	0,9	0,2	1,00	0,72
	L ₂	16,4	2251,7	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	6,44
14	L ₁	36,7	3983,0	0,9	0,3	0,9	0,2	1,00	0,68
	L ₂	18,4	2299,0	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	5,75
15	L ₁	37,4	3999,0	0,9	0,4	0,9	0,2	1,00	0,63
	L ₂	20,0	2338,8	0,6	0,2	0,6	1,0	1,00	5,25
16	L ₁	38,1	4013,5	0,9	0,4	0,9	0,2	1,00	0,59
	L ₂	22,8	2406,1	0,6	0,2	0,6	1,0	1,00	4,58
17	L ₁	38,7	4025,7	0,9	0,4	0,9	0,2	1,00	0,55
	L ₂								

Tabela A.16. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS)₃C₁.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	11,9	1063,2	0,3	0,1	0,3	0,8	1,00	6,71
	L ₂	6,7	680,7	0,2	0,1	0,2	0,5	1,00	8,52
9	L ₁	14,3	1153,3	0,3	0,1	0,3	0,8	1,00	5,87
	L ₂	10,7	836,0	0,2	0,1	0,2	0,6	1,00	6,29
10	L ₁	16,4	1196,0	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	5,25
	L ₂	14,2	892,9	0,2	0,1	0,2	0,7	1,00	4,95
11	L ₁	17,8	1226,5	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,89
	L ₂	17,0	924,2	0,2	0,2	0,2	0,7	1,00	4,25
12	L ₁	18,9	1248,0	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,66
	L ₂	18,9	941,9	0,2	0,2	0,2	0,7	1,00	3,89
13	L ₁	19,7	1262,1	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,51
	L ₂	20,1	950,8	0,2	0,2	0,2	0,7	1,00	3,68
14	L ₁	20,2	1271,1	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,42
	L ₂	20,9	955,0	0,2	0,2	0,2	0,7	1,00	3,54
15	L ₁	20,5	1276,3	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,36
	L ₂	21,5	956,7	0,2	0,2	0,2	0,7	1,00	3,45
16	L ₁	20,6	1278,9	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,33
	L ₂	21,8	958,1	0,2	0,2	0,2	0,7	1,00	3,40
17	L ₁	20,7	1279,9	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,31
	L ₂								

Tabela A.17. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS)₃C₂.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	12,5	1934,0	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	8,41
	L ₂	7,9	1170,5	0,3	0,1	0,3	0,8	1,00	10,73
9	L ₁	16,2	2052,2	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	6,53
	L ₂	11,3	1427,5	0,3	0,1	0,3	0,9	1,00	8,42
10	L ₁	21,4	2094,5	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	4,96
	L ₂	14,8	1540,4	0,4	0,1	0,4	0,9	1,00	6,65
11	L ₁	24,9	2152,9	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	4,27
	L ₂	16,0	1577,1	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	6,19
12	L ₁	27,2	2193,0	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	3,90
	L ₂	19,7	1651,4	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	5,13
13	L ₁	28,7	2219,9	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	3,69
	L ₂	20,7	1672,1	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	4,89
14	L ₁	29,8	2239,4	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	3,55
	L ₂	23,1	1710,8	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	4,43
15	L ₁	30,7	2253,7	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	3,45
	L ₂	23,7	1721,9	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	4,32
16	L ₁	31,1	2261,8	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	3,40
	L ₂	24,1	1728,2	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	4,26
17	L ₁	31,3	2264,8	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	3,38
	L ₂								

Tabela A.18. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto pré-moldado: (HS)₃C₃.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁	16,0	2005,2	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	6,61
	L ₂	8,6	1654,0	0,4	0,1	0,4	1,0	1,00	11,69
9	L ₁	14,9	2300,6	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	7,10
	L ₂	8,5	1940,6	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	12,39
10	L ₁	14,2	2425,2	0,6	0,1	0,6	1,0	1,00	7,36
	L ₂	8,5	2062,1	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	12,43
11	L ₁	14,2	2508,5	0,6	0,1	0,6	1,0	1,00	7,26
	L ₂	10,3	2158,2	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	10,35
12	L ₁	15,8	2571,0	0,6	0,1	0,6	1,0	1,00	6,44
	L ₂	12,1	2230,0	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	8,77
13	L ₁	17,2	2622,5	0,6	0,2	0,6	0,9	1,00	5,83
	L ₂	13,8	2287,9	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	7,67
14	L ₁	18,4	2663,7	0,6	0,2	0,6	0,9	1,00	5,40
	L ₂	16,5	2377,1	0,6	0,2	0,6	1,0	1,00	6,33
15	L ₁	19,4	2697,6	0,6	0,2	0,6	0,9	1,00	5,09
	L ₂	17,2	2399,2	0,6	0,2	0,6	1,0	1,00	6,07
16	L ₁	20,2	2726,6	0,6	0,2	0,6	0,9	1,00	4,83
	L ₂	18,1	2426,6	0,6	0,2	0,6	1,0	1,00	5,76
17	L ₁	20,9	2748,9	0,6	0,2	0,6	0,9	1,00	4,65
	L ₂								

A.2. Túnel com suporte em concreto projetado

Os resultados da interação para o suporte em concreto projetado para todas as combinações apresentadas no Capítulo 4 estão apresentados nas Tabelas A.19 a A.36, organizadas, resumidamente, como a seguir:

A.19: (MC) ₁ C ₁	A.28: (HS) ₁ C ₁
A.20: (MC) ₁ C ₂	A.29: (HS) ₁ C ₂
A.21: (MC) ₁ C ₃	A.30: (HS) ₁ C ₃
A.22: (MC) ₂ C ₁	A.31: (HS) ₂ C ₁
A.23: (MC) ₂ C ₂	A.32: (HS) ₂ C ₂
A.24: (MC) ₂ C ₃	A.33: (HS) ₂ C ₃
A.25: (MC) ₃ C ₁	A.34: (HS) ₃ C ₁
A.26: (MC) ₃ C ₂	A.35: (HS) ₃ C ₂
A.27: (MC) ₃ C ₃	A.36: (HS) ₃ C ₃

Tabela A.19. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC)₁C₁.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	9,7	1403,9	4,0	1,1	-	-	-	-
	L ₂ -t	4,3	594,6	1,7	0,5	-	-	-	-
9	L ₁ -t	22,5	1407,7	0,7	0,5	0,7	0,8	1,00	1,60
	L ₂ -t	15,5	672,7	0,4	0,3	0,4	0,9	1,00	2,80
10	L ₁ -t	31,7	1369,3	0,5	0,5	0,5	1,0	1,00	2,01
	L ₂ -t	24,5	719,9	0,3	0,4	0,3	0,8	1,00	2,12
11	L ₁ -t	38,8	1356,0	0,5	0,5	0,5	1,0	1,00	1,88
	L ₂ -t	31,3	760,5	0,3	0,4	0,3	0,8	1,00	1,80
12	L ₁ -t	44,6	1342,1	0,4	0,6	0,4	1,0	1,00	1,74
	L ₂ -t	37,0	790,6	0,2	0,5	0,2	0,7	1,00	1,60
13	L ₁ -t	48,4	1336,1	0,4	0,6	0,4	1,0	1,00	1,66
	L ₂ -t	41,4	810,0	0,2	0,5	0,2	0,7	1,00	1,48
14	L ₁ -t	50,9	1340,5	0,4	0,6	0,4	0,9	1,00	1,62
	L ₂ -t	44,5	822,9	0,2	0,5	0,2	0,7	1,00	1,41
15	L ₁ -t	52,3	1341,0	0,4	0,6	0,4	0,9	1,00	1,61
	L ₂ -t	46,5	829,8	0,2	0,5	0,2	0,7	1,00	1,37
16	L ₁ -t	52,8	1339,4	0,4	0,6	0,4	0,9	1,00	1,61
	L ₂ -t	47,5	832,4	0,2	0,5	0,2	0,7	1,00	1,36
17	L ₁ -t	52,8	1337,1	0,4	0,6	0,4	0,9	1,00	1,63
	L ₂ -t								

Tabela A.20. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC)₁C₂.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	15,9	1990,5	5,7	1,8	-	-	-	-
	L ₂ -t	7,8	1003,1	2,9	0,9	-	-	-	-
9	L ₁ -t	25,7	2063,3	1,1	0,5	-	-	-	-
	L ₂ -t	23,2	1138,0	0,6	0,5	0,6	1,0	1,00	1,96
10	L ₁ -t	37,6	2091,5	0,8	0,6	0,8	0,6	1,00	1,01
	L ₂ -t	35,2	1192,2	0,5	0,6	0,5	1,0	1,00	1,81
11	L ₁ -t	46,4	2113,5	0,7	0,6	0,7	0,8	1,00	1,27
	L ₂ -t	44,4	1243,3	0,4	0,6	0,4	1,0	1,00	1,61
12	L ₁ -t	53,5	2126,3	0,7	0,7	0,7	0,9	1,00	1,31
	L ₂ -t	51,3	1280,5	0,4	0,6	0,4	1,0	1,00	1,49
13	L ₁ -t	59,2	2129,3	0,6	0,7	0,6	0,9	1,00	1,31
	L ₂ -t	56,3	1307,8	0,4	0,7	0,4	1,0	1,00	1,42
14	L ₁ -t	63,4	2131,8	0,6	0,7	0,6	0,9	1,00	1,30
	L ₂ -t	59,8	1327,1	0,4	0,7	0,4	0,9	1,00	1,37
15	L ₁ -t	66,2	2138,7	0,6	0,7	0,6	1,0	1,00	1,30
	L ₂ -t	62,2	1339,6	0,4	0,7	0,4	0,9	1,00	1,35
16	L ₁ -t	67,7	2141,1	0,6	0,7	0,6	1,0	1,00	1,32
	L ₂ -t	63,7	1347,0	0,4	0,7	0,4	0,9	1,00	1,34
17	L ₁ -t	68,6	2142,2	0,6	0,7	0,6	1,0	1,00	1,33
	L ₂ -t								

Tabela A.21. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC)₁C₃.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	18,6	2879,7	8,3	2,1	-	-	-	-
	L ₂ -t	7,4	1839,5	5,3	0,9	-	-	-	-
9	L ₁ -t	34,3	3039,0	1,6	0,7	-	-	-	-
	L ₂ -t	25,2	2135,5	1,1	0,5	-	-	-	-
10	L ₁ -t	47,2	3097,0	1,2	0,7	-	-	-	-
	L ₂ -t	40,1	2221,6	0,9	0,6	0,9	0,5	1,00	0,73
11	L ₁ -t	57,0	3141,9	1,1	0,8	-	-	-	-
	L ₂ -t	52,2	2298,1	0,8	0,7	0,8	0,7	1,00	0,95
12	L ₁ -t	67,4	3183,7	1,0	0,8	-	-	-	-
	L ₂ -t	62,5	2357,5	0,7	0,8	0,7	0,8	1,00	0,97
13	L ₁ -t	76,1	3226,8	1,0	0,9	1,0	0,1	1,00	0,16
	L ₂ -t	70,5	2401,6	0,7	0,8	0,7	0,8	1,00	0,96
14	L ₁ -t	83,1	3261,7	0,9	1,0	0,9	0,2	1,00	0,25
	L ₂ -t	77,5	2440,1	0,7	0,9	0,7	0,8	1,00	0,94
15	L ₁ -t	88,2	3285,8	0,9	1,0	0,9	0,3	1,00	0,31
	L ₂ -t	82,6	2467,7	0,7	0,9	0,7	0,9	1,00	0,93
16	L ₁ -t	91,7	3301,1	0,9	1,0	0,9	0,4	1,00	0,36
	L ₂ -t	86,5	2488,2	0,7	0,9	0,7	0,9	1,00	0,93
17	L ₁ -t	94,3	3313,4	0,9	1,0	0,9	0,4	1,00	0,40
	L ₂ -t								

Tabela A.22. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC)₂C₁.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	6,6	1293,0	3,7	0,8	-	-	-	-
	L ₂ -t	2,9	561,0	1,6	0,3	-	-	-	-
9	L ₁ -t	15,7	1311,3	0,7	0,3	0,7	0,9	1,00	2,57
	L ₂ -t	10,8	664,9	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	3,99
10	L ₁ -t	22,1	1288,0	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	2,89
	L ₂ -t	17,0	713,6	0,3	0,3	0,3	0,8	1,00	3,03
11	L ₁ -t	26,7	1278,4	0,4	0,4	0,4	1,0	1,00	2,70
	L ₂ -t	21,7	754,3	0,3	0,3	0,3	0,8	1,00	2,58
12	L ₁ -t	30,2	1293,6	0,4	0,4	0,4	1,0	1,00	2,53
	L ₂ -t	25,9	782,4	0,2	0,3	0,2	0,7	1,00	2,28
13	L ₁ -t	32,4	1300,1	0,4	0,4	0,4	0,9	1,00	2,45
	L ₂ -t	28,7	799,8	0,2	0,3	0,2	0,7	1,00	2,12
14	L ₁ -t	33,9	1304,8	0,4	0,4	0,4	0,9	1,00	2,40
	L ₂ -t	30,7	810,8	0,2	0,4	0,2	0,7	1,00	2,02
15	L ₁ -t	34,7	1306,8	0,4	0,4	0,4	0,9	1,00	2,39
	L ₂ -t	31,9	816,3	0,2	0,4	0,2	0,7	1,00	1,98
16	L ₁ -t	34,9	1305,2	0,4	0,4	0,4	0,9	1,00	2,41
	L ₂ -t	32,4	817,8	0,2	0,4	0,2	0,7	1,00	1,96
17	L ₁ -t	34,8	1302,6	0,3	0,4	0,3	0,9	1,00	2,44
	L ₂ -t								

Tabela A.23. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC)₂C₂.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	12,0	1804,3	5,2	1,4	-	-	-	-
	L ₂ -t	5,3	962,3	2,8	0,6	-	-	-	-
9	L ₁ -t	20,1	1899,1	1,0	0,4	-	-	-	-
	L ₂ -t	16,2	1112,9	0,6	0,3	0,6	1,0	1,00	2,83
10	L ₁ -t	28,2	1937,6	0,8	0,4	0,8	0,7	1,00	1,67
	L ₂ -t	24,4	1169,2	0,5	0,4	0,5	1,0	1,00	2,60
11	L ₁ -t	34,3	1958,8	0,7	0,5	0,7	0,9	1,00	1,89
	L ₂ -t	30,5	1219,0	0,4	0,4	0,4	1,0	1,00	2,33
12	L ₁ -t	39,1	1971,7	0,6	0,5	0,6	0,9	1,00	1,91
	L ₂ -t	35,2	1255,8	0,4	0,4	0,4	1,0	1,00	2,16
13	L ₁ -t	42,3	1990,0	0,6	0,5	0,6	1,0	1,00	1,91
	L ₂ -t	38,5	1281,6	0,4	0,5	0,4	0,9	1,00	2,06
14	L ₁ -t	44,6	2003,2	0,6	0,5	0,6	1,0	1,00	1,91
	L ₂ -t	40,8	1299,5	0,4	0,5	0,4	0,9	1,00	2,00
15	L ₁ -t	46,0	2009,6	0,6	0,5	0,6	1,0	1,00	1,92
	L ₂ -t	42,3	1310,7	0,4	0,5	0,4	0,9	1,00	1,97
16	L ₁ -t	46,9	2011,5	0,5	0,5	0,5	1,0	1,00	1,94
	L ₂ -t	43,2	1317,5	0,4	0,5	0,4	0,9	1,00	1,95
17	L ₁ -t	47,4	2012,3	0,5	0,5	0,5	1,0	1,00	1,96
	L ₂ -t								

Tabela A.24. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC)₂C₃.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	13,9	2734,9	7,9	1,6	-	-	-	-
	L ₂ -t	4,4	1736,1	5,0	0,5	-	-	-	-
9	L ₁ -t	26,8	2922,5	1,5	0,6	-	-	-	-
	L ₂ -t	17,6	2066,6	1,1	0,4	-	-	-	-
10	L ₁ -t	36,9	2988,8	1,2	0,6	-	-	-	-
	L ₂ -t	28,1	2161,4	0,8	0,4	0,8	0,5	1,00	1,19
11	L ₁ -t	44,4	3042,9	1,0	0,6	-	-	-	-
	L ₂ -t	36,4	2236,1	0,8	0,5	0,8	0,7	1,00	1,46
12	L ₁ -t	50,3	3102,9	1,0	0,6	1,0	0,1	1,00	0,14
	L ₂ -t	43,4	2294,0	0,7	0,5	0,7	0,8	1,00	1,47
13	L ₁ -t	54,8	3143,5	0,9	0,7	0,9	0,2	1,00	0,35
	L ₂ -t	48,8	2336,5	0,7	0,6	0,7	0,8	1,00	1,45
14	L ₁ -t	58,2	3176,1	0,9	0,7	0,9	0,3	1,00	0,48
	L ₂ -t	53,1	2370,6	0,7	0,6	0,7	0,9	1,00	1,43
15	L ₁ -t	61,4	3198,4	0,9	0,7	0,9	0,4	1,00	0,56
	L ₂ -t	56,5	2397,2	0,7	0,6	0,7	0,9	1,00	1,41
16	L ₁ -t	63,6	3212,6	0,9	0,7	0,9	0,4	1,00	0,63
	L ₂ -t	59,4	2419,0	0,7	0,6	0,7	0,9	1,00	1,39
17	L ₁ -t	65,3	3223,7	0,9	0,7	0,9	0,5	1,00	0,68
	L ₂ -t								

Tabela A.25. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC)₃C₁.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	4,7	1197,1	3,4	0,5	-	-	-	-
	L ₂ -t	2,1	538,6	1,6	0,2	-	-	-	-
9	L ₁ -t	11,7	1231,0	0,7	0,2	0,7	0,9	1,00	3,68
	L ₂ -t	8,3	650,9	0,3	0,2	0,3	0,9	1,00	5,17
10	L ₁ -t	16,6	1218,5	0,5	0,3	0,5	1,0	1,00	3,86
	L ₂ -t	12,9	701,4	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	3,94
11	L ₁ -t	20,0	1240,8	0,4	0,3	0,4	1,0	1,00	3,57
	L ₂ -t	16,7	741,0	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	3,31
12	L ₁ -t	22,6	1256,6	0,4	0,3	0,4	1,0	1,00	3,36
	L ₂ -t	19,9	767,8	0,2	0,3	0,2	0,7	1,00	2,93
13	L ₁ -t	24,1	1264,4	0,4	0,3	0,4	0,9	1,00	3,26
	L ₂ -t	22,0	783,9	0,2	0,3	0,2	0,7	1,00	2,73
14	L ₁ -t	25,1	1270,8	0,4	0,3	0,4	0,9	1,00	3,21
	L ₂ -t	23,4	793,8	0,2	0,3	0,2	0,7	1,00	2,62
15	L ₁ -t	25,5	1272,0	0,4	0,3	0,4	0,9	1,00	3,21
	L ₂ -t	24,2	798,3	0,2	0,3	0,2	0,7	1,00	2,56
16	L ₁ -t	25,6	1270,1	0,3	0,3	0,3	0,9	1,00	3,24
	L ₂ -t	24,5	799,3	0,2	0,3	0,2	0,7	1,00	2,55
17	L ₁ -t	25,5	1267,3	0,3	0,3	0,3	0,9	1,00	3,28
	L ₂ -t								

Tabela A.26. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC)₃C₂.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	10,9	1775,6	5,1	1,3	-	-	-	-
	L ₂ -t	3,9	920,3	2,6	0,5	-	-	-	-
9	L ₁ -t	15,5	1883,7	1,0	0,3	1,0	0,0	1,00	0,06
	L ₂ -t	12,3	1083,0	0,6	0,3	0,6	1,0	1,00	3,77
10	L ₁ -t	21,9	1919,1	0,8	0,3	0,8	0,7	1,00	2,19
	L ₂ -t	18,5	1141,8	0,4	0,3	0,4	1,0	1,00	3,41
11	L ₁ -t	26,4	1942,8	0,7	0,4	0,7	0,9	1,00	2,48
	L ₂ -t	22,9	1189,1	0,4	0,3	0,4	1,0	1,00	3,09
12	L ₁ -t	30,2	1975,7	0,6	0,4	0,6	0,9	1,00	2,48
	L ₂ -t	26,5	1226,2	0,4	0,3	0,4	0,9	1,00	2,84
13	L ₁ -t	32,8	1992,7	0,6	0,4	0,6	1,0	1,00	2,46
	L ₂ -t	29,0	1251,3	0,4	0,3	0,4	0,9	1,00	2,71
14	L ₁ -t	34,7	2004,6	0,6	0,4	0,6	1,0	1,00	2,45
	L ₂ -t	30,7	1268,4	0,4	0,4	0,4	0,9	1,00	2,63
15	L ₁ -t	35,9	2010,2	0,6	0,4	0,6	1,0	1,00	2,46
	L ₂ -t	31,8	1279,0	0,4	0,4	0,4	0,9	1,00	2,59
16	L ₁ -t	36,5	2011,6	0,5	0,4	0,5	1,0	1,00	2,49
	L ₂ -t	32,5	1285,5	0,4	0,4	0,4	0,9	1,00	2,57
17	L ₁ -t	36,9	2012,1	0,5	0,4	0,5	1,0	1,00	2,52
	L ₂ -t								

Tabela A.27. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (MC)₃C₃.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	5,5	2592,5	7,5	0,6	-	-	-	-
	L ₂ -t	2,8	1663,0	4,8	0,3	-	-	-	-
9	L ₁ -t	15,7	2811,0	1,5	0,3	-	-	-	-
	L ₂ -t	12,9	2012,2	1,1	0,3	-	-	-	-
10	L ₁ -t	23,9	2883,3	1,1	0,4	-	-	-	-
	L ₂ -t	20,8	2110,8	0,8	0,3	0,8	0,6	1,00	1,77
11	L ₁ -t	30,9	2952,6	1,0	0,4	-	-	-	-
	L ₂ -t	27,2	2184,9	0,7	0,4	0,7	0,8	1,00	2,05
12	L ₁ -t	36,6	3011,3	0,9	0,5	0,9	0,2	1,00	0,43
	L ₂ -t	32,5	2242,3	0,7	0,4	0,7	0,8	1,00	2,03
13	L ₁ -t	40,9	3050,7	0,9	0,5	0,9	0,3	1,00	0,67
	L ₂ -t	36,5	2284,0	0,7	0,4	0,7	0,9	1,00	1,99
14	L ₁ -t	44,3	3081,5	0,9	0,5	0,9	0,4	1,00	0,80
	L ₂ -t	39,8	2317,6	0,7	0,5	0,7	0,9	1,00	1,95
15	L ₁ -t	46,7	3102,8	0,9	0,5	0,9	0,5	1,00	0,89
	L ₂ -t	42,4	2343,5	0,7	0,5	0,7	0,9	1,00	1,91
16	L ₁ -t	48,4	3116,1	0,8	0,5	0,8	0,5	1,00	0,97
	L ₂ -t	44,7	2365,0	0,6	0,5	0,6	0,9	1,00	1,88
17	L ₁ -t	49,5	3126,5	0,8	0,5	0,8	0,5	1,00	1,04
	L ₂ -t								

Tabela A.28. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS)₁C₁.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	7,9	914,0	2,6	0,9	-	-	-	-
	L ₂ -t	3,5	627,4	1,8	0,4	-	-	-	-
9	L ₁ -t	11,3	1027,6	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	4,17
	L ₂ -t	8,5	835,5	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	5,50
10	L ₁ -t	14,2	1073,7	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	4,37
	L ₂ -t	13,4	898,6	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	4,37
11	L ₁ -t	16,6	1104,5	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	4,16
	L ₂ -t	17,5	928,3	0,3	0,2	0,3	0,9	1,00	3,62
12	L ₁ -t	18,4	1129,0	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	3,94
	L ₂ -t	20,5	945,3	0,3	0,3	0,3	0,8	1,00	3,23
13	L ₁ -t	19,8	1145,0	0,3	0,2	0,3	0,9	1,00	3,81
	L ₂ -t	22,8	954,8	0,3	0,3	0,3	0,8	1,00	3,00
14	L ₁ -t	20,8	1157,0	0,3	0,2	0,3	0,9	1,00	3,72
	L ₂ -t	24,4	959,9	0,3	0,3	0,3	0,8	1,00	2,85
15	L ₁ -t	21,4	1164,2	0,3	0,2	0,3	0,9	1,00	3,67
	L ₂ -t	25,5	961,5	0,3	0,3	0,3	0,8	1,00	2,76
16	L ₁ -t	21,8	1167,9	0,3	0,2	0,3	0,9	1,00	3,65
	L ₂ -t	26,1	961,4	0,3	0,3	0,3	0,8	1,00	2,72
17	L ₁ -t	22,1	1170,1	0,3	0,2	0,3	0,9	1,00	3,65
	L ₂ -t								

Tabela A.29. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS)₁C₂.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	9,6	1652,5	4,8	1,1	-	-	-	-
	L ₂ -t	3,7	793,3	2,3	0,4	-	-	-	-
9	L ₁ -t	9,4	1795,3	0,9	0,2	0,9	0,2	1,00	0,98
	L ₂ -t	7,8	1058,6	0,6	0,2	0,6	1,0	1,00	5,99
10	L ₁ -t	12,7	1885,4	0,7	0,2	0,7	0,8	1,00	3,89
	L ₂ -t	12,7	1176,1	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	4,99
11	L ₁ -t	16,0	1934,6	0,7	0,2	0,7	0,9	1,00	4,12
	L ₂ -t	15,7	1228,3	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	4,55
12	L ₁ -t	18,6	1975,1	0,6	0,2	0,6	0,9	1,00	4,01
	L ₂ -t	18,3	1260,7	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	4,15
13	L ₁ -t	20,7	2004,7	0,6	0,2	0,6	1,0	1,00	3,88
	L ₂ -t	20,8	1283,6	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	3,81
14	L ₁ -t	22,4	2029,2	0,6	0,3	0,6	1,0	1,00	3,78
	L ₂ -t	24,8	1313,2	0,4	0,3	0,4	0,9	1,00	3,30
15	L ₁ -t	23,8	2047,9	0,6	0,3	0,6	1,0	1,00	3,69
	L ₂ -t	25,7	1322,2	0,4	0,3	0,4	0,9	1,00	3,25
16	L ₁ -t	24,8	2061,2	0,6	0,3	0,6	1,0	1,00	3,64
	L ₂ -t	26,3	1328,3	0,4	0,3	0,4	0,9	1,00	3,23
17	L ₁ -t	25,6	2071,3	0,6	0,3	0,6	1,0	1,00	3,61
	L ₂ -t								

Tabela A.30. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS)₁C₃.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	17,6	2906,8	8,4	2,0	-	-	-	-
	L ₂ -t	9,3	1373,7	4,0	1,1	-	-	-	-
9	L ₁ -t	9,8	3140,8	1,7	0,2	-	-	-	-
	L ₂ -t	9,2	1761,2	0,9	0,2	0,9	0,3	1,00	1,34
10	L ₁ -t	10,2	3203,1	1,3	0,2	-	-	-	-
	L ₂ -t	9,1	1956,3	0,8	0,1	0,8	0,7	1,00	5,07
11	L ₁ -t	12,8	3249,2	1,1	0,2	-	-	-	-
	L ₂ -t	11,0	2082,4	0,7	0,2	0,7	0,8	1,00	5,48
12	L ₁ -t	15,5	3278,0	1,0	0,2	-	-	-	-
	L ₂ -t	13,8	2164,3	0,7	0,2	0,7	0,9	1,00	4,99
13	L ₁ -t	17,9	3324,4	1,0	0,2	1,0	0,0	1,00	0,14
	L ₂ -t	16,4	2222,3	0,7	0,2	0,7	0,9	1,00	4,55
14	L ₁ -t	20,1	3328,6	1,0	0,2	1,0	0,2	1,00	0,73
	L ₂ -t	19,2	2278,8	0,7	0,2	0,7	0,9	1,00	4,10
15	L ₁ -t	21,9	3335,1	0,9	0,2	0,9	0,3	1,00	1,06
	L ₂ -t	21,3	2320,5	0,6	0,2	0,6	0,9	1,00	3,84
16	L ₁ -t	23,4	3343,7	0,9	0,3	0,9	0,3	1,00	1,27
	L ₂ -t	23,4	2359,1	0,6	0,3	0,6	0,9	1,00	3,60
17	L ₁ -t	24,7	3352,1	0,9	0,3	0,9	0,4	1,00	1,41
	L ₂ -t								

Tabela A.31. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS)₂C₁.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	6,4	852,0	2,5	0,7	-	-	-	-
	L ₂ -t	2,6	577,5	1,7	0,3	-	-	-	-
9	L ₁ -t	8,7	986,2	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	5,43
	L ₂ -t	6,0	778,5	0,4	0,1	0,4	1,0	1,00	7,62
10	L ₁ -t	10,8	1036,4	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	5,69
	L ₂ -t	10,0	857,1	0,3	0,2	0,3	0,9	1,00	5,72
11	L ₁ -t	12,5	1067,3	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	5,44
	L ₂ -t	12,6	887,8	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,93
12	L ₁ -t	13,8	1091,7	0,3	0,2	0,3	0,9	1,00	5,18
	L ₂ -t	14,8	908,6	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,39
13	L ₁ -t	14,8	1107,3	0,3	0,2	0,3	0,9	1,00	5,01
	L ₂ -t	16,2	918,0	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,10
14	L ₁ -t	15,5	1118,7	0,3	0,2	0,3	0,9	1,00	4,90
	L ₂ -t	17,3	923,0	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	3,92
15	L ₁ -t	15,9	1125,4	0,3	0,2	0,3	0,9	1,00	4,85
	L ₂ -t	18,0	926,0	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	3,82
16	L ₁ -t	16,2	1128,7	0,3	0,2	0,3	0,9	1,00	4,83
	L ₂ -t	18,4	928,5	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	3,77
17	L ₁ -t	16,3	1130,6	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,83
	L ₂ -t								

Tabela A.32. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS)₂C₂.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	7,5	1277,4	3,7	0,9	-	-	-	-
	L ₂ -t	2,9	751,2	2,2	0,3	-	-	-	-
9	L ₁ -t	5,8	1430,9	0,8	0,1	0,8	0,7	1,00	5,99
	L ₂ -t	6,5	1076,5	0,6	0,1	0,6	1,0	1,00	7,12
10	L ₁ -t	8,7	1532,8	0,6	0,1	0,6	1,0	1,00	7,06
	L ₂ -t	8,6	1150,9	0,4	0,1	0,4	1,0	1,00	7,33
11	L ₁ -t	10,9	1580,7	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	6,69
	L ₂ -t	12,7	1239,4	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	5,63
12	L ₁ -t	12,5	1615,1	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	6,36
	L ₂ -t	14,1	1264,4	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	5,41
13	L ₁ -t	14,4	1649,4	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	5,80
	L ₂ -t	15,8	1292,8	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	5,02
14	L ₁ -t	15,7	1671,9	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	5,55
	L ₂ -t	18,6	1332,8	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	4,41
15	L ₁ -t	16,7	1690,8	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	5,34
	L ₂ -t	19,0	1339,4	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	4,41
16	L ₁ -t	17,5	1703,6	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	5,23
	L ₂ -t	19,5	1346,1	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	4,38
17	L ₁ -t	18,0	1713,1	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	5,16
	L ₂ -t								

Tabela A.33. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS)₂C₃.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	16,0	1700,4	4,9	1,8	-	-	-	-
	L ₂ -t	8,6	1381,8	4,0	1,0	-	-	-	-
9	L ₁ -t	14,9	1996,9	1,1	0,3	-	-	-	-
	L ₂ -t	8,5	1696,1	0,9	0,2	0,9	0,4	1,00	2,07
10	L ₁ -t	14,2	2143,2	0,8	0,2	0,8	0,5	1,00	2,46
	L ₂ -t	8,5	1849,1	0,7	0,1	0,7	0,8	1,00	6,00
11	L ₁ -t	12,8	2236,2	0,8	0,2	0,8	0,7	1,00	4,15
	L ₂ -t	7,5	1949,5	0,7	0,1	0,7	0,9	1,00	8,69
12	L ₁ -t	11,6	2303,2	0,7	0,1	0,7	0,8	1,00	5,45
	L ₂ -t	9,7	2006,6	0,6	0,1	0,6	0,9	1,00	7,64
13	L ₁ -t	13,3	2358,2	0,7	0,2	0,7	0,8	1,00	5,24
	L ₂ -t	11,6	2041,8	0,6	0,1	0,6	1,0	1,00	6,89
14	L ₁ -t	14,7	2399,3	0,7	0,2	0,7	0,9	1,00	5,08
	L ₂ -t	13,4	2084,3	0,6	0,2	0,6	1,0	1,00	6,26
15	L ₁ -t	16,0	2438,4	0,7	0,2	0,7	0,9	1,00	4,89
	L ₂ -t	14,9	2095,3	0,6	0,2	0,6	1,0	1,00	5,84
16	L ₁ -t	17,0	2469,0	0,7	0,2	0,7	0,9	1,00	4,77
	L ₂ -t	14,9	2107,0	0,6	0,2	0,6	1,0	1,00	6,02
17	L ₁ -t	17,8	2494,8	0,7	0,2	0,7	0,9	1,00	4,68
	L ₂ -t								

Tabela A.34. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS)₃C₁.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	5,4	792,5	2,3	0,6	-	-	-	-
	L ₂ -t	2,3	547,6	1,6	0,3	-	-	-	-
9	L ₁ -t	7,1	941,4	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	6,67
	L ₂ -t	5,4	770,5	0,4	0,1	0,4	1,0	1,00	8,53
10	L ₁ -t	8,9	995,9	0,4	0,1	0,4	1,0	1,00	6,87
	L ₂ -t	7,9	838,8	0,3	0,1	0,3	0,9	1,00	7,12
11	L ₁ -t	10,2	1029,2	0,4	0,1	0,4	0,9	1,00	6,54
	L ₂ -t	10,1	876,2	0,3	0,1	0,3	0,8	1,00	6,09
12	L ₁ -t	11,3	1053,2	0,3	0,1	0,3	0,9	1,00	6,21
	L ₂ -t	11,8	897,3	0,3	0,1	0,3	0,8	1,00	5,47
13	L ₁ -t	12,1	1068,8	0,3	0,1	0,3	0,9	1,00	6,02
	L ₂ -t	12,9	906,9	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	5,13
14	L ₁ -t	12,6	1080,1	0,3	0,1	0,3	0,9	1,00	5,89
	L ₂ -t	13,7	912,6	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,90
15	L ₁ -t	13,0	1086,7	0,3	0,1	0,3	0,8	1,00	5,83
	L ₂ -t	14,2	916,4	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,80
16	L ₁ -t	13,2	1089,9	0,3	0,1	0,3	0,8	1,00	5,82
	L ₂ -t	14,5	918,8	0,3	0,2	0,3	0,8	1,00	4,74
17	L ₁ -t	13,3	1091,7	0,3	0,1	0,3	0,8	1,00	5,82
	L ₂ -t								

Tabela A.35. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS)₃C₂.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	6,6	1176,4	3,4	0,8	-	-	-	-
	L ₂ -t	2,5	699,8	2,0	0,3	-	-	-	-
9	L ₁ -t	6,0	1410,4	0,7	0,1	0,7	0,8	1,00	5,96
	L ₂ -t	5,3	1023,3	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	8,85
10	L ₁ -t	7,5	1498,4	0,6	0,1	0,6	1,0	1,00	8,31
	L ₂ -t	8,0	1137,4	0,4	0,1	0,4	1,0	1,00	7,91
11	L ₁ -t	9,2	1547,7	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	7,97
	L ₂ -t	10,7	1214,8	0,4	0,1	0,4	1,0	1,00	6,62
12	L ₁ -t	10,6	1588,4	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	7,48
	L ₂ -t	13,2	1266,9	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	5,78
13	L ₁ -t	12,0	1619,4	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	6,98
	L ₂ -t	14,0	1285,5	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	5,64
14	L ₁ -t	13,1	1644,6	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	6,63
	L ₂ -t	16,4	1326,7	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	4,99
15	L ₁ -t	13,7	1659,6	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	6,49
	L ₂ -t	17,1	1337,4	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	4,92
16	L ₁ -t	14,3	1671,2	0,5	0,2	0,5	1,0	1,00	6,38
	L ₂ -t	18,4	1357,6	0,4	0,2	0,4	0,9	1,00	4,66
17	L ₁ -t	14,7	1682,4	0,4	0,2	0,4	1,0	1,00	6,28
	L ₂ -t								

Tabela A.36. Momento fletor / esforço normal para o suporte em concreto projetado: (HS)₃C₃.

Fase	Balanço	M _d (kN.m/m)	N _d (kN/m)	v _d	μ _d	v _u	μ _u	v _u / v _d	μ _u / μ _d
8	L ₁ -t	7,6	1551,7	4,5	0,9	-	-	-	-
	L ₂ -t	2,9	937,7	2,7	0,3	-	-	-	-
9	L ₁ -t	7,2	1958,0	1,0	0,2	-	-	-	-
	L ₂ -t	3,8	1379,2	0,7	0,1	0,7	0,8	1,00	9,89
10	L ₁ -t	7,2	2120,5	0,8	0,1	0,8	0,6	1,00	5,07
	L ₂ -t	5,2	1570,3	0,6	0,1	0,6	0,9	1,00	11,58
11	L ₁ -t	8,6	2210,6	0,8	0,1	0,8	0,7	1,00	6,29
	L ₂ -t	6,6	1682,2	0,6	0,1	0,6	1,0	1,00	10,86
12	L ₁ -t	10,1	2281,9	0,7	0,1	0,7	0,8	1,00	6,34
	L ₂ -t	8,3	1771,3	0,6	0,1	0,6	1,0	1,00	9,48
13	L ₁ -t	11,5	2336,7	0,7	0,1	0,7	0,8	1,00	6,13
	L ₂ -t	9,8	1838,5	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	8,48
14	L ₁ -t	12,7	2377,5	0,7	0,1	0,7	0,9	1,00	5,95
	L ₂ -t	11,2	1893,6	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	7,73
15	L ₁ -t	13,7	2412,7	0,7	0,2	0,7	0,9	1,00	5,77
	L ₂ -t	12,3	1934,2	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	7,27
16	L ₁ -t	14,5	2442,4	0,7	0,2	0,7	0,9	1,00	5,62
	L ₂ -t	13,2	1968,4	0,5	0,1	0,5	1,0	1,00	6,93
17	L ₁ -t	15,1	2464,8	0,7	0,2	0,7	0,9	1,00	5,55
	L ₂ -t								

Apêndice B

Deslocamentos horizontais

Este apêndice apresenta os gráficos dos deslocamentos horizontais na direção x (perpendicular ao eixo do túnel) em seções distantes 10 m da seção controle (adiante e atrás), desde a superfície até a fronteira inferior do modelo. As seções passam próximo a parede lateral do túnel. Os resultados correspondem às simulações com suporte em concreto pré-moldado. Os gráficos estão apresentados nas Figuras B.1 a B.12, organizados como a seguir:

B.1: (MC)_iC₁L₁

B.2: (MC)_iC₁L₂

B.3: (MC)_iC₂L₁

B.4: (MC)_iC₂L₂

B.5: (MC)_iC₃L₁

B.6: (MC)_iC₃L₂

B.7: (HS)_iC₁L₁

B.8: (HS)_iC₁L₂

B.9: (HS)_iC₂L₁

B.10: (HS)_iC₂L₂

B.11: (HS)_iC₃L₁

B.12: (HS)_iC₃L₂

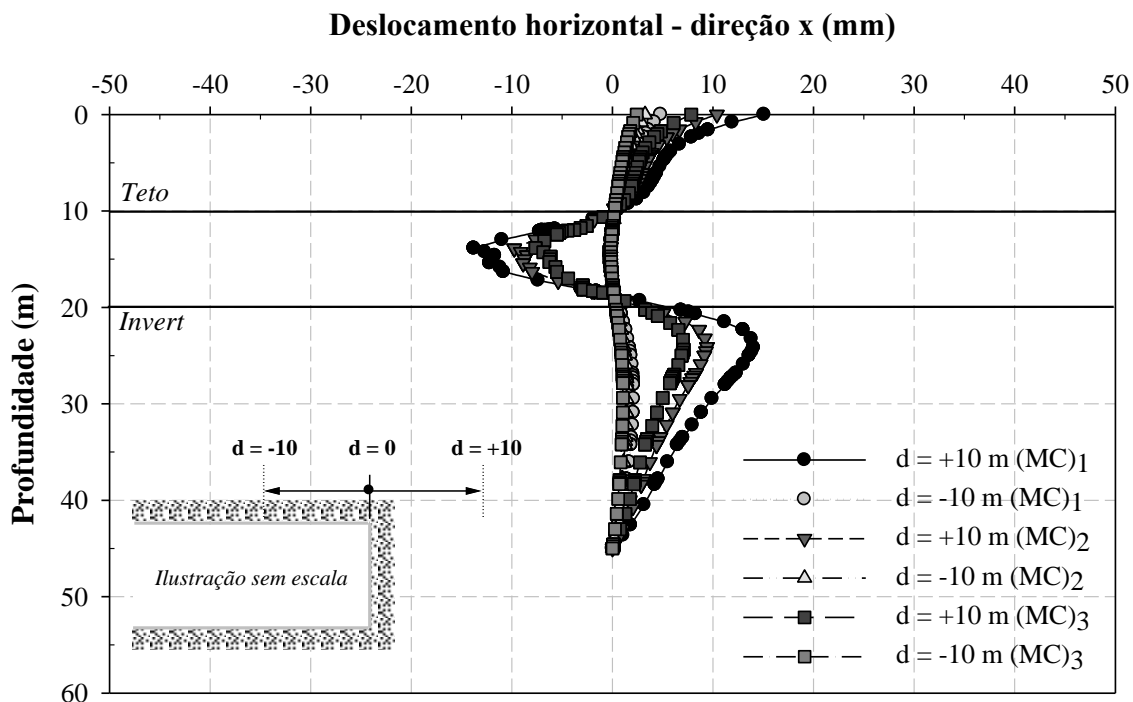


Figura B.1. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC)_iC₁L₁.

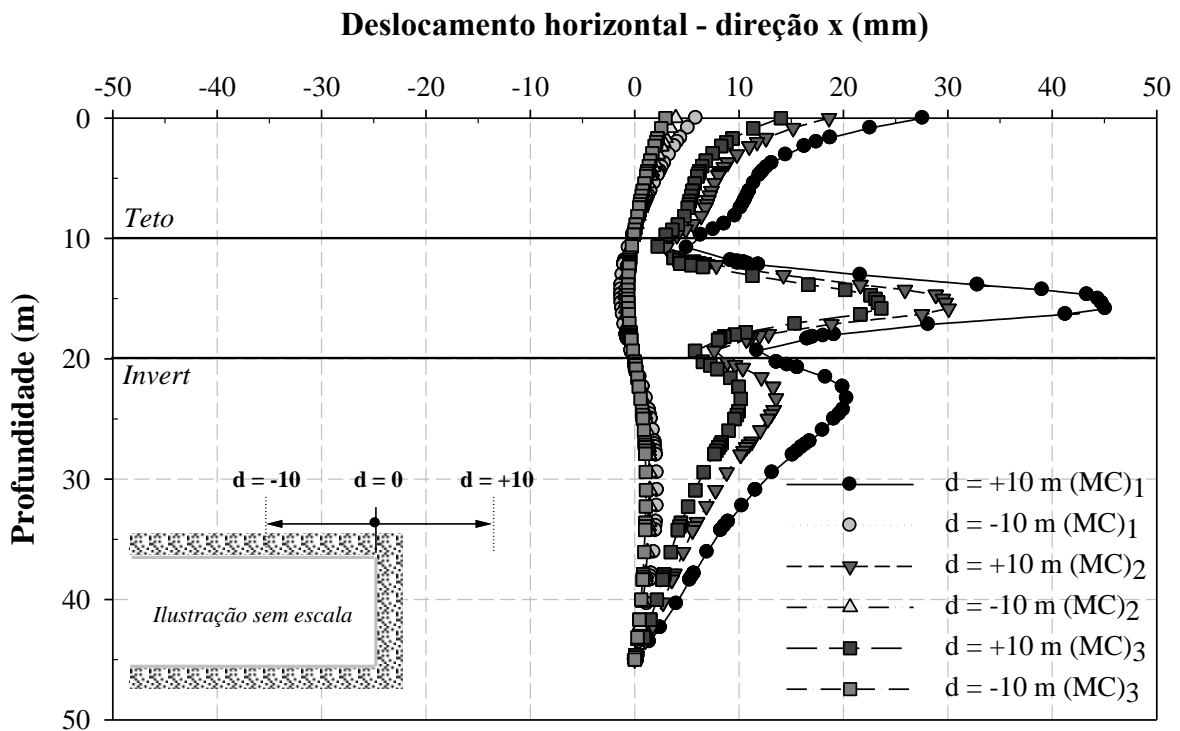


Figura B.2. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC)₁C₂L₂.

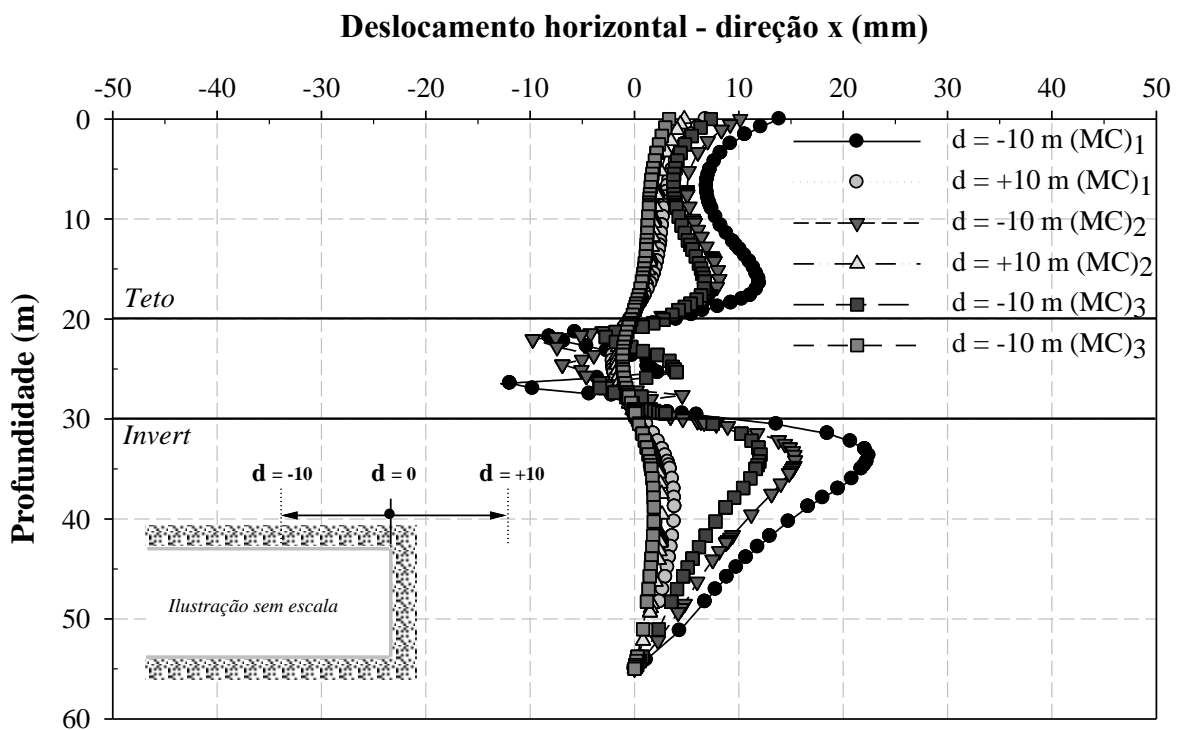


Figura B.3. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC)₁C₂L₁.

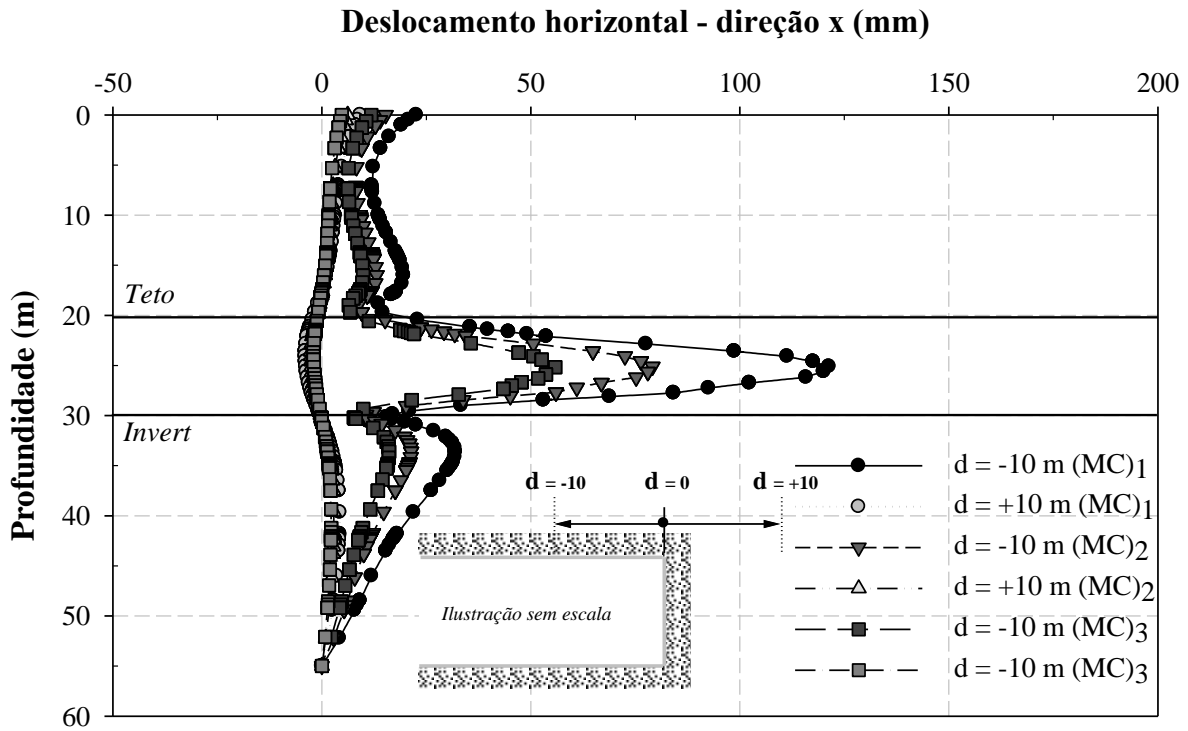


Figura B.4. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC)_iC₂L₂.

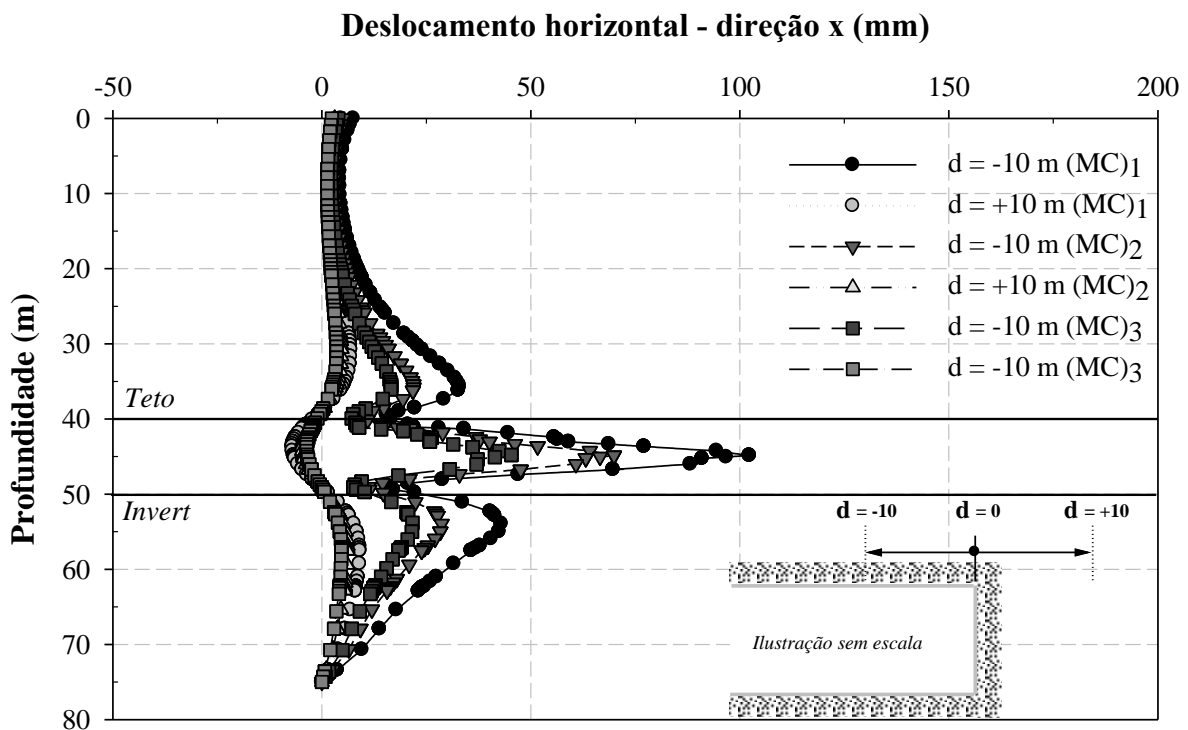


Figura B.5. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC)_iC₃L₁.

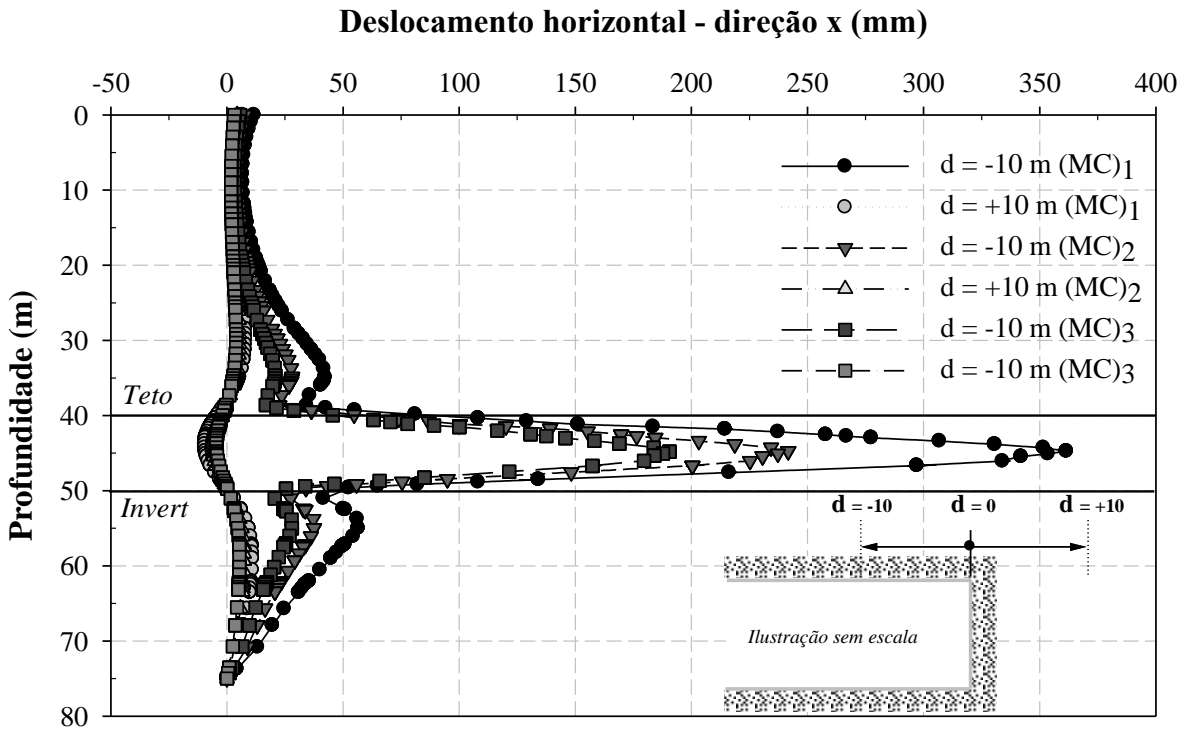


Figura B.6. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo Mohr Coulomb – simulação (MC)_iC₃L₂.

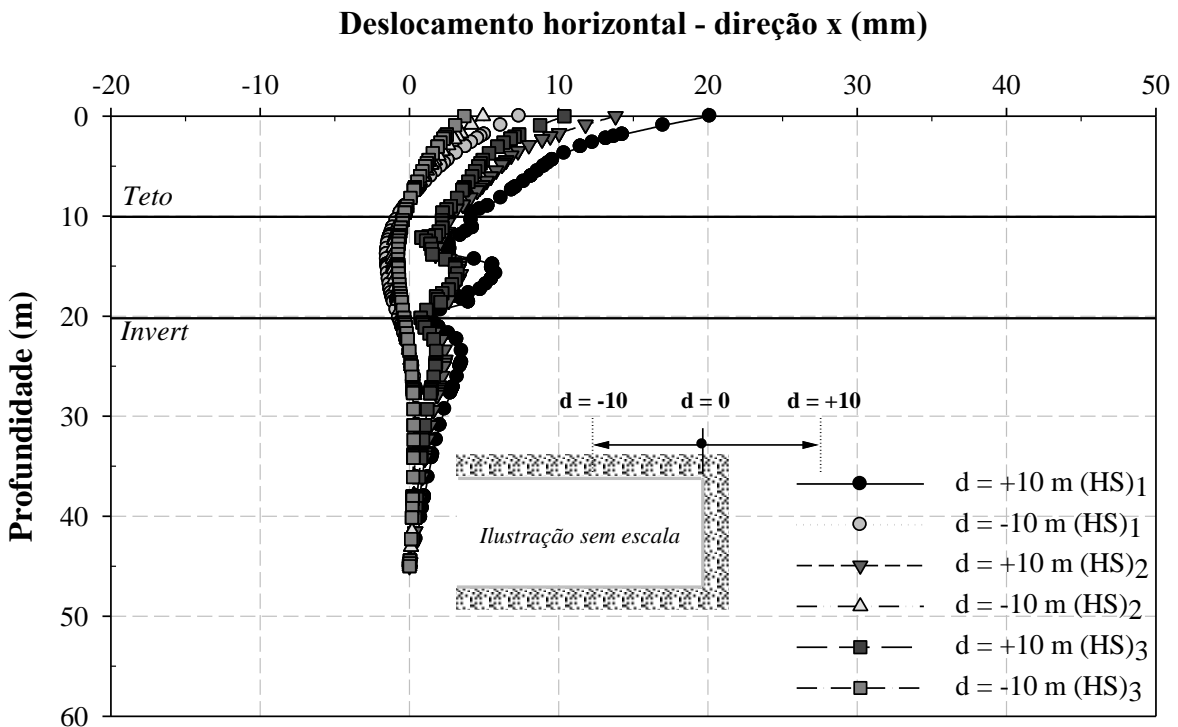


Figura B.7. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo *Hardening Soil* – simulação (HS)_iC₁L₁.

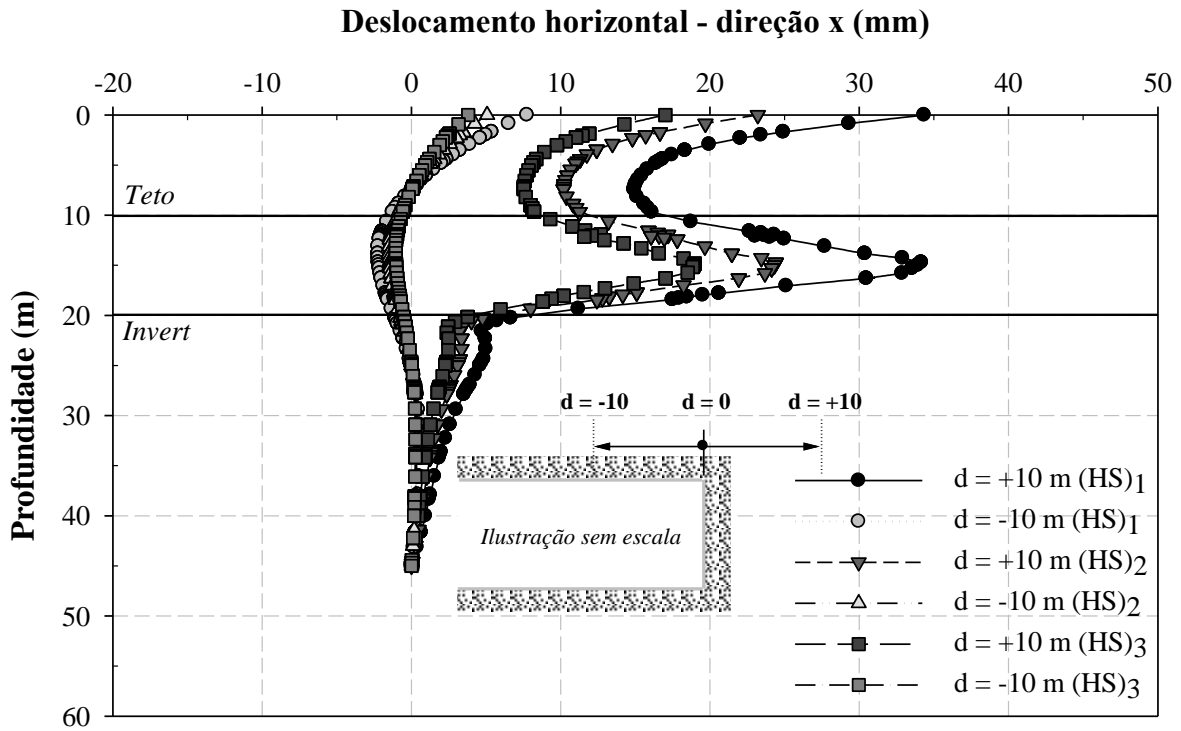


Figura B.8. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo *Hardening Soil* – simulação (HS)₁C₁L₂.

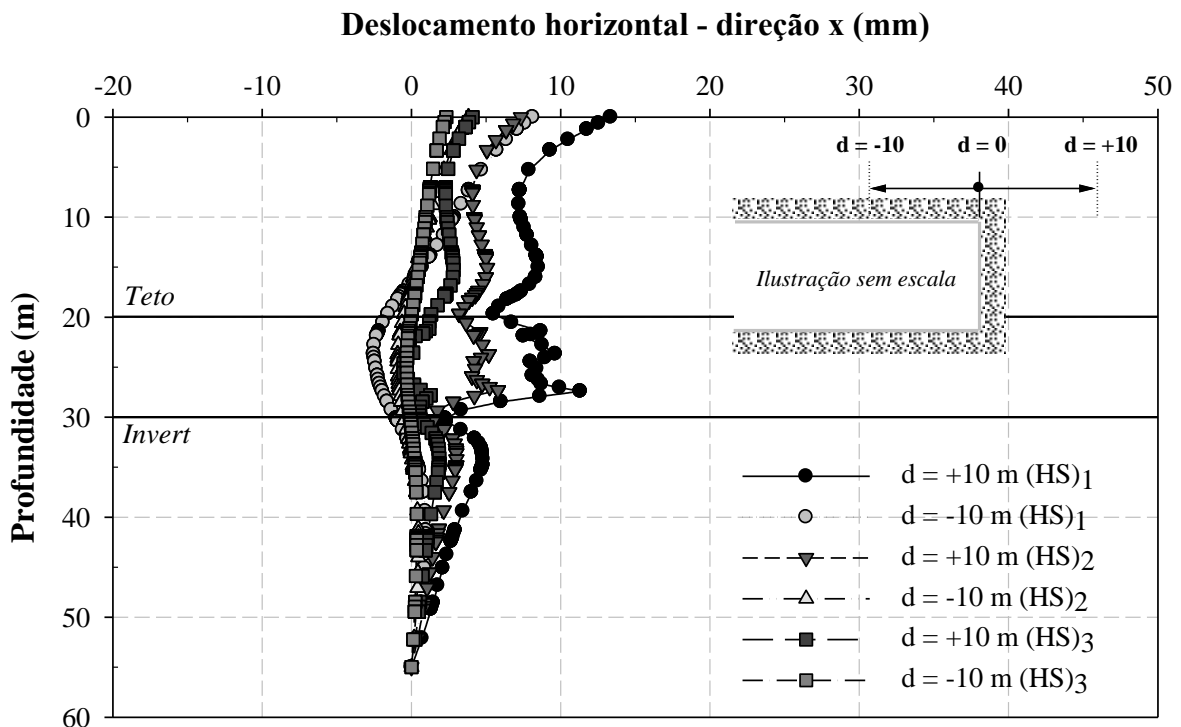


Figura B.9. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo *Hardening Soil* – simulação (HS)₁C₂L₁.

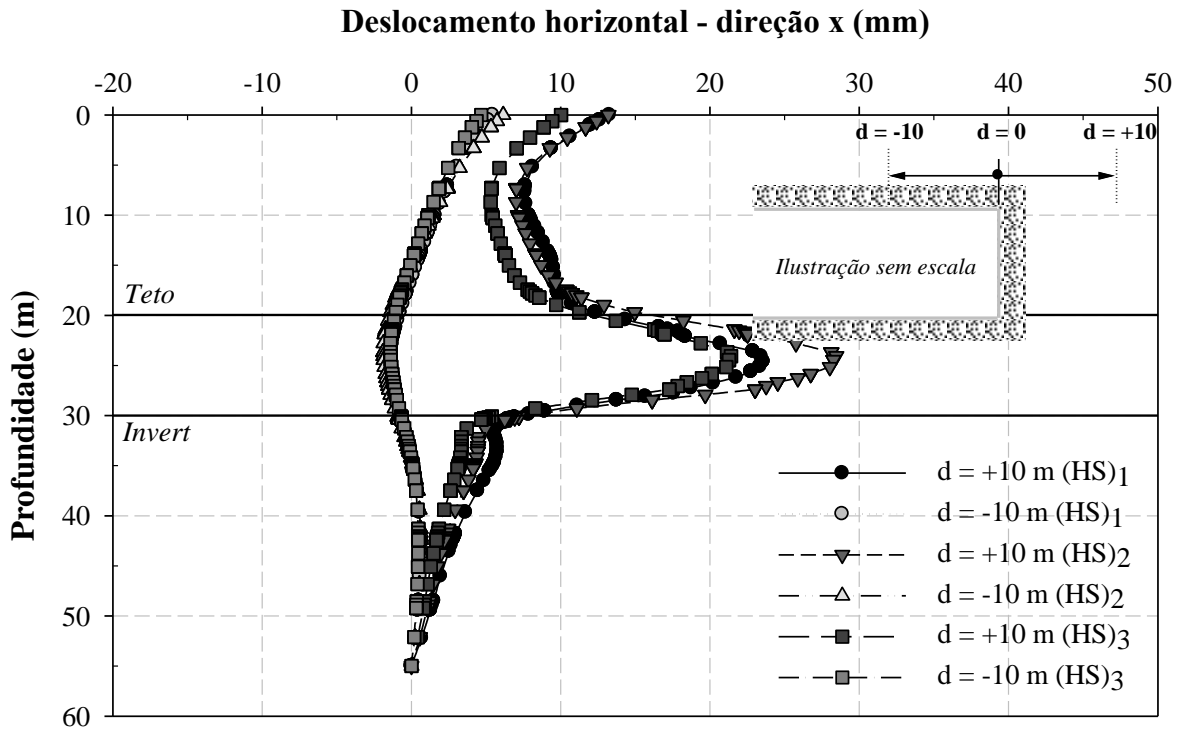


Figura B.10. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo *Hardening Soil* – simulação (HS)₁C₂L₂.

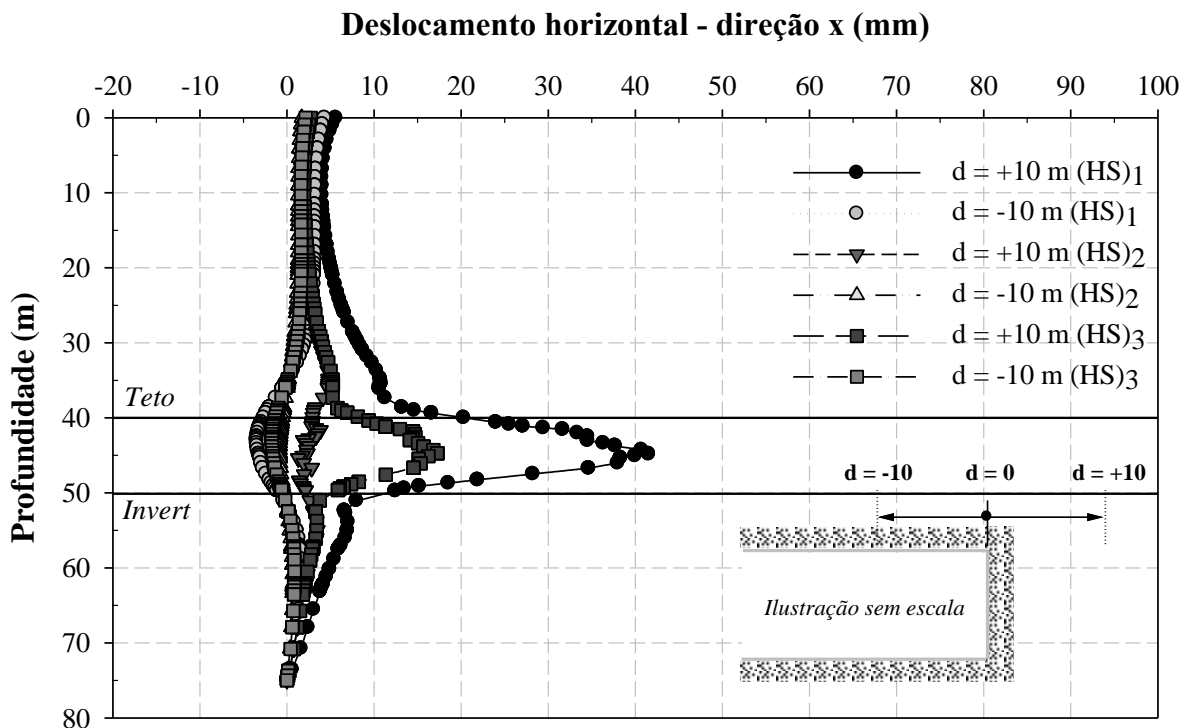


Figura B.11. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo *Hardening Soil* – simulação (HS)₁C₃L₁.

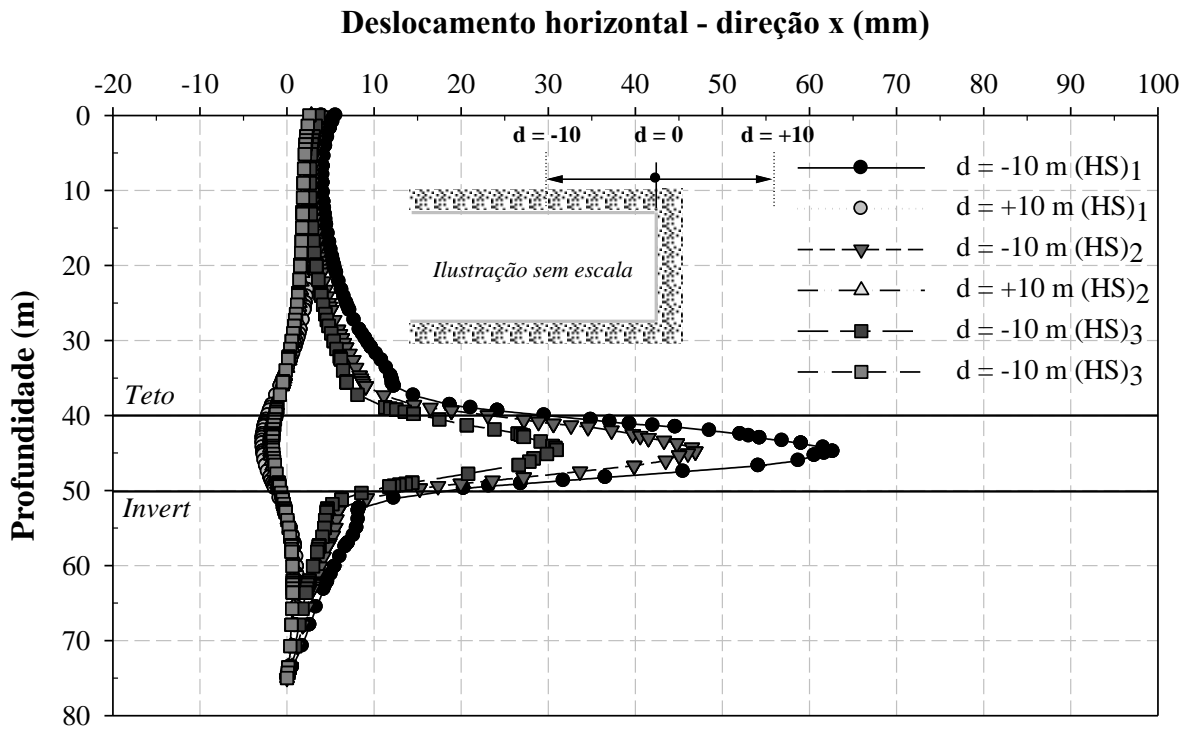


Figura B.12. Perfil de deslocamento horizontal em uma seção passando pelo eixo de simetria do túnel, adiante e atrás da face escavada para o modelo *Hardening Soil* – simulação (HS)_iC₃L₂.