

**BRUNO FONTE LOPES
DANILO DO AMARAL FERRACINI
NOEL ANTUNES DA SILVA
RICARDO PIRES COIMBRA ADEGAS DE CARVALHO**

Utilização de concreto projetado com fibras em obras de túneis

Projeto de Formatura apresentado à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo no âmbito do curso de
Engenharia Civil

São Paulo
2014

**BRUNO FONTE LOPES
DANILO DO AMARAL FERRACINI
NOEL ANTUNES DA SILVA
RICARDO PIRES COIMBRA ADEGAS DE CARVALHO**

Utilização de concreto projetado com fibras em obras de túneis

Projeto de Formatura apresentado à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo no âmbito do curso de
Engenharia Civil

Orientador:
Professora Doutora Heloisa Helena Silva Gonçalves

São Paulo
2014

Catalogação-na-publicação

Lopes, Bruno Fonte

Utilização de concreto projetado com fibras em obras de túneis / B.F. Lopes; D.A. Ferracini; N.A. da Silva, R.P.C.A. de Carvalho. -- São Paulo, 2014.

150 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Túneis 2.Concreto reforçado com fibras (Análise) 3.Concreto projetado (Análise) I.Ferracini, Danilo do Amaral II.Silva, Noel Antunes da III.Carvalho, Ricardo Pires Coimbra Adegas de IV.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica V.t.

Às famílias e amigos dos integrantes do grupo, por todo o apoio e pela compreensão da
importância do tempo empregado na confecção deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

À professora Heloisa Helena Silva Gonçalves por toda a orientação dada e pelo incentivo à pesquisa em áreas de conhecimento técnico aplicado em Engenharia Civil;

Ao professor Antonio Domingues de Figueiredo pelo tempo disponibilizado ao longo da elaboração do trabalho;

Ao professor Carlos Maffei, por compartilhar um pouco de sua vasta experiência na área, oferecendo ao grupo uma outra visão sobre o tema;

Ao professor Pedro Wellington Teixeira, pelas recomendações dadas para aprimoramento do trabalho;

Ao engenheiro Fernando Leyser, pela oportunidade de conhecer de perto os trabalhos em obras de túneis e pela ajuda com bibliografia sobre o tema;

Ao engenheiro Gerson Rodrigues de Castro e ao técnico em edificações Marco Antônio Ruzzi da construtora OAS, pela oportunidade de conhecer e entender as situações vividas em grandes obras de tunelamento;

À Setepla Tecnometal Engenharia S.A. e à Maubertec Engenharia e Projetos LTDA, pela oportunidade de ter contato com os projetos relevantes ao estudo de caso;

À Construtora OAS LTDA e à DERSA – Desenvolvimento Rodoviário S.A. pela oportunidade de realizar o estudo de caso nas obras dos lotes 2 e 3 do Rodoanel Norte.

RESUMO

Este trabalho pretende estudar a aplicação do Concreto Projetado Reforçado com Fibras em obras de túneis, analisando sua utilização do ponto de vista técnico e econômico, além de uma reflexão sobre uma futura normatização existente sobre este tema. A meta do grupo é propor em quais situações sua utilização não seja apenas viável, mas também atrativa. Para tal, haverá uma análise do compósito, sob os pontos de vista de reologia, controle tecnológico, desempenho e mais especificamente, uma análise de obras de tunelamento e do potencial de aplicação do compósito nessas obras, com sistemas de projeção.

Inicialmente, é feita uma análise geral do compósito aplicado com fibras de aço e de polipropileno. Nessa etapa são discutidas propriedades de fibra e de matriz, reologia e propriedades mecânicas. Em seguida, são estudados os aspectos relacionados a controle tecnológico do Concreto Projetado Reforçado com Fibras de Aço (CPRFA) e do Concreto Projetado Reforçado com Fibras de Polipropileno (CPRFPP), entre eles, reflexão, parâmetros de resistência, teor de fibras incorporado, entre outros. Em seguida, é feita uma análise focada da aplicação desses compósitos em túneis valendo-se dos modelos de análise estrutural aplicados a obras de tunelamento e com ênfase os modelos que se adequem ao CPRFA. Por fim faz-se uma análise da construção de túneis e do papel dos concretos projetados com fibras em tais obras.

Diversos parâmetros relevantes para a aplicação dos concretos projetados com fibras são estudados, de forma que se conclui o trabalho com a comparação do campo de atuação de ambos os tipos de fibra em concretos projetados. Para tal, serão ainda analisadas as obras de túneis dos lotes 2 e 3 do trecho Norte do Rodoanel Metropolitano Mário Covas, nas quais o CPRFA vem sendo usado, mas estuda-se a aplicação do CPRFPP em seu lugar. As análises de casos reais de obras civis permitem a aplicação dos conhecimentos de diversas áreas dentro do curso de Engenharia Civil, auxiliando no atingir seu objetivo.

Palavras – Chave: Túneis. Concreto reforçado com fibras (Análise). Concreto projetado (Análise).

ABSTRACT

This paper intends to study the applications of Fiber Reinforced Shotcretes (FRS) in tunneling works, judging it technologically and economically and making a short review on Brazilian technical norms on the subject. The group intends to determine in which cases the FRS utilization is not only viable, but also desirable. To accomplish that goal there will be an analysis of the composite based on rheology, technological control, performance and more specifically an analysis of tunnel constructions and the composite's role in such constructions.

Initially, there is made a general analysis of the composite applied with steel and polypropylene fibers. In that analysis, the fiber and matrix properties, rheology and mechanical properties are discussed. Then, there is a study about the literature regarding the technological control of both the Steel Fiber Reinforced Shotcrete (SFRS) and the Polypropylene Fiber Reinforced Shotcrete (PPFRS), namely, the shotcrete's reflection, mechanical resistance parameters, incorporated fiber content, among others. Following that, there is made an analysis more focused in the application of these composites in tunnels, from the structural analysis models applied to tunnel works (focusing the models that are adequate to the SFRS and making an analysis of the construction of tunnels and the fiber reinforced shotcretes in those constructions).

There are many parameters relevant to the application of the fiber reinforced shotcretes studied, in such way that this paper ends with the comparison of the applications of both the fiber types in shotcretes. To achieve that, there will also be analyzed the tunnel works of the lots 2 and 3 of the Northern section of Rodoanel Metropolitano Mário Covas, in which the SFRS is being used, but the application of the PPFRS is being considered as a replacement.

The studies of real cases of civil works allow the implementation of knowledges of many different fields of the Civil Engineering, in such a way that those knowledges come to converge to the group's goal.

Keywords: Tunnels. Fiber reinforced concrete (Analysis). Shotcrete (Analysis).

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades típicas de fibras. Fonte: BENTUR; MINDESS, 2007	17
Tabela 2 - Composição das matrizes. Fonte: Al Qadi; Al-Zaidyenn, 2011	28
Tabela 3 - Resultados dos ensaios reológicas. Fonte: Al Qadi; Al-Zaidyenn, 2011	28
Tabela 4 - Resistência à compressão. Fonte: Al Qadi; Al-Zaidyenn, 2011	29
Tabela 5 - Características das macro fibras sintéticas de polipropileno. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013.....	30
Tabela 6 - Característica das fibras de aço. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013.....	30
Tabela 7 - Proporção de materiais e valor de Slump. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013	30
Tabela 8 - Absorção de água nas amostras. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013	31
Tabela 9 - Resistência à compressão. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013.....	32
Tabela 10 - Resistência à tração e módulo de ruptura. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013.....	32
Tabela 11 - Carga de primeira fissura e índices de tenacidade. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013	33
Tabela 12 - Resultados para resistência à compressão axial para todos os consumos de fibra. Fonte: FIGUEIREDO, 1997	42
Tabela 13 - Resultados para resistência à compressão axial para todos os consumos de fibra. Fonte: SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013	43
Tabela 14- Fator de tenacidade à flexão e resistências residuais em 0,75 e em 3,0mm de deslocamento vertical, calculados a partir das curvas de carga por deslocamento vertical de cada corpo-de-prova de cada traço. Fonte: SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013.....	51
Tabela 15 - Análise comparativa de dosagens de macrofibra polimérica e de fibra de aço para as tensões residuais. Fonte: SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013	53
Tabela 16 - Resumo dos Resultados da Seção 1. Fonte: GONÇALVES, 2001	65
Tabela 17 - Resumo dos Resultados da Seção 2. Fonte: GONÇALVES, 2001	66
Tabela 18 - Resumo dos Resultados da Seção 3. Fonte: GONÇALVES, 2001	66
Tabela 19 - Coeficientes de Permeabilidade obtidos por DANTAS E TANGO (1990) e ARMENIN et. al. (1994), compilados por FIGUEIREDO (2005)	77
Tabela 20 - Divisão dos lotes do Trecho Norte do Rodoanel Metropolitano Mário Covas	94
Tabela 21 - Estudo de adequação das fibras de aço aos requisitos técnicos	124
Tabela 22 - Estudo de adequação das fibras de aço aos requisitos técnicos	124

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Mapa das estações de Metrô em São Paulo, com destaque para as obras em andamento (Abril, 2014) Fonte: Portal do Governo do Estado de São Paulo	15
Figura 2 - Tensões de cisalhamento elástico e de atrito ao longo de uma fibra atuando como ponte de transferência de tensão em uma matriz fissurada. Fonte: BENTUR; MINDESS, 1990	19
Figura 3 - Relação HFRC/SFRC de resistência na flexão. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013	34
Figura 4 - Carga x Deslocamento para 0,4 vol.% de fibras. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013	34
Figura 5 - Carga x Deslocamento para 0,6 vol.% de fibras. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013	35
Figura 6 - Carga x Deslocamento para 0,8 vol.% de fibras. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013	35
Figura 7 - Projeção no interceptor do Rio Pinheiros (IPI-6), em São Paulo, executado pelo consórcio composto pela Telar Engenharia, Grupo Tejoflan e Augusto Veloso.....	38
Figura 8 - Robô de projeção com alimentador de fibras integrado à central de concreto. Fonte: BASF - Rodoanel Metropolitano Mário Covas (www.bASF-cc.com.br).....	45
Figura 9 - Curvas de carga por deslocamento vertical obtidas com o concreto reforçado com fibras nas dosagens de 0,22% e 1,0%. Fonte: SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013	45
Figura 10 - Tenacidade na flexão do concreto reforçado com fibras comparado ao concreto convencional Fonte: Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-making Materials, Issue 169, Part 4	46
Figura 11 - Ensaio de flexão com deflexão controlada. Fonte: BASTOS, 2008.....	46
Figura 12 - Correlação entre o consumo de fibra e os fatores de tenacidade JSCE - SF4. Fonte: FIGUEIREDO, 1997	48
Figura 13 - Curvas de carga por deslocamento vertical obtidas com o concreto reforçado com a fibra de aço nas dosagens de 0,19% e de 0,45%. Fonte: SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013	50
Figura 14 - Curvas médias de carga por deslocamento vertical obtidas com o concreto reforçado com a macrofibra polimérica e com a fibra de aço. Fonte: SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013	50
Figura 15 - Correlação entre a tensão residual e o teor de fibras: (a) resistência residual em 0,75mm; (b) resistência residual em 3,0mm; (c) fator de tenacidade à flexão. Fonte: SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013	52
Figura 16 - Curvas de ganho de resistência à compressão para três classes de concreto distintas. Fonte: METRÔ – COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO, 2008	54
Figura 17 - Formação de poeira no bico de projeção. Fonte: FURLAN ENGENHARIA E ARQUITETURA	57
Figura 18 - Geometria da Seção 1. Fonte: GONÇALVES, 2001.....	60
Figura 19 - Geometria da Seção 2. Fonte: GONÇALVES, 2001.....	61
Figura 20 - Geometria da Seção 3. Fonte: GONÇALVES, 2001.....	62
Figura 21 - Diagrama Tensão vs. Deformação do Concreto Reforçado com Fibras de Aço na Tração. Fonte: DBV, 1996	64
Figura 22 - Relação Raio vs. I.C. para e=15cm. Fonte: GONÇALVES, 2001	67
Figura 23 - Relação Raio vs. I.C. para e=30cm. Fonte: GONÇALVES, 2001	68
Figura 24 - Relação Raio vs. I.C. para e=45cm. Fonte: GONÇALVES, 2001	69
Figura 25 - Relação Módulo de Deformação Elástica E vs Deslocamento para e=15cm. Fonte: GONÇALVES, 2001.....	70
Figura 26 - Relação Módulo de Deformação Elástica E vs Deslocamento para e=30cm. Fonte: GONÇALVES, 2001.....	71

Figura 27 - Relação Módulo de Deformação Elástica E vs Deslocamento para e=45cm. Fonte: GONÇALVES, 2001.....	72
Figura 28 - Relação Espessura vs Momento para a Seção 1. Fonte: GONÇALVES, 2001	73
Figura 29 - Relação Espessura vs Momento para a Seção 2. Fonte: GONÇALVES, 2001	74
Figura 30 - Relação Espessura vs Momento para a Seção 3. Fonte: GONÇALVES, 2001	75
Figura 31 - Túnel executado em NATM com elevado nível de vazamentos. Fonte: FIGUEIREDO, 2005.....	78
Figura 32 - Concentração de tensões sem utilizar fibras (a) e utilizando fibras(b). Fonte: FIGUEIREDO, 2005	79
Figura 33 - Efeito arco. Fonte: Lunardi P. ABMS, 1985	81
Figura 34 – Ilustração do método Shield sendo executado. FONTE: BIOCEANICO ACANCAGUA (http://www.bioceanicoaconcagua.com/pt/tecnologia)	83
Figura 35 - Shield com suporte mecânico frontal Fonte: Metrô de Madrid.....	83
Figura 36 - Método cut and cover pelo método direto. Fonte: NATIONAL, 2009	84
Figura 37 - Método cut and cover pelo método invertido. Fonte: NATIONAL, 2009	84
Figura 38 - Sequência de escavação em calota e bancada . Fonte: METRÔ – METROPOLITANO DE SÃO PAULO	85
Figura 39 - Sequência de escavação com galerias laterais Fonte: METRÔ – METROPOLITANO DE SÃO PAULO	85
Figura 41- Cambota metálica. Foto tirada em 25 de Julho de 2014, durante visita técnica as obras da linha 5 do metrô ..	88
Figura 42 - Reforço em enfilagens Fonte: FARJZSTAIN & ALY, 2012	89
Figura 43 - Rodoanel Metropolitano Mário Covas e Região Metropolitana de São Paulo. Fonte: Governo do Estado de São Paulo (http://saopaulo.sp.gov.br/).....	91
Figura 44 - Imagem aérea da Rodovia dos Bandeirantes e do trecho oeste do Rodoanel Mário Covas, em São Paulo. Fonte: Estadão Conteúdo – Rodoanel Metropolitano Mário Covas.....	93
Figura 45 - Túneis do Trecho Norte do Rodoanel Metropolitano Mário Covas. Fonte: DERSA - Desenvolvimento Rodoviário S/A: Rodoanel Norte (http://www.dersa.sp.gov.br/)	95
Figura 46 - Seção típica de túnel em solo. Fonte: PROSPECAD, Projetos e Treinamentos (http://www.prospecad.com.br/)	96
Figura 47 - Seção típica de túnel em rocha. Desenho DE-15.13.000-C02-003_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	97
Figura 48 - Seção longitudinal do trecho do emboque do túnel 301 Oeste do Rodoanel Norte. Desenho DE-15.13.301-G03-003_A1. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	98
Figura 49 - Seção longitudinal do trecho do túnel 301 Oeste do Rodoanel Norte. Desenho DE-15.13.301-G03-003_A1. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	99
Figura 50 Classificação dos perfis geológicos. Fonte: Projetos do Rodoanel Norte.....	100
Figura 51 Perfil longitudinal de trecho do Lote 2. Desenho DE-15.12.202-G09-001_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	101
Figura 52 - Corte A da seção STA – A. Desenho DE-15.12.202-C02-006_B. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	104
Figura 53 - Corte B da seção STA – A. Desenho DE-15.12.202-C02-006_B. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	105

Figura 54 - Corte A da seção STA-B/STA-C1/STA-C2. Desenho DE-15.12.201-C02-007_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	106
Figura 55 – Corte B da seção STA-B/STA-C1/STA-C2. Desenho DE-15.12.201-C02-007_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	107
Figura 56 - Corte C da seção STA-B/STA-C1/STA-C2. Desenho DE-15.12.201-C02-007_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	108
Figura 57 - Corte A da seção STA-D. Desenho DE-15.12.201-C02-008_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	109
Figura 58 - Corte B da seção STA-D. Desenho DE-15.12.201-C02-008_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	110
Figura 59 - Corte C da seção STA-D. Desenho DE-15.12.201-C02-009_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	112
Figura 60 - Corte D da seção STA-D. Desenho DE-15.12.201-C02-009_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	113
Figura 61 - Corte A da seção STA - M. Desenho DE-15.12.201-C02-010_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	114
Figura 62 - Corte B da seção STA - M. Desenho DE-15.12.201-C02-010_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	115
Figura 63 - Corte C da seção STA - M. Desenho DE-15.12.201-C02-010_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	116
Figura 64 - Corte A da seção STA-M. Desenho DE-15.12.202-C02-010_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	117
Figura 65 - Detalhamento de instalação da cambota. Desenho DE-15.12.202-C02-010_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	118
Figura 66 - Corte B da seção STA-M. Desenho DE-15.12.202-C02-010_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	119
Figura 67 - Corte C da seção STA-M. Desenho DE-15.12.202-C02-010_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	120
Figura 68 - Detalhe de seção transversal exibindo os revestimentos primário e secundário. Desenho DE-15.12.202-C02-004_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013	121

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	14
1.1.	Contexto e Motivação.....	14
1.2.	Objetivo.....	15
2.	CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS	16
2.1.	As fibras	16
2.2.	Interação Fibra/Matriz	17
2.3.	Propriedades Reológicas do CRF	19
2.4.	Propriedades Mecânicas do CRF.....	20
3.	CONCRETO PROJETADO REFORÇADO COM FIBRAS	22
3.1.	Composição	23
3.2.	Aplicação em Revestimento de Túneis	25
4.	MACRO FIBRAS SINTÉTICAS DE POLIPROPILENO	27
4.1.	Introdução.....	27
4.2.	Comportamento diante de elevadas temperaturas.....	27
4.3.	Custos	29
4.4.	Estudo comparativo entre as propriedades reológicas e mecânicas entre os tipos de fibra de reforço.....	29
5.	CONTROLE TECNOLÓGICO	37
5.1.	Processos de Projeção	37
5.2.	Reflexão	39
5.3.	Parâmetros de resistência e teor de fibra	42
5.4.	Teor de fibras incorporado.....	44
5.5.	Tenacidade, ensaios e parametrização	45
5.6.	Desplacamento	54
5.7.	Fragilização.....	55
5.8.	Poeira e Névoa	56
6.	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO E DESEMPENHO ESTRUTURAL DO CONCRETO PROJETADO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO	59
6.1.	Análise da interação solo-estrutura (Gonçalves, 2001)	59
6.2.	Análise do papel das fibras na impermeabilização e no controle de fissuras	76
7.	CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS	80

7.1.	Aspectos gerais.....	80
7.2.	Etapas de projeto.....	81
7.3.	Métodos construtivos	82
7.3.1.	Tunnel Boring Machines (TBM).....	82
7.3.2.	Método cut and cover.....	83
7.3.3.	Novo Método Austríaco (NATM).....	84
8.	ESTUDO DE CASO – TÚNEIS DOS LOTES 2 E 3 DO TRECHO NORTE DO ROANEL METROPOLITANO MÁRIO COVAS	90
8.1.	Aspectos Gerais	90
8.2.	Histórico	91
8.3.	Descrição dos Trechos.....	92
8.3.1.	Oeste.....	92
8.3.2.	Sul	93
8.3.3.	Leste	93
8.3.4.	Norte.....	94
8.4.	Análise do Trecho Norte.....	95
8.4.1.	Perfis Geológicos	95
8.4.2.	O Projeto e as variações de método construtivo	102
8.4.3.	O Concreto Projetado Reforçado com Fibras como revestimento primário	120
9.	CONCLUSÕES.....	126
10.	REFERÊNCIAS	128

1. INTRODUÇÃO

1.1. Contexto e Motivação

Com o contínuo crescimento econômico e distribuição de renda no Brasil nos últimos vinte anos, a necessidade de investimentos em infra-estrutura aumentou substancialmente, uma vez que a demanda até então reprimida, está mais do que nunca necessitando dos serviços públicos. Registram-se atualmente ainda carências no saneamento básico, vias sem condições de escoar o número necessário de veículos, transporte público deficitário e de qualidade bastante questionável, entre tantos outros.

Dessa forma, as diversas esferas de governo buscam soluções, que, frequentemente, incluem a execução de obras de infra-estrutura, visto que essa infra-estrutura ainda está por ser construída, ou a existente não é suficiente. Compreensivelmente, a iniciativa privada percebeu essa demanda e para atendê-la, busca formas economicamente viáveis de executar tais obras.

O Concreto Reforçado com Fibras (CRF), dentre os seus campos de aplicação tem destaque para a produção de obras de infra-estrutura, nominalmente entre elas: tubulações para saneamento, pavimentos, túneis, recuperação de estruturas danificadas, entre outras (FIGUEIREDO, 2011). Em particular, os Concretos Projetados Reforçados com Fibras de Aço (CPRFA) ou com Fibras de Polipropileno (CPRFPP) são alternativas notórias em obras de tunelamento. Há no país uma demanda substancial por tais obras, por exemplo devido às obras de mobilidade urbana, conforme a Figura 1, que ilustra as obras do Metrô de São Paulo em andamento, abrindo um nicho para essas tecnologias.

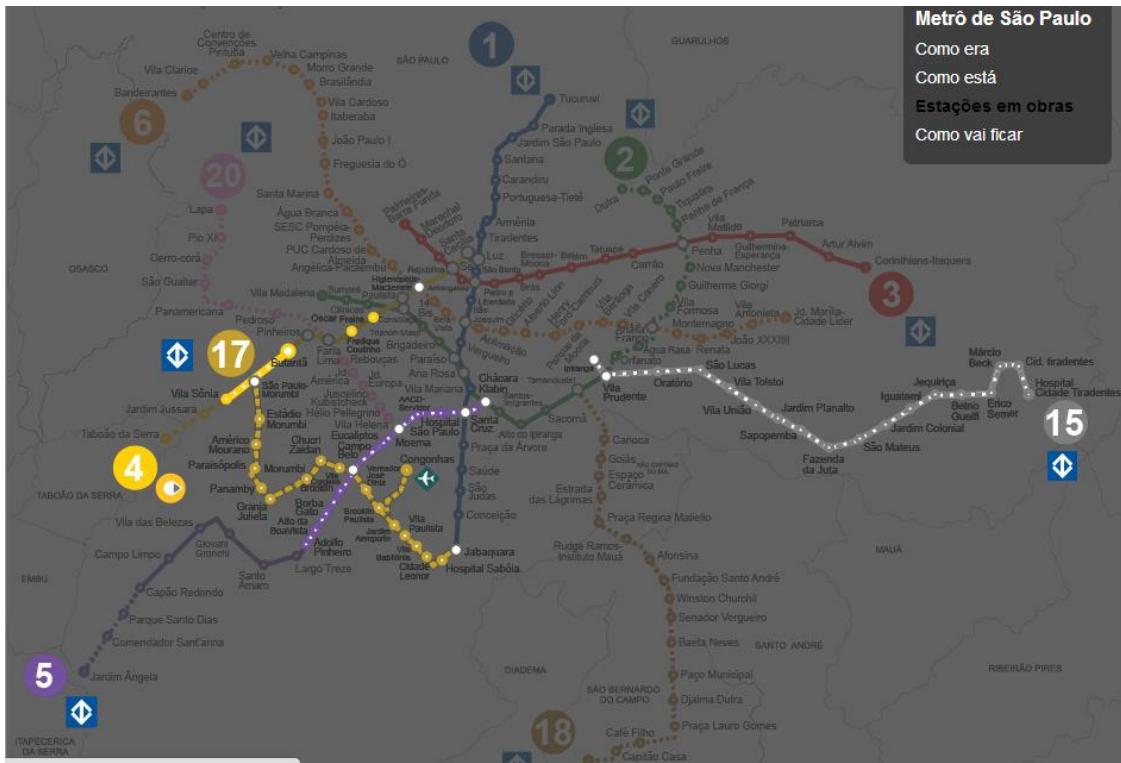


Figura 1 - Mapa das estações de Metrô em São Paulo, com destaque para as obras em andamento (Abril, 2014) Fonte: Portal do Governo do Estado de São Paulo

Assim sendo, o estudo dos concretos projetados com fibras, para sua melhor compreensão técnica e de viabilidade econômica, apresenta sólida motivação para balizar a execução de obras de infra-estrutura.

1.2. Objetivo

Analizar os aspectos tecnológicos dos concretos projetados com fibras de aço ou macrofibras poliméricas, seu campo de atuação em obras civis, o projeto estrutural e o processo construtivo de túneis empregando o CPRFA e o CPRFPP, comparando os casos e chegando a uma conclusão sobre quais as situações em que a utilização destes compósitos, sob projeção, são técnica e economicamente viáveis e desejáveis.

2. CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS

O concreto, material largamente utilizado pelo mundo e líder na construção civil brasileira, ocupa tal posto de destaque no mercado por suas boas vantagens de utilização tais como alta resistência à compressão, baixo custo, boa durabilidade, rapidez de execução, facilidade de manuseio e capacidade de ser moldado “in loco”. Entretanto o mesmo possui certas limitações devido à sua fragilidade e baixa resistência quando submetido à esforços de tração.

Desta forma a adição de fibras a sistemas cimentícios pode ser uma das possíveis formas de minimizar essas deficiências do concreto, pois trás consigo inúmeras vantagens tais como: melhorar a ductilidade, a tenacidade, a resistência à flexão, a resistência ao cisalhamento, a resistência à fadiga e ao impacto do concreto, além de aumentar a capacidade de absorção de energia, evitando a propagação de fissuras. (BOULEKBACHE et al., 2010). Estes benefícios devem-se principalmente à capacidade que a fibra agrega à matriz de resistir no pós-fissura, servindo como uma ponte de transferência de tensão (CECCATO; FIGUEIREDO, 1999). Além disso, elas reduzem a permeabilidade e a contração do concreto durante a cura, melhorando significativamente sua durabilidade.

Contudo para que essas melhorias sejam conseguidas, um fator essencial é a dispersão uniforme das fibras no material pois caso isso não ocorra haverá regiões com pouco ou até nenhum reforço, gerando grandes defeitos na estrutura que se romperá mais facilmente. Assim, um reforço bem distribuído irá diminuir o tamanho desses defeitos, otimizando a eficiência do CRF (OZYURT et al., 2006; FERRARA; MEDA, 2006).

O concreto reforçado com fibras (CRF) é cada vez mais comum nas mais diversas áreas da construção civil, como por exemplo para diminuir ou até anular a quantidade de telas metálicas em tubos para obras de saneamento; para melhorar as propriedades mecânicas (resistência à fadiga e ao impacto) de pavimentos industriais ou rodoviários, para realizar a recuperação de estruturas, e principalmente para projeção em túneis de metrô ou rodoviários pois diminuem o risco de acidentes e ainda aumentam a velocidade de execução e a durabilidade.

2.1. As fibras

Dentre as inúmeras fibras disponíveis no mercado podemos caracterizá-las de acordo com sua composição (aço, vidro, sintética ou natural), propriedades físico-químicas (densidade, estabilidade química e tratamento superficial), propriedades mecânicas (resistência à tração,

módulo de elasticidade, tenacidade, alongamento à ruptura) e por fim a geometria (comprimento, seção, diâmetro e forma)

Para apresentar capacidade de reforço, é necessário que a fibra possua as seguintes propriedades (NAAMAN, 2000): Resistência à tração superior à da matriz, módulo de elasticidade três vezes maior, no mínimo, que o da matriz, energia de ligação da mesma ordem (ou maior) que a resistência à tração da matriz. Além disso, o coeficiente de Poisson e a expansão térmica da fibra devem ser equivalentes aos da matriz. Se o coeficiente de Poisson for significativamente maior que o da matriz, o arrancamento da fibra ocorrerá sob tensões de tração. Entretanto, essa limitação pode ser superada se deformações forem impostas na fibra, com o intuito de aprimorar a ancoragem mecânica (NAAMAN, 2000). Dentre os possíveis compostos dos quais as fibras podem ser feitas estão o aço, o vidro, o carbono e sintéticas (principalmente polipropileno e PVA). O aço, e o polipropileno, são boas opções devido às suas propriedades físico-químicas adequadas e por atenderem às exigências de resistência mecânica, apesar das fibras de aço levarem vantagem sobre o polipropileno neste requisito. Entretanto, o polipropileno tem como diferencial a seu favor, o bom desempenho diante de situações de incêndio, contribuindo para a segurança da estrutura em tal situação. Já o vidro está limitado pela necessidade de resistência a álcalis. Além do vidro, o carbono mostra-se uma opção pouco interessante devido a aspectos econômicos. Desta forma reforços fibrosos de aço e sintéticos de alta resistência são os mais adequados para tal fim, com predomínio do aço atualmente. No mercado nacional as fibras de aço tem hoje um custo em torno de R\$ 7,50/kg, sendo este um valor considerável e por isso deve ser levado em consideração na escolha do uso de reforço no concreto.

A seguir esta apresentada a Tabela 1 com as principais características de algumas fibras:

Tabela 1 - Propriedades típicas de fibras. Fonte: BENTUR; MINDESS, 2007

Tipo de Fibra	Diâmetro (μm)	Massa específica (g/cm^3)	Resistência à Tração (Mpa)	Módulo de Elasticidade (Gpa)	Deformação na Ruptura (%)
Polipropileno	20-400	0,90-0,95	450-760	3,5-10	15 - 25
PVA	14-650	800-1500	800-1500	29 - 36	5,7
Aço	100-1000	7,84	500-2600	210	0,5 - 3,5
Concreto (comparação)		1,5-2,5	3-7	10 - 45	0,02

2.2. Interação Fibra/Matriz

A adição de fibras com resistência, módulo de elasticidade e teor adequados à matriz cimentícia, faz do concreto, que normalmente é um material com caráter frágil, um material pseudo-dúctil, ou seja, ganha capacidade de resistência no pós-fissuração.

Ao fissurar ocorre um aumento de tensão nas regiões ao entorno da mesma. Caso exista o reforço, as fibras serão acionadas a partir deste momento e irão atuar como pontes de transferência de tensão, evitando assim que nestas regiões ocorra uma elevada concentração de tensão e consequentemente uma rápida propagação da fissura.

Segundo Bentur e Mindess (1990) o reforço se deve principalmente à uma parcela elástica e outra de atrito no ganho de resistência do compósito. Assim ao sofrer um carregamento progressivo a fibra irá sofrer um arrancamento da matriz de modo a aumentar o tamanho da fissura. Durante este escorregamento da mesma a transferência de tensão se dará na forma de atrito. A contribuição de ganho pela parcela elástica está associada à resistência de tração inerente à fibra e irá depender do material do qual ela é feita assim como da qualidade da matriz. Assim matrizes de boa qualidade irão proporcionar melhor aderência com as fibras e consequentemente o aumento da tensão de transferência elástica na interface entre fibra e matriz. Com isto, haverá um aumento da capacidade resistente da fibra e, portanto, da tenacidade (Figueiredo, 2012). Entretanto caso se utilizem matrizes de resistência muito elevada em compósitos com baixo teor de reforço a transferência de tensões para a fibra no momento da fissura será muito abrupta e facilitará o escorregamento, diminuindo a contribuição da transferência elástica e consequentemente a tenacidade do material. A Figura 2 mostra a atuação de cada parcela em função do comprimento da fibra que está embutido na matriz.

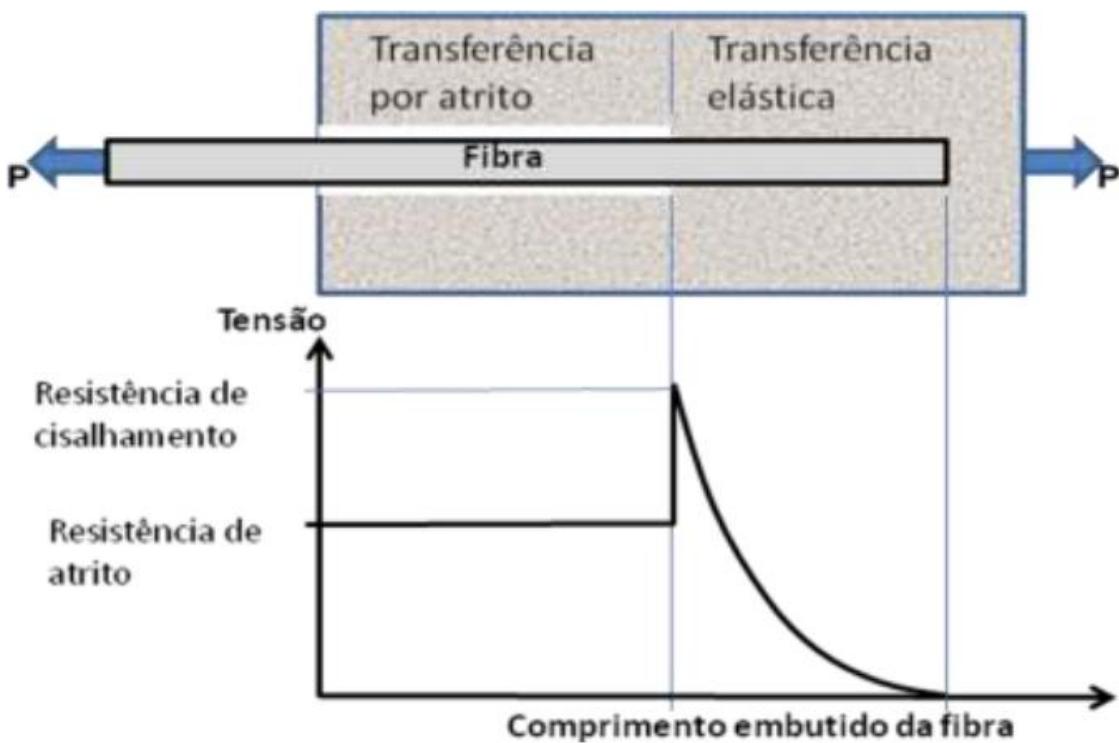


Figura 2 - Tensões de cisalhamento elástico e de atrito ao longo de uma fibra atuando como ponte de transferência de tensão em uma matriz fissurada. Fonte: BENTUR; MINDESS, 1990

2.3. Propriedades Reológicas do CRF

A introdução de fibras altera a trabalhabilidade do material, podendo dificultar sua mistura e manuseio (lançamento e adensamento) pois introduzem ao sistema um maior nível de atrito interno. Portanto a trabalhabilidade deve ser cuidadosamente avaliada porque caso o CRF não tenha uma compactação adequada ocorrerá uma grande perda de aderência na interface fibra-matriz, prejudicando suas características após o endurecimento e sua durabilidade (BALAGURU e SHAH, 1992).

Assim, para que se tenha um produto final satisfatório, é necessário dar atenção não somente ao comportamento no estado endurecido, mas também ao comportamento reológico, o qual ainda é pouco explorado pela literatura existente.

A segregação das fibras é um fenômeno que merece destaque e deve ser evitada para que se tenha uma distribuição homogênea no compósito. Elas tendem a migrar para a base das peças por conta da ação da força gravitacional, principalmente nos casos de maior tempo de vibração durante a compactação e quando utilizam-se fibras mais longas. Concretos com agentes modificadores de viscosidade possuem maior resistência à segregação, a qual é praticamente nula mesmo para longos períodos de vibração, enquanto concretos auto-adensáveis segregam de forma suave (OZYURT et al., 2006).

Além disso outra questão importante no estado fresco é a limitação da quantidade de inclusões suportada pela mistura, conhecida como concentração crítica. Acima dela o material não flui mais e tem sua trabalhabilidade substancialmente prejudicada. Esta trabalhabilidade é influenciada tanto por fatores inerentes à matriz quanto por fatores inerentes à fibra utilizada.

No caso da matriz os principais responsáveis pelas condições reológicas da mistura são o teor e o diâmetro dos agregados graúdos, os quais provocam maior interação entre as fibras facilitando seu embolamento (CECCATO; FIGUEIREDO, 1999), e também o teor de finos, pois estes facilitam a compactação e melhoram a dispersão das mesmas, tornando o sistema mais homogêneo e com menor probabilidade de formação de emaranhados (GRUNEWALD; WALRAVEN, 2001; VELASCO, 2008).

No que tange as características dos reforços fibrosos existem três parâmetros fundamentais. O primeiro e mais importante é a fração volumétrica utilizada, a qual aumenta quase que linearmente com o módulo de elasticidade e a viscosidade plástica. Em seguida vem o fator de forma, o qual se refere à relação do comprimento dividido pelo diâmetro da fibra, responsável por elevar significativamente o módulo de elasticidade e levemente a viscosidade plástica ao ser aumentado. Por último o fator que provoca menor alteração nas propriedades reológicas é o diâmetro da fibra, o qual modifica muito pouco o módulo de elasticidade mas eleva razoavelmente a viscosidade plástica quando é aumentado (LASKAR; TALUKDAR, 2008).

2.4. Propriedades Mecânicas do CRF

Já foram citados anteriormente os diversos benefícios trazidos pela introdução das fibras ao concreto, sendo os principais ganhos referentes ao aumento da tenacidade, resistência à fadiga e da capacidade de absorver energia após a fissuração, conferindo ao material uma característica pseudo-dúctil. Os reforços fibrosos são ativados após o aparecimento de uma fissura, evitando a propagação da mesma pois funcionam como uma ponte de transferência de tensões nesta região de esforços localizados.

Nos ensaios de resistência à tração existem dois comportamentos possíveis para o CRF: o primeiro é denominado “*Strain-softening*”(*amolecimento por tensão*), quando há uma perda progressiva da capacidade resistente da matriz após sua ruptura. Esse fenômeno ocorre devido à abertura de apenas uma fissura (NAAMAN, 2003b). O segundo é o “*Strain-hardening*”(*endurecimento por tensão*), quando o compósito apresenta um ganho de capacidade resistente após a fissuração da matriz. O fenômeno está associado à formação de múltiplas fissuras até a obtenção da tensão máxima pós-fissuração, quando a partir desse

ponto passa a apresentar o comportamento de “*strain-softening*”, com a ampliação das fissuras formadas (NAAMAN, 2003b).

Em ensaios de flexão o CRF também pode ser classificado de duas maneiras, que são: uma delas é o “*Deflection-softening*” (*amolecimento por flexão*), quando após a ruptura da matriz, a carga resistida pelo compósito é menor do que a carga de pico obtida no ensaio, acompanhado da abertura de apenas uma fissura (NAAMAN, 2003c). A outra é o “*Deflection-hardening*” (*endurecimento por flexão*), em que após a ruptura da matriz, a carga resistida pelo compósito é maior do que a carga necessária para romper a matriz, acompanhado da formação de múltiplas fissuras, até atingir a carga máxima pós-fissuração. A partir desse ponto, o compósito apresenta o comportamento de “*deflection-softening*”, com a abertura das fissuras formadas (NAAMAN, 2003c).

O enquadramento do concreto reforçado dentro desses comportamentos depende majoritariamente do volume de fibras utilizado. Para volumes acima do volume crítico obtém-se o comportamento de “*hardening*”, enquanto para volumes abaixo do volume crítico, o comportamento é de “*softening*” (di PRISCO; PLIZZARI, VANDEWALLE, 2009; NAAMAN, 2003c).

3. CONCRETO PROJETADO REFORÇADO COM FIBRAS

A projeção de concreto teve início nas escavações subterrâneas entre 1950 e 1960, com aplicação de forma manual. Com o surgimento do reforço fibroso na América do Norte em 1970 e em seguida a criação de máquinas operadas remotamente na Escandinávia em 1980 houve uma revolução no método de construção de túneis, o qual mostrou-se capaz de tornar o serviço menos perigoso aos trabalhadores e com um relativo aumento de produtividade (Bernard, E.S., 2014).

O CPRF é hoje amplamente utilizado no exterior, principalmente nos países europeus, asiáticos e norte-americanos que dominam a tecnologia. No Brasil esta prática vem se tornando cada vez mais frequente em aplicações de reparo de estruturas e revestimento de taludes e obras subterrâneas. Isso se deve ao fato do mesmo dispensar o uso de fôrmas e permitir grande velocidade de execução do seu lançamento e adensamento. Além disso as fibras são capazes de diminuir ou até eliminar o uso de reforço tradicional de telas metálicas ou barras de aço, e desta forma minimizam o efeito sombra que ocorre com o uso dos reforços tradicionais, responsável por criar pontos de fraqueza e corrosão do revestimento.

Apesar de em alguns casos o CPRF mostrar ser uma alternativa eficiente, no Brasil ainda tem seu uso limitado por conta de barreiras como custo da matéria-prima, falta de equipamentos e mão de obra adequados e falta de experiência nacional no uso desta tecnologia.

Quase que na totalidade das obras de revestimento de túneis onde utilizou-se o reforço, o mesmo é feito com fibras de aço devido às seguintes vantagens: (FIGUEIREDO & HELENE, 1997)

- Pode ser aplicado imediatamente após a escavação, diminuindo desta forma o risco de acidentes por desprendimento de solo ou rocha.
- Reduz consideravelmente o tempo de execução do ciclo de escavação pois elimina a fase de instalação da cambota e da tela metálica quando possível. Essa redução pode ser de até uma hora para um túnel de área de seção transversal de 50 m². Como exemplo desta contribuição, cada ciclo de escavação do túnel da linha amarela do Rio de Janeiro teve uma redução de 3h em relação ao concreto projetado sem fibras. (ORTIGAO et al., 1998).

- Maior homogeneidade e consequentemente menor impermeabilização do revestimento. Isso porque é na região sobre a cambota onde preferencialmente aparecem as fissuras, a qual nem sempre é necessária com o reforço.
- Menor fissuração e consequentemente maior durabilidade do concreto
- Menor reflexão devido à ausência da tela metálica
- Maior deformabilidade, permitindo acomodar as deformações iniciais e assim diminuir a tensão imposta sobre o revestimento

A projeção pode ser feita por dois métodos distintos: via seca ou via úmida. Na projeção por via seca os materiais são colocados na cuba do equipamento, preenchendo uma câmara do rotor e são pressurizados por ar comprimido que os direciona até o mangote, onde então ocorre a adição, controlada pelo mangoteiro, da água e de aditivos na ponta do bico de projeção. Já na projeção por via úmida todos os materiais são previamente misturados para então serem lançados pelo equipamento. No caso do concreto reforçado com fibras a via seca é pouco viável economicamente devido à alta reflexão causada por este método, gerando um grande desperdício das fibras e demais componentes.

3.1. Composição

Os materiais constituintes do CPRF devem ser selecionados de forma a atender critérios técnicos, de segurança e de insalubridade. Normalmente estão presentes:

- Cimento: Dependendo do desempenho necessário escolhe-se um tipo de classe. Seu peso específico deve estar entre 350 e 450 Kg/m³ para a projeção a seco e entre 400 e 500 Kg/m³ para a projeção úmida.
- Agregado: Para o concreto projetado a qualidade dos agregados é de suma importância. Na sua seleção deve ser levado em conta aspectos de reflexão durante a projeção e aderência ao substrato. Variam em relação ao formato, tamanho e graduação. Não deve ser usado mais que 10% dos agregados com tamanho maior que 8 mm a fim de minimizar a reflexão
- Fibras: Nos casos em que são utilizadas fibras de aço, estas variam conforme as seguintes características geométricas:
 - Comprimento: É recomendado pela EFNARC (European Federation of Producers and Applicators of Specialist for Structures) que o comprimento das fibras não ultrapasse 70 % do diâmetro interno de mangotes e bicos.

- Seção Transversal: As mais utilizadas são as seções circulares e retangulares.

- Fator de Forma: Define-se numericamente pela relação entre o comprimento da fibra dividido pelo seu diâmetro. Tipos de fibras com elevado fator de forma são mais eficientes pois atingem melhores condições de ancoragem e distribuição na matriz, além de serem mais compatíveis ao tamanho médio dos agregados.

- Formato Longitudinal: As fibras podem ser retas, onduladas ou ainda ter em suas extremidades ganchos de ancoragem, a fim de obter maior aderência com a matriz.

O volume de fibra que será adicionado é de extrema importância e irá depender da qualidade da matriz onde serão introduzidas as fibras pois deve-se levar em consideração a reflexão que sempre existe. Assim matrizes de boa qualidade proporcionarão menores índices de perda por reflexão pois o reforço têm uma aderência melhor à mesma.

Em testes realizados com fibras de aço com comprimento entre 12mm e 50mm verificou-se que aquelas de menor comprimento são mais fáceis de misturar, lançar e refletem menos. Já aquelas de maior comprimento são mais eficientes em termos de ganho de tenacidade do concreto e resistência pós-fissura. Normalmente são utilizadas fibras de 25 mm a 35 mm mas não deve-se exceder os 50 mm. (EFNARC – European Specification for Sprayed Concrete)

- Aditivos: melhoram as propriedades do concreto no estado fresco e/ou endurecido podem ser usados alguns tipos de aditivos dentre os quais: plastificantes, superplastificantes, retardadores, controlador de hidratação, tixotrópicos, aceleradores (álcali-free, aluminatos, silicatos e silicatos modificados).
- Adições: otimizam a distribuição das partículas de agregado, melhoram a compactação e o desempenho em ambos estados (fresco e endurecido). Temos como exemplo as cinzas pulverizadas e a sílica ativa. Deve-se verificar sua compatibilidade com os aditivos previamente
- Agentes de cura: maximizam a hidratação do cimento reduzindo a evaporação de água. Existem dois tipos: agentes de cura externo, os quais são espirrados sobre a superfície do concreto logo após sua aplicação, o os internos, que são adicionados durante a mistura do concreto.

3.2. Aplicação em Revestimento de Túneis

Na execução de túneis normalmente são executadas duas etapas de revestimento, o primário ou de suporte e o secundário. O revestimento primário é aplicado diretamente sobre a superfície do túnel após escavação e é responsável por desempenhar basicamente 3 funções: estrutural, de proteção e construtiva. A função estrutural refere-se a manter o equilíbrio com deslocamentos controlados, a função de proteção está associada à preservar as características mecânicas do maciço e a função construtiva visa facilitar a execução da obra. (CMSP, 1995). Já o revestimento secundário é aplicado sobre o primário e tem por função garantir a estabilidade da escavação durante toda a vida útil do túnel, além de atender aos requisitos de durabilidade e conforto ao usuário.

O CPRF cumpre de forma satisfatória a função estrutural do revestimento primário de túneis em solo devido à sua boa aderência à superfície do terreno proporcionada pelo processo de aplicação, elevada resistência à compressão e flexibilidade suficiente para acomodar deformações do maciço, aliviando as tensões aplicadas. Entretanto, a utilização de concreto reforçado com fibras neste caso é antieconômica pois nas escavações em solo o concreto trabalha praticamente sobre o efeito da compressão exercida pelo maciço, e para esta solicitação o uso apenas de concreto já é suficiente para resistir aos esforços (informação verbal, Prof. Carlos Maffei).

Em túneis em rocha o CPFR não é capaz por si só de garantir a estabilidade dos blocos pois o maciço tem comportamento de meio descontínuo devido aos fraturamentos existentes na rocha, que podem vir a colapso de forma abrupta. Assim, como o CPFR não possui resistência suficiente nas primeiras horas para resistir aos esforços quase que imediatos, ele deve estar associado a outros sistemas de suporte tais como ancoragens formadas por chumbadores ou tirantes. O concreto projetado trabalha impedindo que um bloco deslize em relação ao outro e evita a formação de capelas na estrutura, enquanto a função de sustentar a rocha é feita pelos tirantes (informação verbal, Prof. Carlos Maffei). Então, as fibras são importantes na reacomodação dos blocos em uma possível movimentação pois permitem ao concreto resistir por mais tempo após a sua fissuração até que haja uma nova distribuição dos esforços entre os blocos a fim de se equilibrem. Além disso elas também dão maiores indícios de uma possível ruína da estrutura, permitindo maior tempo para evacuação do local e reparo do problema que está ocorrendo.

Quando um túnel é executado pelo método NATM (*New Austrian Tunneling Method*) o CPRF, ao desempenhar o papel de revestimento primário, acaba por realizar o papel de

impermeabilização do túnel servindo ele próprio como barreira de proteção frente à passagem de água e de agentes agressivos pela estrutura ou como suporte e coadjuvante no sistema de impermeabilização por manta ou membrana (informação verbal, Prof Antonio Figueiredo). Nestas funções citadas as fibras têm grande importância pois diminuem os níveis de fissuração e consequentemente melhoram a estanqueidade do revestimento.

Além do uso como revestimento primário, o CPRF também é utilizado como revestimento secundário ou final, quando projetado para resistir aos esforços críticos durante toda a vida útil da obra e atender aos requisitos de segurança exigidos. Outro requisito importante que o concreto projetado deve atender é o de serviço, o qual está relacionado às questões de permeabilidade níveis de deformação, abertura de fissuras e durabilidade do revestimento. Entretanto para que tais requisitos sejam atendidos deve-se considerar durante o projeto não apenas as características do maciço, mas também a qualidade da aplicação e a especificação correta de todos materiais constituintes do compósito.

No Brasil alguns exemplos de túneis revestidos com CPRF que tiveram sucesso são o caso do túnel Covanca no Rio de Janeiro e da linha 5 do metrô de São Paulo. O primeiro refere-se a uma escavação de 2,2 Km de extensão na estrada que liga o aeroporto Galeão ao sul do RJ. Ele foi feito em solo rochoso composto principalmente por gneisses e foi a primeira aplicação da tecnologia no Brasil. Nos estudos foram feitas análises que demonstraram que o desempenho da fibra está diretamente relacionado ao seu fator de forma, dosagem e resistência à tração do aço. Os resultados foram satisfatórios e permitiram uma considerável redução no tempo de execução. O segundo caso refere-se à uma escavação subterrânea de 5,75 Km de extensão na qual utilizou-se o reforço com fibras nos trechos onde foi possível substituir pela tela metálica. A projeção foi feita com concreto C45/55 e as fibras na dosagem de 40Kg/m³. As verificações do projeto foram feitas por meio do modelo de elementos finitos para materiais de comportamento não linear.

4. MACRO FIBRAS SINTÉTICAS DE POLIPROPILENO

4.1. Introdução

As macro fibras sintéticas são fabricadas a partir de polipropileno virgem e polímeros de alto desempenho e possuem diâmetros maiores do que 0,1mm. A fim de otimizar seu desempenho normalmente são deformadas mecanicamente, permitindo dar as mesmas o formato mais adequado. Podem ser utilizadas em concreto convencional, pré-fabricado ou projetado, podendo substituir as fibras de aço ou até mesmo as telas metálicas a depender do volume utilizado para o reforço e do objetivo para o qual o CRF foi projetado.

Dentre as possíveis aplicações do concreto reforçado com macro fibras sintéticas têm destaque: suporte e estabilização com concreto projetado em túneis galeria, recuperação estrutural, pré-fabricados, revestimentos de canais, estabilização de taludes, muros de contenção, reforço de pisos industriais, piscinas e tanques, proteção de estruturas marinhas.

O reforço do concreto com as macro fibras sintéticas traz consigo algumas modificações que devem ser levados em consideração quando se está fazendo a escolha dos materiais utilizados e método construtivo. Como pontos positivos podem ser citados o aumento de tenacidade e resistência ao impacto, melhora a ductilidade, resistência residual e durabilidade, permite um desenho geométrico especial para obter máxima resistência ao arrancamento dentro da matriz, reduz o desgaste dos tubos e bombas de lançamento, não é um material magnético e nem oxida, além de ter boa resistência química a ácalis.

Além disso, uma das maiores vantagens do uso da macro fibra de polipropileno está no fato dela melhorar significativamente a performance do concreto diante de situações de incêndio, evitando que a estrutura venha ao colapso devido à explosão do material provocada pelo aumento da pressão de vapor no seu interior.

4.2. Comportamento diante de elevadas temperaturas

Al Qadi e Al-Zaidyeen (2011) estudaram o comportamento do concreto reforçado com 5 diferentes teores de fibras de PP exposto à elevadas temperaturas, as quais variaram entre 200°C e 600°C. A Tabela 2 mostra a composição das matrizes utilizadas bem como seus respectivos teores de reforço:

Tabela 2 - Composição das matrizes. Fonte: Al Qadi; Al-Zaidyenn, 2011

Materiais	Número da mistura de concreto			
	M_0,0	M_0,5	M_0,10	M_0,15
Cimento (Kg/m3)	437,5	437,5	437,5	437,5
Cinzas Volantes (Kg/m3)	120	120	120	120
Agregado Grosso (Kg/m3)	730	730	730	730
Agregado Fino (Kg/m3)	907	907	907	907
Água (Kg/m3)	178	178	178	178
Relação água/cimento	0,32	0,32	0,32	0,32
Superplasticificante (Kg/m3)	8,1	8,1	8,1	8,1
Fibras de Polipropileno [% por volume de mistura]	0,0	0,50	0,10	0,15

Inicialmente foram realizados ensaios para analisar o comportamento reológico dessas misturas e assim mensurar o impacto que o reforço pode causar quando o material ainda se encontra em seu estado fresco. Os resultados obtidos são mostrados na Tabela 3 a seguir:

Tabela 3 - Resultados dos ensaios reológicas. Fonte: Al Qadi; Al-Zaidyenn, 2011

Testes no estado fresco	Misturas			
	M_0,0	M_0,5	M_0,10	M_0,15
Slump Flow (mm)	730	725	705	665
T_50 (s)	4,2	4,0	3,0	8,8
J-Ring (s)	663,5	715,0	685,0	625,0
V-funnel (s)	7,8	6,0	9,7	50
Orimet (s)	1,2	1,5	2,0	3,4

Pode-se notar que misturas com maior teor de fibras acabam por perder consideravelmente sua trabalhabilidade devido ao maior nível de atrito interno que as mesmas causam juntamente com os agregados, sendo portanto um estudo importante a ser feito quando pretende-se viabilizar o uso do concreto reforçado com macro fibras de polipropileno, em especial para alguma situação que necessita projeção.

Em seguida foi então analisado o comportamento destas misturas no seu estado endurecido quando submetidas à elevadas temperaturas realizando-se ensaios de resistência à compressão com corpos de prova cilíndricos. A Tabela 4 mostra os resultados obtidos nos ensaios:

Tabela 4 - Resistência à compressão. Fonte: Al Qadi; Al-Zaidyenn, 2011

Nº da mistura	Resistência Normal	Resistência em Mpa após 2h de exposição (Resistência residual %)	Resistência em Mpa após 4h de exposição (Resistência residual %)				
	27°C	200°C	400°C	600°C	200°C	400°C	600°C
M_0,0	52,8 (100)	35,2 (66,3)	31,3 (59,3)	0 (0,0)	40,5 (76,7)	31,3 (59,3)	0 (0,0)
M_0,5	34,8 (100)	32,8 (94,3)	32,2 (92,5)	30,6 (87,9)	32,8 (94,3)	31,3 (89,9)	24,0 (69,0)
M_0,10	40,1 (100)	38,6 (96,3)	27,7 (69,1)	26,6 (66,3)	29,2 (72,8)	26,6 (66,3)	23,9 (59,6)
M_0,15	29,2 (100)	29,2 (100)	23,8 (81,5)	17,4 (59,6)	22,0 (75,3)	21,1 (72,2)	17,3 (59,3)

O valor entre parênteses representa a proporção de resistência comparado ao valor de origem à 27°C

Ao observar estes valores da resistência dos corpos de prova e principalmente suas porcentagens de resistência em relação ao seu valor original à 27°C, pode-se notar que para 2 horas de exposição a temperaturas de 200°C, 400°C e 600°C os casos de reforço com fibras de PP obtiveram melhor desempenho que aqueles que estavam sem reforço em todos os níveis de temperatura, sendo que a porcentagem ótima de fibras neste caso mostrou ser 0,05% em volume. A queda brusca de resistência ocorrida entre 400°C e 600°C no caso de não haver reforço ocorre porque é nesta faixa de temperatura que ocorre o colapso do material e também há um grande aumento da pressão de vapor interna devido à densa microestrutura do concreto, a qual é responsável por criar uma rede interconectando pequenas rachaduras e transformando-as em macro rachadura (Al Qadi & Al-Zaidyeen, 2011). Já com a presença das fibras, comprovando o que foi dito anteriormente, é possível que as mesmas derretam e criem caminhos dentro da estrutura do concreto para o escape do vapor de água e desta forma não há um prejuízo tão marcante do desempenho na compressão.

No caso em que os corpos de prova foram submetidos à 4 horas de exposição pode-se concluir que a presença da fibra otimizou o desempenho do concreto nos 3 níveis de temperatura, sendo mais notável quando submetido à temperatura extrema de 600°C. Para este período de exposição o volume de fibras ideal mostrou ser o de 0,10%. Pelo mesmo motivo explicado anteriormente é que observa-se esta queda brusca de resistência entre 400°C e 600°C.

4.3. Custos

Na literatura encontrada a respeito de macro fibras sintéticas de polipropileno não foi citado em nenhuma delas valores a respeito do seu custo. Entretanto através dos sites de alguns fabricantes das mesmas pode-se estimar que seu valor atual no mercado internacional esteja por volta de US\$ 3/Kg.

4.4. Estudo comparativo entre as propriedades reológicas e mecânicas entre os tipos de fibra de reforço

Em um estudo feito por Behfarnia e Behravan (2013) foram comparadas as características reológicas e mecânicas entre concreto comum, concreto reforçado com fibras de aço e

concreto reforçado com macro fibra sintética de polipropileno. Para tanto foram usados reforços nos teores de 0,4%, 0,6% e 0,8% em volume de concreto. As Tabelas 5 e 6 mostram informações referentes às propriedades físicas e mecânicas das fibras de polipropileno e de aço, respectivamente:

Tabela 5 - Características das macro fibras sintéticas de polipropileno. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013

Resina base	Polifeina
Comprimento (mm)	48
Resistência à Tração (Mpa)	450
Testura Superficial	Contínua em relevo
Nº de fibras por Kg	> 35.000
Peso Específico	0,90 - 0,92
Módulo de Elasticidade (Gpa)	10
Ponto de Fusão	150 - 165
Ponto de Ignição	> 450

Tabela 6 - Característica das fibras de aço. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013

Comprimento médio da fibra (mm)	32
Diâmetro médio da fibra (mm)	0,6
Resistência à tração (Mpa)	> 11.000
Peso específico	7,85

A Tabela 7 mostra a composição dos corpos de prova bem como o valor obtido para cada um deles no ensaio de slump-flow. A sigla OC refere-se ao concreto comum; HFRC-4, HFRC-6 e HFRC-8 ao concreto reforçado com fibras de PP na proporção de 0,4, 0,6 e 0,8 vol.% respectivamente; SFRC-4, SFRC-6 e SFRC-8 refere-se ao concreto reforçado com fibras de aço também na proporção de 0,4, 0,6 e 0,8 vol.%; SP é o superplastificante, o qual foi mantido constante em todas as misturas.

Tabela 7 - Proporção de materiais e valor de Slump. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013

Mistura	Água (Kg/m ³)	Cimento (Kg/m ³)	Agregado Fino (Kg/m ³)	Agregado Grosso (Kg/m ³)	Superplasticificante (Kg/m ³)	Fibra de PP (Kg/m ³)	Fibra de aço (Kg/m ³)	Slump (mm)
Concreto comum	208,25	350	1066	8,48	4	0	0	120
HFRC-8	208,25	350	1066	8,48	4	0,8	0	80
HFRC-6	208,25	350	1066	8,48	4	0,6	0	99
HFRC-4	208,25	350	1066	8,48	4	0,4	0	105
SFRC-8	208,25	350	1066	8,48	4	0	0,8	82
SFRC-6	208,25	350	1066	8,48	4	0	0,6	100
SFRC-4	208,25	350	1066	8,48	4	0	0,4	105

A trabalhabilidade das misturas quando no estado fresco foi aferida analisando o resultado do ensaio de Slump. Pode-se concluir pelos valores mostrados na Tabela 7 que conforme a quantidade de fibra introduzida aumenta a trabalhabilidade do material é diminuída devido ao maior nível de atrito gerado principalmente pelo choque dos agregados com as fibras e das fibras entre si (Behfarnia e Behravan, 2013).

Outra propriedade importante que foi investigada é a absorção de água das diferentes misturas. O resultado obtido é apresentado na Tabela 8, a seguir.

Tabela 8 - Absorção de água nas amostras. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013

Mistura	Absorção de água (%)	Comparação com a mistura de controle
Concreto comum	2,481	1
HFRC-8	1,419	0,572
HFRC-6	1,749	0,705
HFRC-4	1,366	0,550
SFRC-8	1,190	0,480
SFRC-6	1,150	0,463
SFRC-4	1,120	0,451

Pode-se verificar que a absorção de água no concreto reforçado com ambos tipos de fibras é reduzida cerca de 50% em comparação ao concreto comum.

Por fim foram realizados ensaios para averiguar as características mecânicas dos corpos de prova no estado endurecido. Foram feitos ensaios de resistência à compressão, resistência à tração, módulo de ruptura, resistência à flexão e tenacidade. Os resultados obtidos estão reportados nas Tabelas 9, 10 e 11, a seguir:

Tabela 9 - Resistência à compressão. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013

Mistura	Resistência à compressão (Mpa)	Comparação com a mistura de controle
Concreto comum	33,66	1
HFRC-8	34,77	1,033
HFRC-6	34,62	1,029
HFRC-4	34,58	1,027
SFRC-8	39,31	1,168
SFRC-6	37,69	1,12
SFRC-4	37,39	1,11

Pelos valores apresentados na Tabela 9 é notório que a adição de fibras de PP contribui muito pouco para a melhoria da resistência à compressão, atingindo no máximo um aumento de 3,3% em relação ao concreto sem reforço. Já as fibras de aço contribuem de forma pouco mais significativa, podendo atingir no máximo um aumento de resistência por volta de 17%. Deste modo vemos que a eficiência das fibras não está no fato de ter um ganho considerável de resistência na compressão do material.

Tabela 10 - Resistência à tração e módulo de ruptura. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013

Mistura	Resistência à tração (Mpa)	Comparação com a mistura de controle	Módulo de ruptura (Mpa)	Comparação com a mistura de controle
Concreto comum	2,563	1	4,33	1
HFRC-8	2,82	1,100	5,086	1,175
HFRC-6	2,81	1,096	4,487	1,036
HFRC-4	2,69	1,050	4,364	1,008
SFRC-8	2,81	1,096	5,794	1,338
SFRC-6	2,77	1,080	5,231	1,210
SFRC-4	2,74	1,069	4,679	1,081

A partir da Tabela 10 percebe-se que o concreto reforçado com ambos tipos de fibras tem um ganho muito pequeno de resistência na tração, entretanto há um aumento considerável no módulo de ruptura, podendo este chegar a um aumento da ordem de 17,5% no concreto com macro fibras de polipropileno e de 34% para o concreto reforçado com fibras de aço. Isto evidencia a contribuição significativa das fibras no ganho de resistência no momento de pós ruptura concreto.

Na Tabela 11, apresentados a seguir os índices I_5 , I_{10} , e I_{20} , que são representativos da tenacidade do material ensaiado. Para obtê-los inicialmente calcula-se a área sob a curva de Carga x Deslocamento num ensaio de flexão até que o corpo de prova atinja a primeira fissura. Feito isso calcula-se a área sob a curva de Carga x Deslocamento na flexão até que os corpos de prova atinjam deflexões de 5, 10 e 20 vezes a deflexão obtida quando ocorre a primeira fissura. Assim os índices de tenacidade são calculados dividindo-se estes valores de área por aquele no momento de primeira fissura.

Tabela 11 - Carga de primeira fissura e índices de tenacidade. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013

Mistura	Carga de primeira fissura (KN)	I_5	I_{10}	I_{20}
Concreto comum	14,443	1	1	1
HFRC-8	16,953	1,93	2,96	5,22
HFRC-6	14,956	1,57	2,46	3,98
HFRC-4	14,547	1,53	2,09	2,91
SFRC-8	19,313	1,98	2,95	4,11
SFRC-6	17,436	1,9	2,53	3,46
SFRC-4	15,597	1,47	2,05	2,79

A partir da Tabela 11 pode-se ver que ambas as fibras contribuíram positivamente para o aumento da carga de primeira fissura, mesmo que de forma discreta em alguns casos. A Figura 3 mostra a relação de contribuição entre as duas fibras, evidenciando que em termos de resistência à flexão as fibras de aço são mais eficazes. Entretanto ao observar os índices de tenacidade eles nos indicam que o reforço com fibras de polipropileno promove um melhor ganho de tenacidade e absorção de energia.

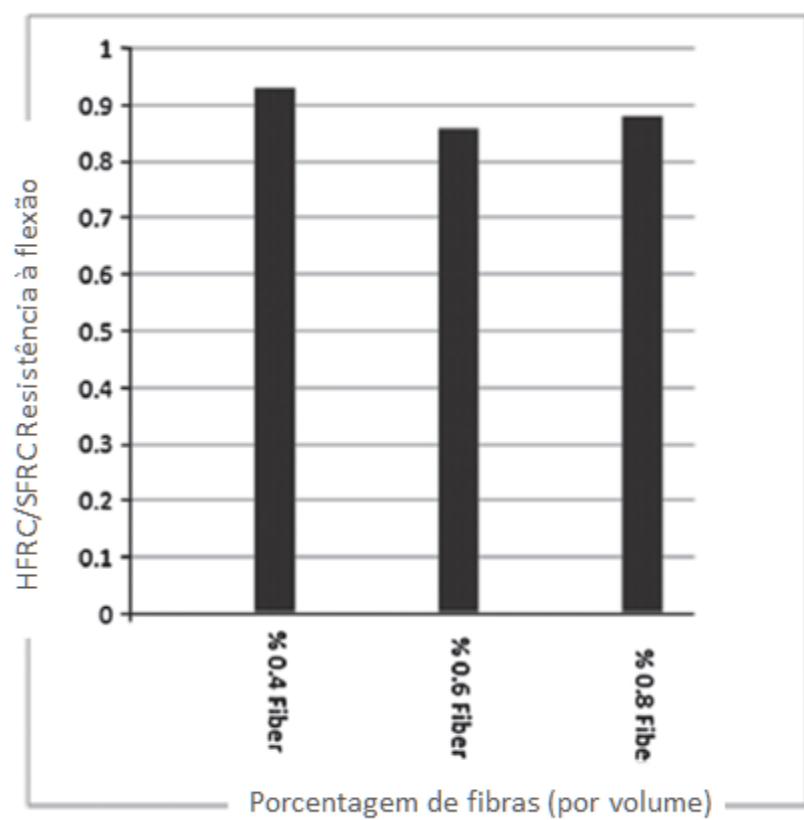


Figura 3 - Relação HFRC/SFRC de resistência na flexão. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013

Abaixo, Figuras 4, 5 e 6 são mostradas as curvas comparativas de tenacidade e absorção de energia entre os dois tipos de fibras. A partir destas curvas é que foram obtidas as áreas para o cálculo dos índices de tenacidade.

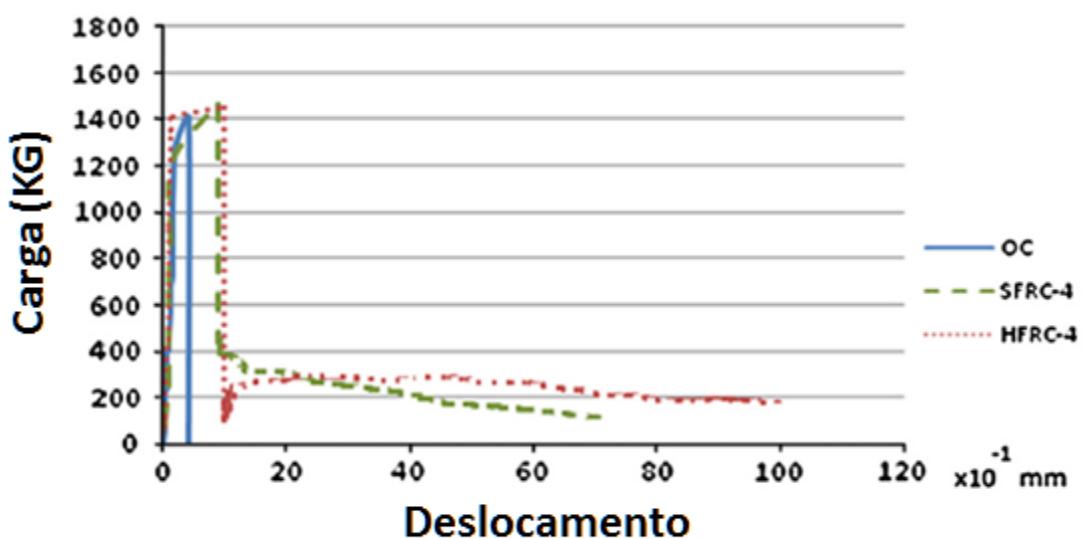


Figura 4 - Carga x Deslocamento para 0,4 vol.% de fibras. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013

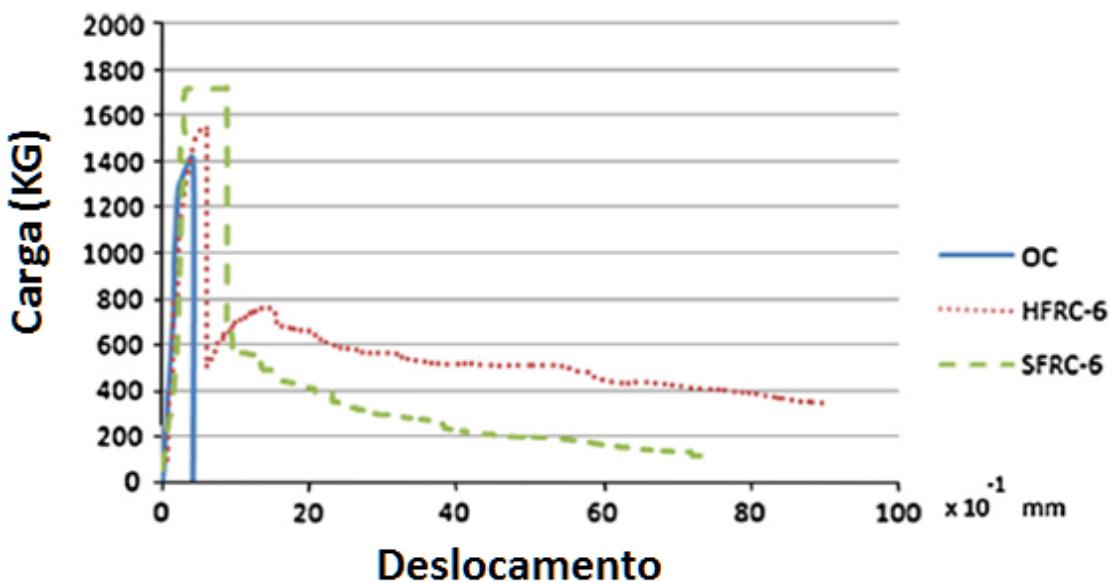


Figura 5 - Carga x Deslocamento para 0,6 vol.% de fibras. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013

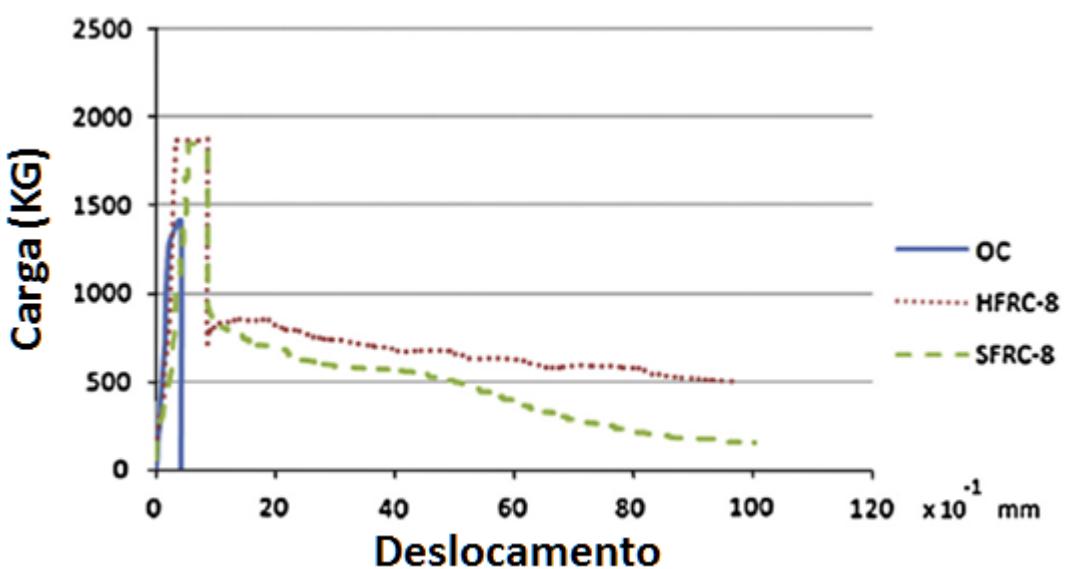


Figura 6 - Carga x Deslocamento para 0,8 vol.% de fibras. Fonte: Behfarnia; Behravan ,2013

Analisando todas vantagens e desvantagens até aqui expostas a respeito dos dois tipos de reforço com fibras (aço e polipropileno) é possível concluir que caso haja um planejamento adequado do seu uso em um controle tecnológico rígido, o concreto reforçado com fibras torna-se uma opção viável tecnicamente, podendo trazer consigo grandes benefícios. Já em relação à sua viabilidade econômica, por ser um material de alto custo, as fibras de aço, que são usadas em altos teores em massa são justificadas apenas nos casos em que o concreto pode ser utilizado sem o reforço com telas metálicas, pois desta forma são capazes de

aumentar consideravelmente a produtividade da construção; enquanto as de polipropileno, apesar de terem seu principal uso também relacionado ao aumento de produtividade decorrente da substituição da tela, por serem dosadas com um teor em massa muito menor (são muito menos densas que as de aço), não sofrem tanto com o custo do material na ponderação de sua viabilidade.

5. CONTROLE TECNOLÓGICO

Embora já exista uma norma para a especificação de fibras de aço como material de construção (NBR 15530:07 – Fibras de Aço para Concreto - Especificação), ainda não há, no Brasil, uma norma técnica que regule o uso dos concretos reforçados com fibras, conforme apontado já em 2008 pela publicação de Perspectivas para o Concreto Reforçado com Fibra para Túneis (FIGUEIREDO, 2008). Além disso, não há, para as fibras de polipropileno nem mesmo a normatização da especificação enquanto material de construção.

O controle da qualidade do concreto projetado pode ser dividido no controle do processo de projeção e no controle do produto, de forma que o controle do processo garante a obtenção do resultado esperado para o produto (FIGUEIREDO, 1997). Não é possível estudar o concreto projetado abstraindo-se o processo de projeção. Assim, a seguir seguem os principais aspectos relacionados ao controle do CPRFA e do CPRFPP.

5.1. Processos de Projeção

A norma NBR 14026 – Concreto Projetado – Especificação define como processos de projeção o processo por via seca e o processo por via úmida. Segundo a norma, o processo por via seca é aquele em que somente os agregados podem se apresentar úmidos e a maior parte da água é adicionada no mangote ou no bico de projeção, enquanto o processo por via úmida é aquele em que todos os ingredientes são misturados antes de serem introduzidos no equipamento de projeção.

Basicamente, no processo de projeção por via seca cimento e agregados são conduzidos através de um mangote por ar comprimido até o bico onde é adicionada a água sob controle do operador e na via úmida essa água já chega ao mangote incorporada ao concreto. Há ainda uma terceira denominação de processo de projeção no Brasil, a via semi-úmida (FIGUEIREDO & HELENE, 1993) que essencialmente é um caso de via seca em que há não apenas a adição de água no bico, mas também há uma pré-umidificação no mangote.

No Brasil o processo de projeção via úmida vem ganhando espaço somente nos últimos anos, visto que a via seca em geral requer um menor investimento em equipamentos, o que chama mais a atenção devido ao imediatismo de tais custos. No entanto, a via úmida é uma opção bastante válida comparada à seca, por várias razões, entre as quais particularmente: menor desgaste de equipamentos, menor reflexão do concreto projetado, maior homogeneidade do concreto produzido, menor dependência da experiência do mangoteiro, muito menor produção de poeira e menor projeção de névoa. Particularmente no caso do CPRFA e CPRFPP, a via

úmida é especialmente desejável por permitir uma maior incorporação das fibras (GONÇALVES, 2001).

Com a finalidade de manter o concreto o mais homogêneo o possível e com a espessura adequada, especificada em projeto, é necessário controlar o trabalho das equipes de projeção.

Para haver uma organização mínima das equipes, deve-se ter um treinamento dos mangoteiros conforme, por exemplo, a NBR 13597:1996 – Procedimento para qualificação do mangoteiro de concreto projetado aplicado por via seca – Procedimento, o estabelecimento de uma comunicação gestual padrão entre os membros da equipe, para facilitar a troca de informações em situações de baixa visibilidade ou com grande distanciamento entre os operários devido à disposição dos equipamentos (FIGUEIREDO & HELENE, 1993) e a verificação da calibragem e do estado dos equipamentos utilizados (NAKAMURA, 2013). A Figura 7, mostra um mangoteiro em serviço em obra de interceptor do Rio Pinheiros, evidenciando a técnica de aplicação, padronizada de acordo com a NBR 13597:1996 e amplamente difundida em outros procedimentos adotados pelas empresas construtoras.



Figura 7 - Projeção no interceptor do Rio Pinheiros (IPI-6), em São Paulo, executado pelo consórcio composto pela Telar Engenharia, Grupo Tejoflan e Augusto Veloso

Parte-se então, ao efetivo controle das equipes de projeção. Rotineiramente feito pelo encarregado de projeção, normalmente um mangoteiro veterano (FIGUEIREDO & HELENE, 1993), esse operário tem bastante experiência com os eventuais problemas que ocorrem na projeção do concreto, e dessa forma, orienta os trabalhos da equipe e os ensaios que são feitos.

É também de grande conveniência que eventualmente, engenheiros residentes na obra inspecionem o processo, a fim de procurar brechas para tornar mais racionalizada a atuação das equipes, tomar nota de dados que possibilitarão determinar informações como produtividade das equipes, os resultados dos ensaios feitos in-loco e verificar as condições locais de segurança.

Há ainda a necessidade de inspeção visual para detectar vícios construtivos, como segregações, bicheiras, laminações, bolsões de areia, infiltrações, entre outras patologias que possam prejudicar a durabilidade da obra ou sua capacidade portante (NTS 162: 2001). A inspeção visual, deve ainda ajudar a identificar eventuais não uniformidades de espessura, no que deve ser complementada por medição topográfica. Assim, mantendo um controle dessas não conformidades e um controle dos operários que foram responsáveis pela execução de cada trecho da obra, pode-se localizar as equipes de projeção que não estão correspondendo às expectativas e aplicar eventuais medidas corretivas (troca de mangoteiro ou de encarregado, manutenção de equipamentos, entre outros).

5.2. Reflexão

Denomina-se reflexão o fenômeno que ocorre durante a projeção do concreto, onde parte do material é refletido, não ficando incorporado ao alvo de projeção, caindo no chão consequentemente (FIGUEIREDO & HELENE, 1993).

Esse fenômeno resulta numa potencial perda expressiva de material. Além disso, ressalta-se que a redução da reflexão contribui ainda para aumentar a velocidade de execução da obra, por diminuir a etapa de projeção do concreto (FIGUEIREDO, 2011).

Daí, percebe-se a evidente necessidade de manter sob controle esse fenômeno. Para tal, define-se como índice de reflexão a relação entre a massa de material refletido e a massa total de material projetado:

$$IR = \left(\frac{MR}{MT} \right) \times 100\%$$

Onde,

IR = Índice de Reflexão,

MR = Massa do material refletido,

MT = Massa total de material projetado.

No entanto, há uma certa dificuldade na determinação da massa de material refletido, uma vez que sua medição direta (coletar o material refletido durante a aplicação do concreto projetado na obra e pesá-lo) não é um processo simples, ainda que por amostragem. Essa medição direta já foi realizada no Brasil, em obra de tunelamento pertencente ao anel viário da cidade de Campinas, mas a irregularidade do piso do qual é coletado o material refletido é um forte estorvo à sua aplicação, assim, essa forma de controle, embora muito precisa, pela sua dificuldade de execução fica restrita a análise de viabilidade e ajuste do processo de projeção como um todo (FIGUEIREDO & HELENE, 1993).

Uma alternativa para o controle rotineiro de produção é a determinação da reflexão em placas, normalmente acompanhada da moldagem de placas para controle de resistência à compressão (FIGUEIREDO & HELENE, 1993). Evidentemente, a projeção de concreto sobre uma placa é diferente das condições de aplicação reais da obra, pela geometria do substrato, diferença entre os materiais do substrato, entre outros. No entanto, essa forma de controle é utilizada para se ter uma estimativa de perdas por reflexão principalmente devido à sua simplicidade e baixo custo de execução. Nesse processo, basicamente, o concreto é projetado sobre uma fôrma, centrada em relação a uma lona que cobrirá a área na qual o material é refletido, para facilitar sua coleta.

De acordo com a NBR 13354 – Concreto Projetado – Determinação do índice de reflexão em placas, o cálculo do Índice de Reflexão por esse método é análogo ao cálculo utilizado na medição direta:

$$IR = \frac{MR}{(MC + MR)} \times 100\%$$

Onde,

IR = Índice de Reflexão,

MR = Massa do material refletido,

MC = Massa da placa de concreto = MT – MF,

MF = Massa da fôrma,

MT = Massa total da placa de concreto e respectiva fôrma.

Na apresentação dos resultados, a NBR 13354 estabelece que estes devem ser expostos com as seguintes informações:

- Índice de Reflexão (IR, em porcentagem),
- Temperatura ambiente,
- Processo de projeção (via úmida, seca ou com pré-umidificação),
- Tipo de operação (manual ou mecanizada/robô),
- Equipamento utilizado para a projeção (marca, modelo),
- Pressões de ar e água,
- Comprimento e diâmetro do mangote,
- Tipo e diâmetro interno do bico de projeção,
- Traço em massa da mistura projetada,
- Tipo, classe e marca do cimento utilizado,
- Teores e tipos dos aditivos empregados,
- Granulometria dos agregados, conforme a NBR 7217,
- Processo via seca: umidade da mistura antes e após a projeção, conforme a NBR 13044,
- Processo via úmida: abatimento pelo tronco de cone imediatamente antes da projeção, conforme a NBR 7223.

Dessa forma, a própria norma evidencia a grande quantidade de parâmetros envolvidos para que a medição do Índice de Reflexão em placas possa ser representativa do todo de uma obra. Além disso, resta evidente que no caso de aplicação com fibras, estas também deveriam constar dos resultados apresentados (forma, tipo da fibra, concentração utilizada, entre outros).

Por fim, há ainda a alternativa de determinação da reflexão por reconstituição do traço. Este método se baseia no conceito de que a reflexão faz o traço do concreto incorporado à estrutura e do concreto refletido diferirem do traço original do concreto. É um processo rápido e simples usado quando a determinação do Índice de Reflexão tem que ser feita em um local que dificulte o posicionamento da lona ou da fôrma conforme a NBR 13354 (FIGUEIREDO & HELENE, 1993).

5.3. Parâmetros de resistência e teor de fibra

Devido à mencionada falta de normatização específica anteriormente mencionada, o que frequentemente se vê na área, é além de uma deficiência no controle das peças produzidas com o CRF, um considerável empirismo por parte de projetistas para a determinação do teor de fibra. No Brasil é frequente a especificação do CPRFA e do CPRFPP usando simplesmente um teor mínimo de fibras.

Em sua tese de doutorado (1997), o Prof. Dr. Antonio Domingues Figueiredo, após ensaios de resistência à compressão axial, tração por compressão diametral e tração na flexão com corpos de prova moldados conforme a NBR 5738, variando a classe de concreto e o consumo de fibras de aço utilizado, chegou a resultados conforme os vistos na Tabela 12, relacionando o consumo de fibra, resistência à compressão característica do concreto e os parâmetros de resistência.

Tabela 12 - Resultados para resistência à compressão axial para todos os consumos de fibra. Fonte: FIGUEIREDO, 1997

FAMÍLIA	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL (NBR5739)				
	CONSUMO DE FIBRA EM kg/m³ DE CONCRETO (CF)				
	0	20	30	40	50
F15	25,16	27,04	25,24	22,71	19,68
F20	23,67	24,66	25,67	23,62	22,59
F25	28,33	29,18	29,11	28,26	28,13
F30	35,83	36,69	33,80	33,22	32,52
F35	39,02	37,80	33,02	41,29	37,06
F40	46,52	44,48	45,48	47,13	47,13

De maneira análoga aos resultados encontrados para os concretos reforçados com fibras de aço, há também correlações para os concretos reforçados com fibras de polipropileno, como as da Tabela 13 feitas para um concreto de resistência média à compressão de 35 MPa (SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013).

Observa-se ainda que os resultados apresentados para os concretos reforçados com fibras de polipropileno têm maior confiabilidade nas aplicações práticas, visto que o número de fibras de aço em uma dada seção de ruptura, tomada entre vários ensaios, varia muito mais que o número de fibras de polipropileno em situação equivalente, devido à alta rigidez das fibras de aço.

Tabela 13 - Resultados para resistência à compressão axial para todos os consumos de fibra. Fonte: SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013

FIBRA	DOSAGEM (% EM VOLUME)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL (MPa)
MACROFIBRA DE POLIPROPILENO	0,22	38,32
	0,33	37,68
	0,5	34,33
	0,66	34,85
	0,82	36,77
	1	36,57

Embora essa relação entre consumo de fibra, família do concreto e parâmetros de resistência apresente em si um notável avanço, ela é insuficiente para uma determinação precisa do consumo de fibras a ser utilizado em concretos projetados, visto que há ainda a se considerar a técnica de projeção (via seca, semi-úmida ou via úmida) e fatores mais subjetivos, como a técnica do mangoteiro (podendo gerar mais ou menos reflexão, perda de homogeneidade do concreto, entre outros). O próprio autor dos referidos estudos, em sua tese de livre-docência chama a atenção ao fato de que habitualmente nem mesmo correlações como essa são levadas em conta quando da especificação do teor de fibra, resultando em procedimentos de especificação totalmente inadequados (FIGUEIREDO, 2011).

Além disso, especificar o consumo de fibras de aço ou de polipropileno nos concretos reforçados com fibras de maneira totalmente empírica, como corriqueiramente é a prática no uso dessa tecnologia, desconsidera a capacidade de reforço pós fissuração (tenacidade) das fibras (FIGUEIREDO, 2008).

No entanto, é frequente que, pela falta de normatização à cerca do tema, o teor de fibra utilizado seja especificado simplesmente adotado com base nos esforços determinados em projeto e resultados como os das Tabela 12 e 13, o que pode levar à escolha de um teor de fibras insuficiente, por desconsiderar as perdas de fibra na reflexão e na própria projeção.

Uma proposição para mitigar essa deficiência, é a escolha da técnica de projeção, dos aditivos no concreto e das equipes de projeção antes de uma definição final do teor de fibra, com os projetos especificando somente o teor de fibras incorporado. O teor de fibras incorporado seria determinado com base nos parâmetros de resistência desejados e no Fator de Tenacidade

correspondente à situação de tensão e deformação na qual o concreto pretensamente trabalhará.

Dessa forma, pode-se fazer ensaios para a determinação do teor de fibras incorporado - pode-se inclusive aproveitar o ensaio de reflexão proposto pela NBR 13354, fazendo uma coleta das fibras que não ficaram incorporadas à placa nem ao concreto refletido (pode ser feito através de imãs para o caso das fibras de aço) - conforme sugerido em 2008 pelo profº Antonio Figueiredo no 2º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas e utilizado nos estudos de sua tese de doutorado de 1997 - e então, com base no teor de fibras incorporado, majorar a quantidade de fibras especificada em projeto. Por exemplo, se um projeto especificou 35 kg/m³ de fibras de aço por volume de concreto, e chegou-se a uma estimativa de teor de fibras incorporado de 75%, as equipes de projeção alimentariam os equipamentos dosando o teor de fibras para 46,7 kg/m³.

5.4. Teor de fibras incorporado

Durante o processo de projeção, há duas perdas de fibras distintas: a perda devida à reflexão do concreto projetado e a perda de fibras durante a própria projeção. Essa distinção é feita pois há uma perda de fibras durante a projeção superior à perda equivalente de concreto por reflexão, isto é, não se perde somente as fibras contidas no volume de concreto refletido, processo que se sente sobretudo na projeção via seca (GONÇALVES, 2001).

O tipo de fibra utilizado, não mostra sinais de influência sobre o fenômeno (ARMENLIN, 1992). No entanto, o uso de aceleradores de pega apresenta resultados substancialmente positivos na incorporação de fibras (GONÇALVES, 2001). Isso foi corroborado experimentalmente por Figueiredo (1997), chegando a valores de incorporação de fibra da ordem de 80%, enquanto Armelin e Helene (1995) conseguiram valores de apenas 50% de aproveitamento para projeção via seca e 70% para via úmida. Os referidos estudos, por consequência, mostram ainda que a projeção via úmida é mais eficiente do ponto de vista da incorporação de fibras.

A eficiência da projeção via úmida de concreto reforçado com fibras de aço com uso de acelerador de pega foi experimentalmente demonstrada na construção dos 3 túneis duplos do trecho Oeste do Rodoanel Metropolitano Mário Covas, que chegou a um teor de fibras incorporadas de 91%. Neste caso, foi utilizado ainda para a projeção robô com projeção por fluxo denso (bomba de pistões), conforme a Figura 8.



Figura 8 - Robô de projeção com alimentador de fibras integrado à central de concreto. Fonte: BASF - Rodoanel Metropolitano Mário Covas (www.bASF-cc.com.br)

5.5. Tenacidade, ensaios e parametrização

As fibras têm papel muito importante no desempenho pós-fissuração dos concretos reforçados com fibra em geral. A tenacidade é justamente a característica do CRF que mais o distingue dos concretos sem uso de fibras.

A tenacidade é a propriedade do material absorver energia, até determinado ponto de deformação. Na Figura 9 percebe-se que o aumento do teor de fibras de aço aumenta a tenacidade do concreto, o que, por exemplo, garante melhor desempenho em túneis escavados em rocha, com uma ruptura menos frágil do concreto e maior resistência após o limite elástico.

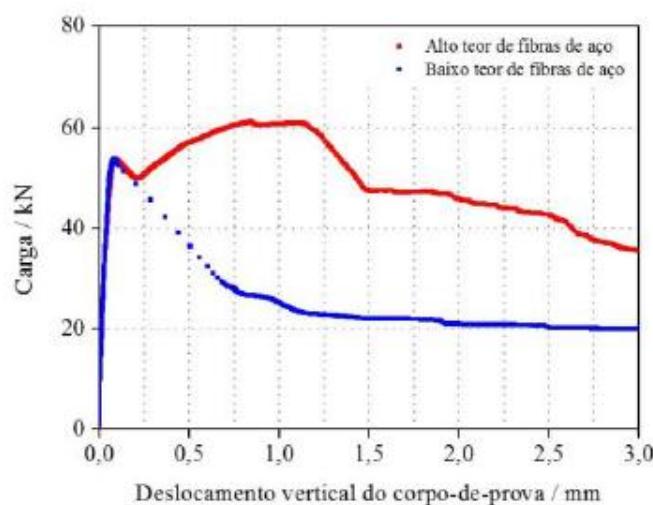


Figura 9 - Curvas de carga por deslocamento vertical obtidas com o concreto reforçado com fibras nas dosagens de 0,22% e 1,0%. Fonte: SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013

Como a capacidade de suporte de carregamento da matriz de concreto diminui progressivamente devido à macro-fissuração, o comportamento do CRF após a primeira

fissuração se torna em grande parte atribuível ao carregamento suportado pelas fibras. Assim, é de se esperar que a tenacidade do compósito tenha grande correlação com o tipo de fibras utilizado, seu teor e fator de forma (LAMOND & PIELERT, 2006). A Figura 10 evidencia essa diferença de comportamento entre o concreto convencional e o concreto reforçado com fibras de aço.



Figura 10 - Tenacidade na flexão do concreto reforçado com fibras comparado ao concreto convencional
Fonte: Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-making Materials, Issue 169, Part 4

Para uma parametrização da tenacidade, a Japan Society of Civil Engineers adotou o Japan Society of Civil Engineers Method of Test for Flexural Strength and Flexural Toughness of Steel Fiber Reinforced Concrete (JSCE – SF4), 1984. Esse é o ensaio mais utilizado no Brasil para esse fim (BASTOS, 2008).

O ensaio proposto adota um corpo de prova prismático, preso a uma prensa que passa a sofrer um carregamento sob uma deflexão controlada, de forma a estabelecer uma curva tensão x deformação. A Figura 11 ilustra a disposição do corpo de prova.



Figura 11 - Ensaio de flexão com deflexão controlada. Fonte: BASTOS, 2008

A tenacidade é então parametrizada pelo Fator de Tenacidade (FT), que é função da área sob a curva tensão x deformação, medida até um deslocamento vertical de L/150, em que L é o comprimento do corpo de prova.

Em sua tese de doutorado (1997), o Prof. Dr. Antonio Domingues Figueiredo, através do Método dos Mínimos Quadrados (obtendo correlação R^2 entre 0,969 e 0,990 para todas as constantes envolvidas) desenvolveu uma formulação matemática que permite determinar o consumo de fibras em função do Fator de Tenacidade obtido segundo o método JSCE – SF4, conforme se vê a seguir:

$$FT = \frac{A}{B^{(0,1 \times CF)^{-1/2}}}$$

Onde,

FT = Fator de Tenacidade obtido segundo o método JSCE – SF4 (MPa),

A e B = Constantes dependentes do tipo da fibra especificada,

CF = Consumo de Fibra por metro cúbico de concreto.

Dessa forma, Figueiredo conseguiu correlacionar o Fator de Tenacidade JSCE – SF4 e o consumo de fibras de aço, para uma especificação referente à tenacidade, conforme a Figura 12, obtendo resultados bastante coerentes com as especificações usuais.

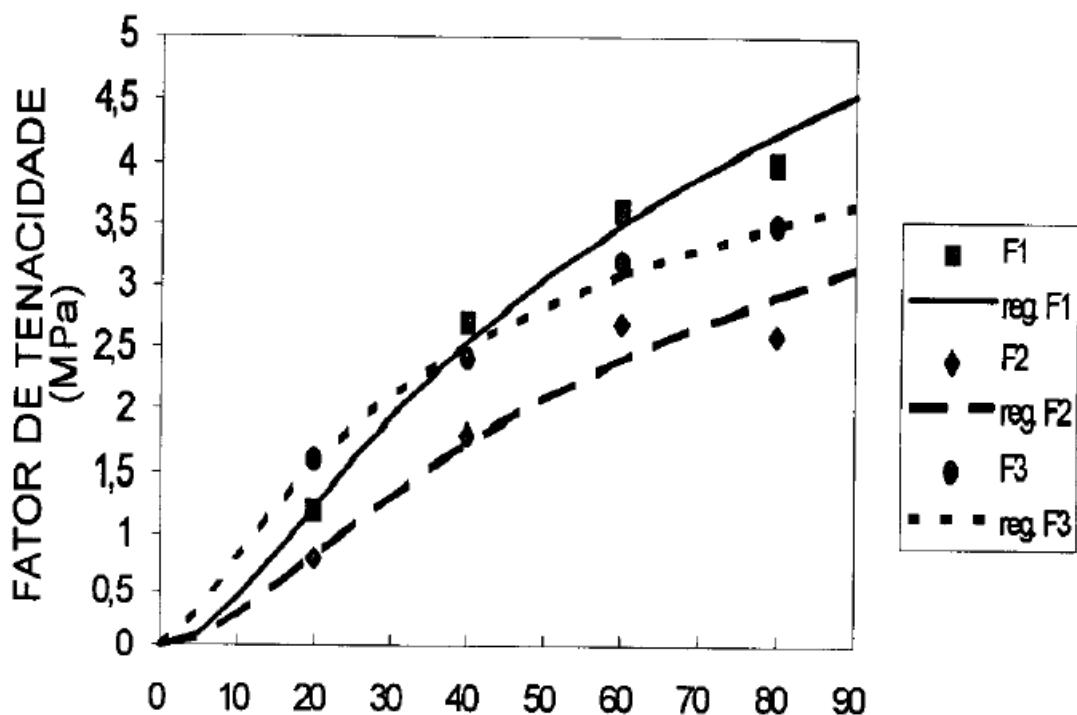


Figura 12 - Correlação entre o consumo de fibra e os fatores de tenacidade JSCE - SF4. Fonte: FIGUEIREDO, 1997

Para a aplicação de fibras de polipropileno, as dosagens em porcentagem de volume iguais às de fibras de aço não podem ser comparadas, devido à muito maior rigidez das fibras de aço. Porém como verifica-se a seguir pode haver uma taxa de equivalência entre teores diferentes de fibras de aço e polipropileno que possuem igual desempenho referente à tenacidade.

Em artigo intitulado “Análise comparativa de comportamento mecânico de concreto reforçado com macrofibra polimérica e com fibra de aço” de autoria de Renan Pícolo Salvador e Antonio Domingues de Figueiredo, foi realizado experimento, de acordo com o método JSCE – SF4 (1984) e ASTM C1609 (2010), no qual foram avaliadas para reforço de concreto fibras de polipropileno e de aço. Foi utilizada uma matriz de concreto de resistência média à compressão de 35MPa, com dosagens de 0,22, 0,33, 0,50, 0,66, 0,82 e 1,0% em volume para a macrofibra sintética; e de 0,19, 0,32 e 0,45% em volume para a fibra de aço. O procedimento de moldagem foi realizado segundo o método JSCE-SF2 [18]. Para cada traço, foram moldados 10 corpos-de-prova prismáticos para ensaio de flexão e 6 cilíndricos, de dimensões 150x300mm² (diâmetro x altura) para ensaio de compressão axial, segundo ABNT 5739 (2007).

Para a analise do deslocamento vertical (que será o estudo no presente trabalho para a comparação da tenacidade) foram utilizadas as seguintes equações, de acordo com o método ASTM C1609:

$$f_{150;0.75} = P_{150;0.75} \times \left(\frac{L}{b \cdot d^2} \right)$$

$$f_{150;3.0} = P_{150;3.0} \times \left(\frac{L}{b \cdot d^2} \right)$$

Onde:

$f_{150;0.75}$ e $f_{150;3.0}$: resistências residuais quando o deslocamento vertical do corpo-de-prova for 0,75 e 3,0mm, respectivamente (MPa);

$P_{150;0.75}$ e $P_{150;3.0}$: cargas residuais quando o deslocamento vertical do corpo-de-prova for 0,75 e 3,0mm, respectivamente (N);

L: vão de ensaio (mm);

b: largura do corpo-de-prova (mm);

d: altura do corpo-de-prova (mm).

E a seguinte equação pelo método JSCE-SF4:

$$\bar{\sigma}_b = (T_b / \delta_{tb}) \times (L / b \cdot d^2)$$

Onde:

σ_b : Fator de tenacidade à flexão quando o deslocamento vertical do corpo-de-prova for 3,0mm (MPa);

T_b : Tenacidade à flexão (área abaixo da curva carga por deslocamento vertical), no intervalo de 0 a δ_{tb} (J);

δ_{tb} : Deslocamento vertical no ponto L/150 mm (como são utilizados corpos-de-prova com 450mm de vão de ensaio, $\delta_{tb} = 3,0\text{mm}$);

L: Vão de ensaio (mm);

b: Largura do corpo-de-prova (mm);

d: Altura do corpo-de-prova (mm).

Os resultados, são apresentados para os dois tipos de fibra nas Figuras 13 e 14.

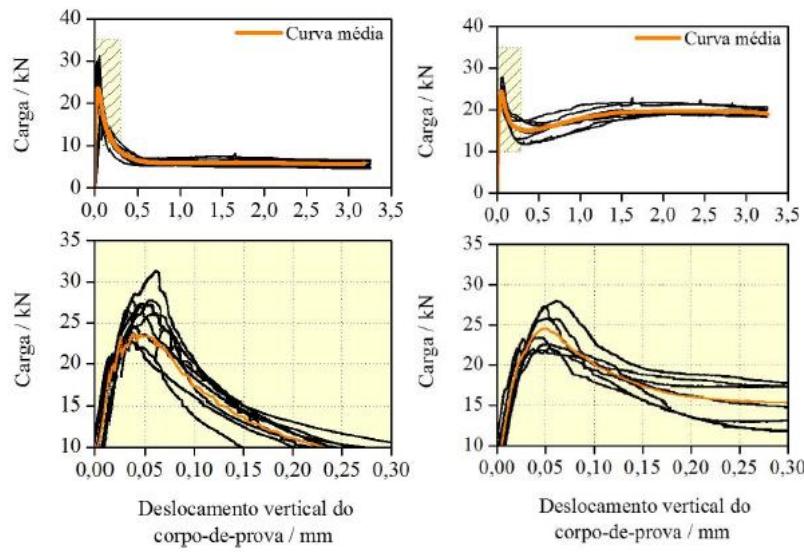


Figura 13 - Curvas de carga por deslocamento vertical obtidas com o concreto reforçado com a fibra de aço nas dosagens de 0,19% e de 0,45%. Fonte: SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013

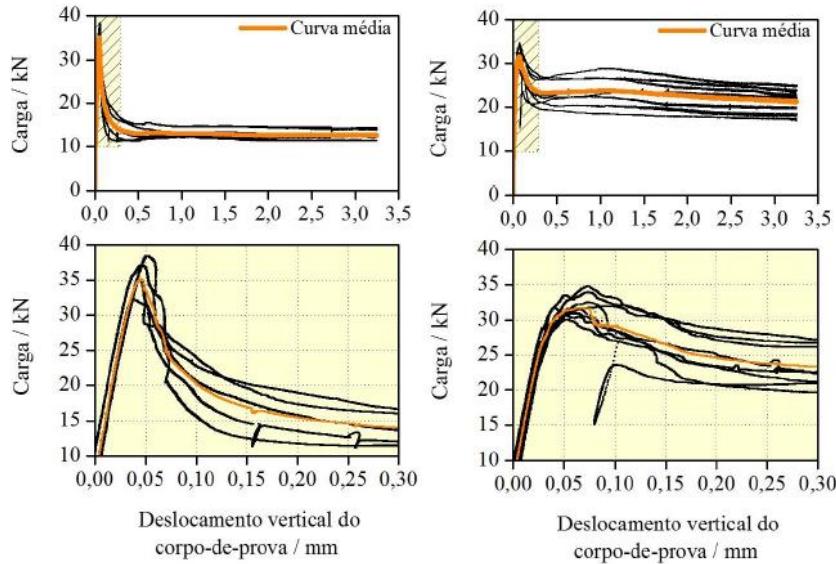


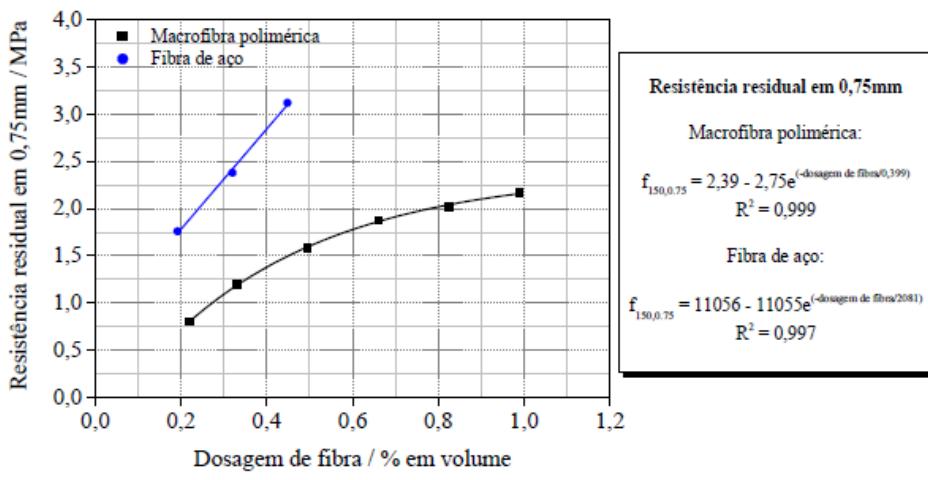
Figura 14 - Curvas médias de carga por deslocamento vertical obtidas com o concreto reforçado com a macrofibra polimérica e com a fibra de aço. Fonte: SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013

Na Tabela 14, a seguir, são apresentados os resultados obtidos por Figueiredo e Salvador da resistência residual em 0,75 e 3,0mm de deslocamento vertical e o fator de tenacidade à flexão, com base no estudo.

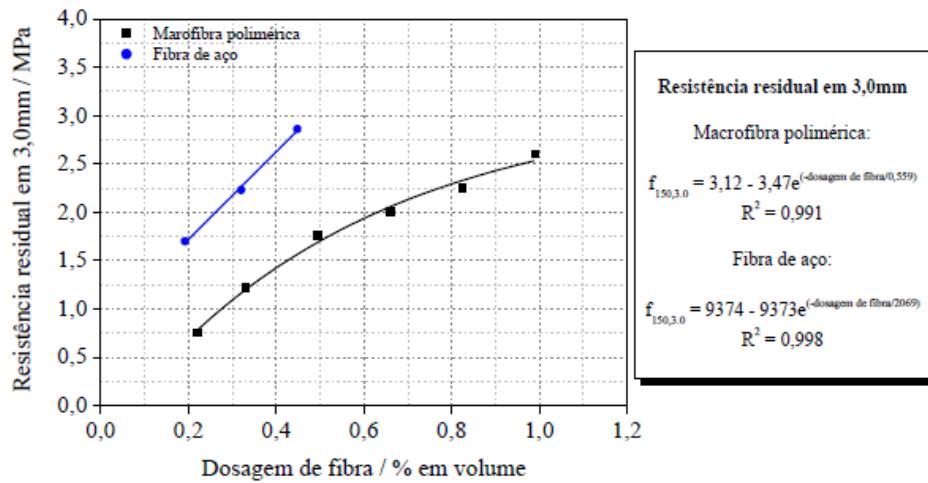
Tabela 14- Fator de tenacidade à flexão e resistências residuais em 0,75 e em 3,0mm de deslocamento vertical, calculados a partir das curvas de carga por deslocamento vertical de cada corpo-de-prova de cada traço. Fonte: SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013

FIBRA	DOSAGEM / % EM VOLUME	RESISTÊNCIA RESIDUAL (F150;0,75) / MPA	RESISTÊNCIA RESIDUAL (F150;3,0) / MPA	FATOR DE TENACIDADE À FLEXÃO ($\frac{\sigma_b}{\sigma_f}$) / MPA
Macrofibra polimérica	0,22	0,800 ± 0,078	0,750 ± 0,093	0,918 ± 0,075
	0,33	1,20 ± 0,08	1,22 ± 0,10	1,32 ± 0,08
	0,50	1,58 ± 0,19	1,77 ± 0,13	1,81 ± 0,14
	0,66	1,88 ± 0,10	2,00 ± 0,16	2,01 ± 0,10
	0,82	2,02 ± 0,15	2,25 ± 0,21	2,17 ± 0,17
	1,0	2,17 ± 0,26	2,60 ± 0,12	2,45 ± 0,18
Fibra de aço	0,19	1,76 ± 0,16	1,70 ± 0,13	1,81 ± 0,14
	0,32	2,38 ± 0,28	2,23 ± 0,24	2,37 ± 0,24
	0,45	3,12 ± 0,43	2,86 ± 0,35	3,08 ± 0,40

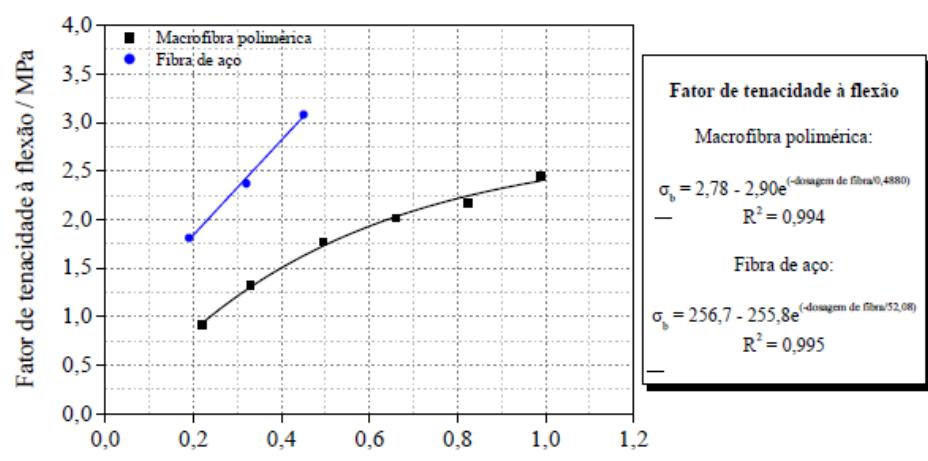
Tais resultados, por sua vez, permitiram traçar as curvas relacionando dosagem de fibra e resistência residual, conforme a Figura 15.



(a)



(b)



(c)

Figura 15 - Correlação entre a tensão residual e o teor de fibras: (a) resistência residual em 0,75mm; (b) resistência residual em 3,0mm; (c) fator de tenacidade à flexão. Fonte: SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013

Assim, foi possível estabelecer uma relação entre a dosagem de fibras de aço e de polipropileno necessárias para atingir um mesmo valor de tensão residual para um dado deslocamento, conforme a Tabela 15.

Tabela 15 - Análise comparativa de dosagens de macrofibra polimérica e de fibra de aço para as tensões residuais. Fonte: SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013

TENSÃO RESIDUAL	VALOR / MPA	DOSAGEM DE FIBRA POLIMÉRICA % EM VOLUME	DOSAGEM DE FIBRA DE AÇO % EM VOLUME
$f_{150,0,75}$	1,80	0,638	0,203
	1,90	0,711	0,222
	2,00	0,794	0,241
$f_{150,3,0}$	1,80	0,534	0,218
	2,00	0,633	0,262
	2,20	0,749	0,306
	2,40	0,886	0,350
$\bar{\sigma}_b$	1,80	0,532	0,193
	2,00	0,651	0,234
	2,20	0,796	0,275
	2,40	0,974	0,316

Assim, fica claro que com relação aos parâmetros de resistência, as fibras de polipropileno, ainda menos difundidas em obras no país, podem ser usadas em substituição às de aço, desde que sejam usadas as dosagens equivalentes.

O maior impedimento, nesse caso, é o alto teor de fibras de polipropileno necessário para viabilizar essa substituição. Teores altos, que podem resultar em encruamento, prejudicando a projeção. Dito isso, o meio técnico ainda carece de estudos sobre a viabilidade da projeção de concreto com altos teores de fibras de polipropileno, como garantia de que essa substituição será tecnicamente viável.

De maneira análoga ao ensaio feito para a determinação da tenacidade dos concretos projetados com fibras, devem ser feitos também ensaios para avaliar as resistências à tração e compressão do compósito. Em se tratando de concreto projetado, as amostras para os ensaios, devem ser ou corpos de prova diretamente extraídos da estrutura ou moldados em placas como as usadas para determinação do Índice de Reflexão, conforme estipulado pela NBR 13354.

A depender do ensaio, é mais conveniente usar as amostras extraídas diretamente da estrutura ou as moldadas em placas. Basicamente, para os ensaios de tenacidade do concreto projetado são mais apropriadas as amostras em placa (o procedimento é o mesmo que é feito com as amostras prismáticas usadas no CRF simples), enquanto que para os ensaios de resistência à compressão axial e à tração na flexão são mais apropriados os corpos de prova extraídos da estrutura (METRÔ – COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO, 2008).

Os ensaios para avaliação de resistência à tração e compressão com os corpos de prova extraídos da estrutura são os mesmos realizados no concreto convencional. A diferença mais notável para o CPRFA ou para o CPRFPP é a necessidade de realização de tais ensaios para idades mais jovens, e não apenas aos 28 dias, visto que na aplicação em túneis o concreto é fortemente solicitado desde o princípio. Assim, os corpos de prova são ensaiados em várias idades, de forma a verificar se o concreto projetado está obtendo o ganho de resistência esperado, para que medidas corretivas possam ser tomadas em caso negativo. A Figura 16 apresenta as curvas de ganho de resistência à compressão (N/mm^2) para concretos de três classes diferentes.

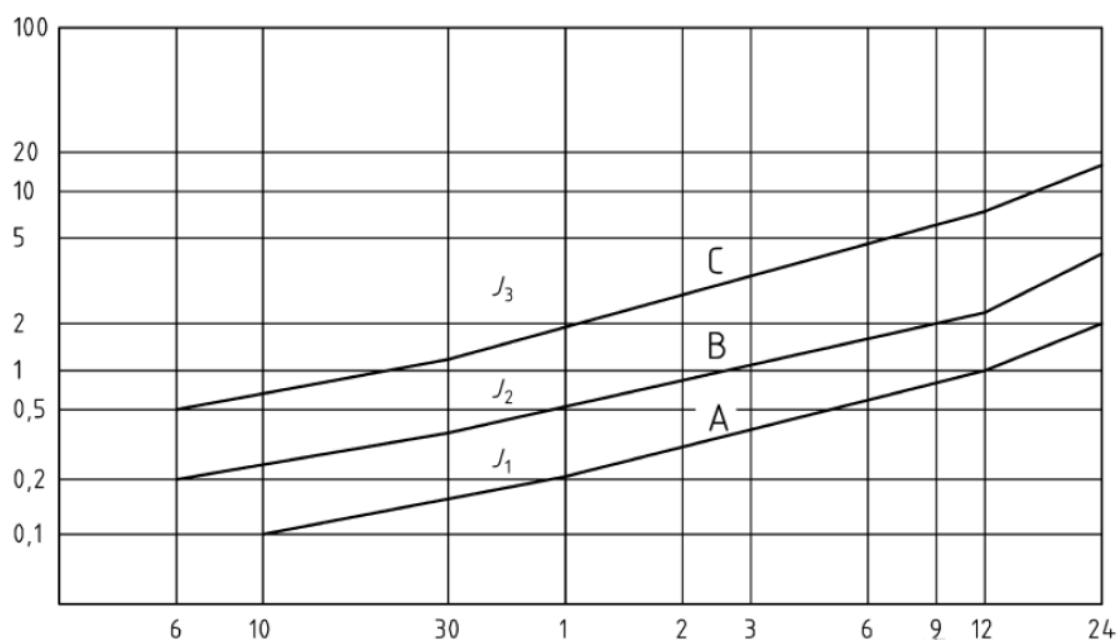


Figura 16 - Curvas de ganho de resistência à compressão para três classes de concreto distintas. Fonte: METRÔ – COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO, 2008

5.6. Desplacamento

O concreto projetado convencional sofre de uma limitação de espessura de camada quando projetado contra o teto da obra, em geral entre 50 mm e 75 mm (FIGUEIREDO & HELENE,

1993). Ao ser projetada quantidade de concreto que supere essa faixa de espessura, há o rompimento do material por falta de coesão, fenômeno conhecido como desplacamento.

Devido à falta de coesão do concreto, os primeiros milímetros de concreto projetado normalmente segregam os agregados graúdos, de forma que há uma primeira camada de argamassa, que garante um mínimo de coesão, sobre a qual o concreto de fato pode ficar aderido.

Assim, a espessura especificada para a camada de concreto projetado, que já é usualmente superior à faixa de 50 a 75 mm pode ficar comprometida devido aos primeiros milímetros praticamente de argamassa e não concreto.

Dessa forma, para obter espessuras maiores, recorre-se a fazer a projeção em várias passadas, o que acaba acarretando em maior reflexão (FIGUEIREDO & HELENE, 1993) ou à adição de aditivos aceleradores de pega ou microssílica.

O desplacamento produz, além de um notável desperdício de material, risco de acidentes durante a projeção, em especial aos mangoteiros, o que torna ainda mais importante seu controle. Além da inspeção visual, que permite identificar falhas que podem eventualmente acarretar em desplacamento (FIGUEIREDO & HELENE, 1993) a determinação de consistência pela agulha de Proctor, conforme a NBR 14278 – Concreto projetado – Determinação da consistência através da agulha de Proctor, permite determinar se o concreto recém projetado tem consistência o bastante para permanecer aderido ao substrato na espessura requerida.

5.7. Fragilização

Os concretos reforçados com fibras diferem dos concretos convencionais no que tange a ganho de resistência mecânica. Para os concretos convencionais é controlada a resistência à compressão aos 28 dias de idade e ignora-se os ganhos de resistência posteriores - uma vez que a matriz de concreto continua ganhando resistência por longos períodos devido ao processo de hidratação do cimento, os parâmetros de resistência continuam crescendo após os 28 dias – de forma que, se aos 28 dias essa resistência mecânica for adequada, esse requisito será atendido para o resto da vida útil da estrutura.

No entanto, a mesma lógica não se aplica ao CRF. Com o gradual ganho de resistência da matriz, a fissuração que a acompanha pode acarretar em busca transferência de tensão para as fibras, podendo eventualmente causar seu escorregamento ou até mesmo sua ruptura

(FIGUEIREDO, 2012). Este afastamento do comportamento elasto-plástico perfeito, acaba por potencialmente comprometer aquela que é a característica que mais distingue o CRF dos concretos convencionais, a elevada tenacidade.

Os estudos dos professores Figueiredo e Helene de 1996 para o índice de tenacidade levaram (entre outras) à conclusão de que o CPRFA com baixo teor de fibras (até 40 kg/m³) tem comportamento mais próximo do elasto-plástico perfeito nas primeiras idades e, com o ganho de resistência da matriz ao longo do tempo tem seu comportamento cada vez mais frágil. O CPRFA de alto teor de fibras (60 kg/m³ no estudo em questão), por outro lado, apresenta crescimento do fator de tenacidade até os 28 dias, devido à melhor adesão entre fibras e matriz oriunda do maior teor de fibras utilizado (FIGUEIREDO, 2012), mas então, passa a ter comportamento cada vez mais frágil. O estudo chegou a conclusão, então, de que quanto maior o teor de fibras, menor é a tendência de fragilização do material ao longo do tempo.

Como a carga resistida pós fissuração aumenta com o consumo de fibras e é dependente do módulo de elasticidade da fibra e de sua aderência à matriz, há grande distinção entre a resposta pós fissuração de concretos reforçados com macrofibras poliméricas e com fibras de aço. Para as macrofibras poliméricas, a queda inicial na absorção de energia é mais pronunciada e ocorre em um intervalo de deslocamento maior, devido à sua menor rigidez. Como o rompimento da matriz ocorre com pequenas deformações, as fibras poliméricas têm menor capacidade de absorção de energia para baixas deflexões, quando comparadas às fibras de aço. No entanto, para grandes aberturas de fissuras, o comportamento tende a ser o oposto, ou seja, a energia absorvida pelas fibras poliméricas pode superar a absorvida pelas fibras de aço (SALVADOR & FIGUEIREDO, 2013).

Dessa forma, conclui-se que para um desempenho adequado dos concretos projetados com fibras ao longo de sua vida útil, o teor de fibras especificado deve ter em mente a eventual fragilização do compósito, isto é, deve-se ter com clareza que para teores muito baixos de fibras, pode haver necessidade de outros reforços (por exemplo, tela metálica), o que por sua vez, pode inviabilizar o uso das fibras, já que com isso deixa-se de ganhar produtividade.

5.8. Poeira e Névoa

A liberação de poeira é típica do processo de projeção de concreto via seca, visto que a mistura dificilmente sofre uma umidificação completa no bico de projeção (FIGUEIREDO & HELENE, 1993). Os efeitos da poeira sobre o ser humano, podem provocar irritação nos olhos, pele, boca, garganta e nariz no caso de partículas de diâmetro superior a 10 µm e

podem resultar em danos permanentes aos sistemas respiratório e cárdio-vascular no caso de partículas de diâmetro inferior (RESENDE, 2007).

Na realidade, embora essa seja a forma de produção de poeira mais óbvia, não é a única, visto que na alimentação de insumos para concreto da máquina de projeção já é gerada grande quantidade de poeira, podendo inclusive superar a poeira no bico (FIGUEIREDO & HELENE, 1993). Aliás, na alimentação essa questão é até mais grave, pois, se for feita manualmente, incorre em maior exposição dos operários à poeira. A máquina de projeção, sobretudo no caso de equipamentos sem a devida manutenção pode produzir grandes quantidades de poeira densa pelo escape de ar comprimido através de juntas mal vedadas (FIGUEIREDO & HELENE, 1993). A Figura 17 ilustra essa formação no bico.



Figura 17 - Formação de poeira no bico de projeção. Fonte: FURLAN ENGENHARIA E ARQUITETURA

Quando se trata da via semi-úmida, há um problema similar, a produção de névoa (similar à poeira, mas com mais umidade). A névoa produzida prejudica a visibilidade, o que por sua vez atrapalha a execução do serviço, além de, quando da utilização de aditivos aceleradores de pega básicos (aluminatos e silicatos de sódio ou potássio, de elevado pH), deixar o ar

muito cáustico, o que também pode ser nocivo à saúde dos operários (FIGUEIREDO & HELENE, 1993).

Para o controle de poeira e névoa, o mais indicado é manter constantemente no canteiro o uso de equipamentos que mensurem o teor de partículas em suspensão no ar, a fim de, se necessário, tomar medidas corretivas ou até paralisar o serviço. Entre as medidas corretivas, pode-se adotar aquelas mais habitualmente aplicadas a obras de edifícios - aspergir água com mangueiras de alta vazão e o uso de exaustores (RESENDE, 2007).

6. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO E DESEMPENHO ESTRUTURAL DO CONCRETO PROJETADO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO

Esse tópico tem como objetivo explicar e analisar a bibliografia referente ao desempenho estrutural prático e teórico da utilização do CPRFA para o revestimento de túneis.

6.1. Análise da interação solo-estrutura (Gonçalves, 2001)

Gonçalves (2001) realizou um estudo sobre a interação solo-estrutura utilizando, para isso:

- Três variações de geometria do túnel;
- Três variações de espessura de revestimento;
- Três materiais diferentes (concreto simples, reforçado com fibra e reforçado com tela metálica);
- Três variações de resistência do maciço.

Totalizando assim 81 casos diferentes, simulados através de um programa de elementos finitos. Esse estudo teve como objetivo algo parecido com o que é pretendido com esse trabalho: Analisar em que casos o CPRFA é uma boa opção e quais as vantagens, desvantagens e características de utilizar esse tipo de revestimento em vez de outros sendo que aqui a ênfase foi na interação solo-estrutura.

Sobre as características dos parâmetros adotados, tem-se:

- **Seções**
 - Nas Figuras 18, 19 e 20, a seguir, podem-se ver as seções que foram adotadas nas simulações.

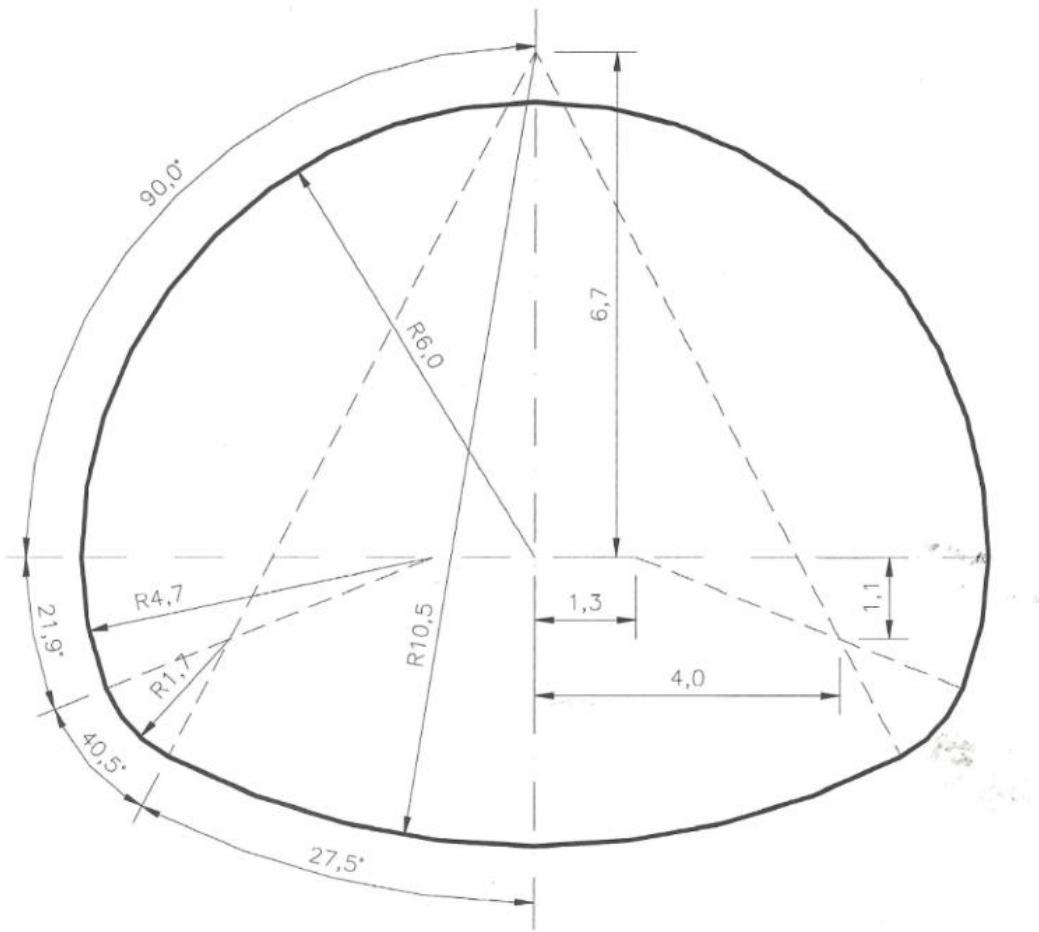


Figura 18 - Geometria da Seção 1. Fonte: GONÇALVES, 2001

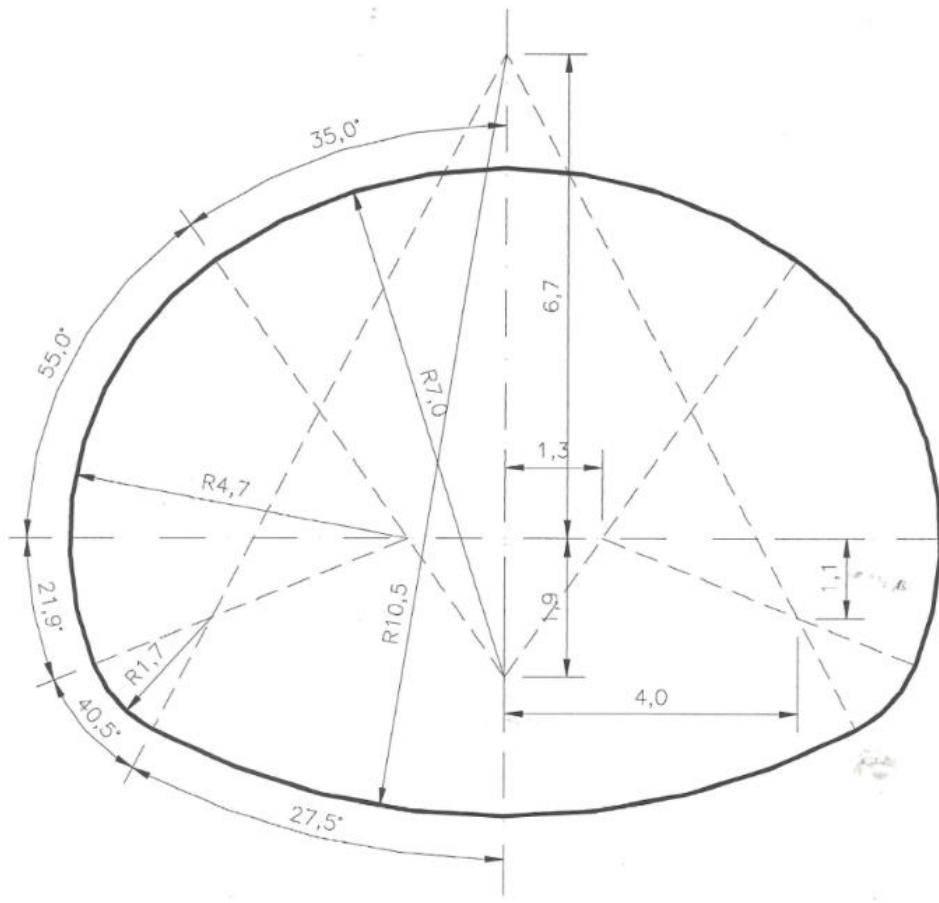


Figura 19 - Geometria da Seção 2. Fonte: GONÇALVES, 2001

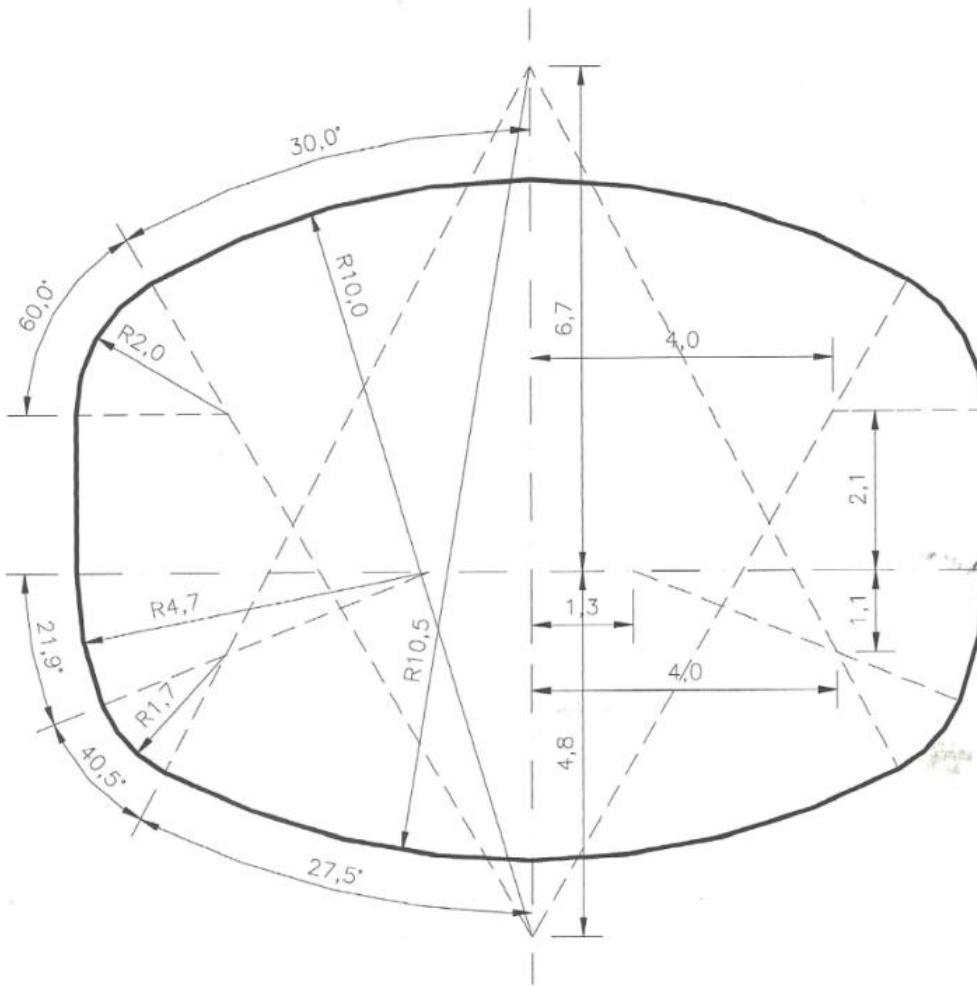


Figura 20 - Geometria da Seção 3. Fonte: GONÇALVES, 2001

- **Espessuras dos Revestimentos**

Gonçalves (2001) escolheu três espessuras diferentes: 45 cm, 30 cm e 15 cm, realizando assim uma análise das respostas dadas pelos revestimentos em função da rigidez dos mesmos e abrangendo valores que são coerentes com a prática de execução.

- **Maciço e Carregamento**

Gonçalves (2001) julgou não ser necessário adotar parâmetros de ruptura para o maciço, adotando-o como um material elástico e homogêneo, pois o intuito era estudar o revestimento. Assim, os únicos parâmetros relevantes do maciço são: Coeficiente de Poisson ν (adotado como sendo 0.3); Módulo de Deformação Elástica, E_{solo} (utilizado com três valores diferentes: 1000 tf/m²; 3000 tf/m² e 10000 tf/m², a fim de verificar a sensibilidade dos resultados em função da rigidez do maciço).

Para o carregamento, adotou-se uma malha que envolia 15m de cobertura sobre o túnel, além de mais 15m nas laterais e 15m abaixo, sendo que, considerando o peso específico como sendo 1,8 tf/m³, o carregamento total foi de 27 tf/m² sobre a calota. Também foi levado em conta o empuxo na lateral, com k_0 igual a 0.5.

- **Materiais do Revestimento**

- **Concreto Simples**

Gonçalves (2001) definiu concreto simples como “aquele que não apresenta armadura”. Adotou-se o f_{ck} de 25MPa e demais parâmetros conforme a NBR-6118 (ABNT, 2000), dos quais se destacam: Máxima deformação a compressão 0.2%; Módulo de deformação Elástica 20000MPa; Coeficiente de Poisson 0.2. Ressalta-se que qualquer valor de resistência à tração foi desconsiderado.

- **Concreto Reforçado com Tela Metálica**

Para o concreto, as mesmas propriedades do “Concreto Simples” foram adotadas.

Para o aço Gonçalves (2001) adotou as recomendações da NBR-6118 (ABNT, 2000): Resistência à tração e compressão (f_{yk}) iguais e equivalentes a 500MPa; Coeficiente de segurança (γ_s) 1.15; Módulo de Deformação Elástica do aço E_s 210000Mpa; Verificação do Estágio III (Estado Limite Último).

Além disso, em todos os casos foi utilizada armadura dupla com reforço, sendo todas em tela de malha quadrada, com cobrimento padrão de 4 cm, para cada espessura uma

taxa de aço diferente foi adotada: 15 cm – Φ5.6 c/ 10 cm (52.13kg/m³); 30 cm – Φ7.1 c/ 10 cm (41.87kg/m³); 45 cm – Φ8.0 c/ 10 cm (35.42kg/m³);

- Concreto Reforçado com Fibras de Aço

Para o concreto, as mesmas propriedades do “Concreto Simples” foram adotadas.

Na Figura 21 se pode ver o comportamento à tração do compósito:

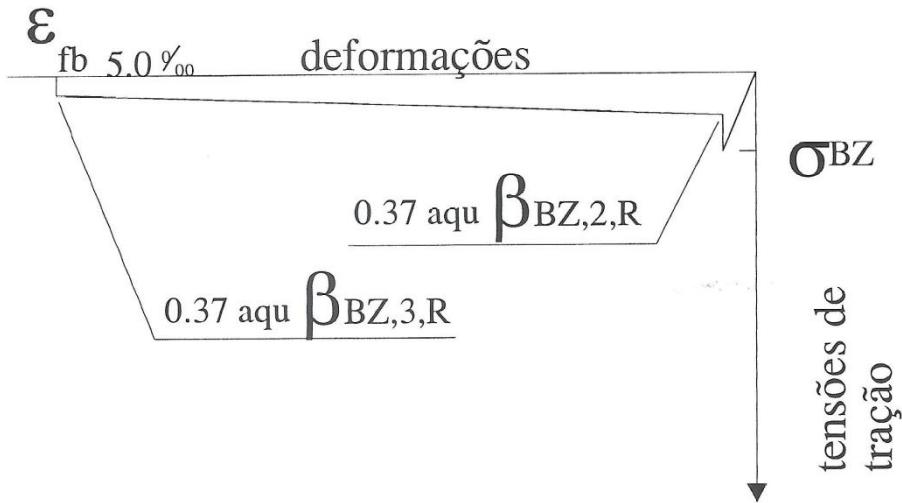


Figura 21 - Diagrama Tensão vs. Deformação do Concreto Reforçado com Fibras de Aço na Tração. Fonte: DBV, 1996

Onde:

- ϵ_{fb} é a máxima deformação a tração (0.5%);
- σ_{BZ} é a resistência elástica a tração;
- β_{BZ} é a resistência equivalente à tração na flexão;

Ainda sobre a figura 21, nota-se que a análise da estrutura no estado limite último considera uma resistência elástica à tração, sendo que quando tal resistência é atingida por um ponto da estrutura, ocorre a plastificação do mesmo, com uma queda de tensão para $aqu\beta_{BZ,2,R}$.

Após a plastificação, a tensão de tração varia, entre $aqu\beta_{BZ,2,R}$ e $aqu\beta_{BZ,3,R}$, dependendo da deformação obtida.

Além disso, os seguintes parâmetros e metodologias foram adotados: Máxima deformação de tração de 0.5%; Taxa de 50kg/m³ de fibras de aço retas, com extremidades deformadas, 30mm de comprimento e diâmetro de 0.5mm.

Além dos parâmetros envolvidos, também deve-se explicar um pouco do programa de elementos finitos utilizado por Gonçalves (2001): Como o programa foi desenvolvido engenheiro José Augusto V. R., para seu uso particular, então muitos detalhes não foram fornecidos, contudo pode-se citar que no programa:

- Os elementos constituintes do revestimento eram elementos de barras, os esforços na configuração deformada eram considerados, assim como a plastificação e perda de capacidade resistente dos materiais, com isso, a redistribuição de esforços também era simulada.
- O Maciço foi simulado através de elementos planos. Apesar do programa permitir a análise da plastificação do maciço, foram adotados parâmetros para coesão de 1500tf/mº e ângulo de atrito igual a 25º, parâmetros elevados, para garantir que o maciço sempre se comportasse como um elemento elástico.
- Foram adotados elementos de junta ligando o maciço com o revestimento, para assim simular as reações entre os mesmos.

As tabelas a seguir mostram os resultados das simulações, assim como publicado por Gonçalves (2001), onde o Incremento de Carga é a carga máxima para o qual a solução convergiu e $\theta_{máx}$ a deformação radial da calota :

Tabela 16 - Resumo dos Resultados da Seção 1. Fonte: GONÇALVES, 2001

SEÇÃO	Raio (m)	E _{SOLO} (tf/m ²)	Espessura (cm)	Material	Caso	Incremento de carga	Ponto Central			
							Desl. Vert. (m)	Momento (tfm)	Normal (tf)	$\theta_{máx}$ (rad)
1	6,0	1.000	15	C.S.	1	0,58	0,212	4,072	95,340	0,00181
				C.F.	2	0,59	0,225	4,172	98,004	0,00185
				C.T.	3	0,62	0,239	4,854	103,296	0,00207
			30	C.S.	4	1,30	0,411	16,534	210,220	0,00092
				C.F.	5	1,30	0,411	16,544	210,107	0,00092
				C.T.	6	1,43	0,456	19,775	232,045	0,00110
			45	C.S.	7	2,09	0,601	37,266	333,056	0,00061
				C.F.	8	2,09	0,604	37,252	333,462	0,00061
				C.T.	9	2,29	0,646	44,135	362,268	0,00073
		3.000	15	C.S.	10	0,76	0,140	4,074	125,179	0,00181
				C.F.	11	0,76	0,140	4,067	125,136	0,00181
				C.T.	12	0,80	0,153	4,516	132,886	0,00201
			30	C.S.	13	1,70	0,267	15,479	278,948	0,00086
				C.F.	14	1,69	0,266	15,245	277,568	0,00085
				C.T.	15	1,80	0,267	17,925	290,535	0,00100
			45	C.S.	16	2,64	0,361	34,582	422,768	0,00057
				C.F.	17	2,62	0,355	34,174	418,271	0,00056
				C.T.	18	2,80	0,378	39,337	446,372	0,00065
		10.000	15	C.S.	19	0,88	0,091	3,791	143,630	0,00168
				C.F.	20	0,88	0,093	3,697	144,326	0,00164
				C.T.	21	0,93	0,097	4,192	152,322	0,00186
			30	C.S.	22	1,97	0,152	13,500	317,257	0,00075
				C.F.	23	1,94	0,151	13,310	312,336	0,00074
				C.T.	24	2,09	0,164	15,155	337,689	0,00084
			45	C.S.	25	3,09	0,543	45,621	776,978	0,00075
				C.F.	26	3,05	0,207	28,070	486,652	0,00046
				C.T.	27	3,27	0,221	31,916	522,044	0,00052

Tabela 17 - Resumo dos Resultados da Seção 2. Fonte: GONÇALVES, 2001

SEÇÃO	Raio (m)	E _{SOLO} (tf/m ²)	Espessura (cm)	Material	Caso	Incremento de carga	Ponto Central			
							Desl. Vert. (m)	Momento (tfm)	Normal (tf)	$\theta_{\text{máx}}$ (rad)
2	7,0	1.000	15	C.S.	28	0,37	0,271	3,903	83,493	0,00173
				C.F.	29	0,38	0,285	4,055	86,441	0,00180
				C.T.	30	0,40	0,298	4,613	90,947	0,00205
			30	C.S.	31	0,71	0,524	15,694	170,221	0,00087
				C.F.	32	0,72	0,522	16,008	171,072	0,00089
				C.T.	33	0,79	0,563	19,936	186,536	0,00111
		3.000	45	C.S.	34	1,00	0,716	34,741	245,427	0,00057
				C.F.	35	1,02	0,714	35,643	246,996	0,00059
				C.T.	36	1,13	0,867	42,908	249,032	0,00070
			15	C.S.	37	0,55	0,179	4,126	119,363	0,00183
				C.F.	38	0,55	0,181	4,123	119,753	0,00183
				C.T.	39	0,57	0,190	4,597	124,350	0,00204
		10.000	30	C.S.	40	1,15	0,357	16,050	260,682	0,00089
				C.F.	41	1,15	0,357	15,843	260,615	0,00088
				C.T.	42	1,21	0,368	18,886	271,496	0,00104
			45	C.S.	43	1,67	0,512	36,156	389,402	0,00059
				C.F.	44	1,67	0,514	35,765	390,350	0,00059
				C.T.	45	1,77	0,506	42,356	397,944	0,00070
			15	C.S.	46	0,67	0,105	3,860	139,546	0,00171
				C.F.	47	0,67	0,106	3,805	139,805	0,00169
				C.T.	48	0,71	0,114	4,270	148,684	0,00189
			30	C.S.	49	1,49	0,198	13,646	315,241	0,00076
				C.F.	50	1,48	0,195	13,267	312,625	0,00074
				C.T.	51	1,57	0,208	15,561	331,980	0,00086
			45	C.S.	52	2,24	0,278	30,161	477,104	0,00050
				C.F.	53	2,22	0,276	29,527	472,490	0,00049
				C.T.	54	2,36	0,301	33,527	507,528	0,00055

Tabela 18 - Resumo dos Resultados da Seção 3. Fonte: GONÇALVES, 2001

SEÇÃO	Raio (m)	E _{SOLO} (tf/m ²)	Espessura (cm)	Material	Caso	Incremento de carga	Ponto Central			
							Desl. Vert. (m)	Momento (tfm)	Normal (tf)	$\theta_{\text{máx}}$ (rad)
3	10,0	1.000	15	C.S.	55	0,19	0,280	3,340	61,985	0,00148
				C.F.	56	0,20	0,303	3,671	66,239	0,00163
				C.T.	57	0,21	0,309	4,243	68,716	0,00168
			30	C.S.	58	0,32	0,456	12,137	107,366	0,00067
				C.F.	59	0,33	0,468	13,068	110,577	0,00073
				C.T.	60	0,38	0,508	17,099	123,937	0,00095
		3.000	45	C.S.	61	0,44	0,550	24,788	140,012	0,00041
				C.F.	62	0,46	0,596	27,676	149,757	0,00046
				C.T.	63	0,54	0,658	36,511	170,723	0,00060
			15	C.S.	64	0,32	0,203	4,101	98,990	0,00182
				C.F.	65	0,32	0,202	4,170	98,557	0,00185
				C.T.	66	0,34	0,221	4,657	105,961	0,00207
		10.000	30	C.S.	67	0,62	0,394	16,469	206,196	0,00091
				C.F.	68	0,62	0,388	16,529	204,320	0,00092
				C.T.	69	0,68	0,429	19,888	220,804	0,00110
			45	C.S.	70	0,86	0,525	36,730	289,808	0,00060
				C.F.	71	0,88	0,540	37,234	299,132	0,00061
				C.T.	72	0,97	0,541	45,164	312,367	0,00074
			15	C.S.	73	0,45	0,138	3,989	132,556	0,00177
				C.F.	74	0,45	0,139	3,942	134,599	0,00175
				C.T.	75	0,46	0,135	4,515	134,072	0,00201
			30	C.S.	76	0,94	0,249	15,212	285,413	0,00084
				C.F.	77	0,94	0,249	14,871	285,854	0,00083
				C.T.	78	1,00	0,266	17,126	305,521	0,00095
			45	C.S.	79	1,38	0,364	33,996	432,230	0,00056
				C.F.	80	1,38	0,348	33,499	429,372	0,00055
				C.T.	81	1,46	0,365	38,776	452,706	0,00064

Além disso, Gonçalves (2001) desenvolveu ainda os gráficos ilustrados nas figuras a seguir compilando e exemplificando os resultados obtidos:

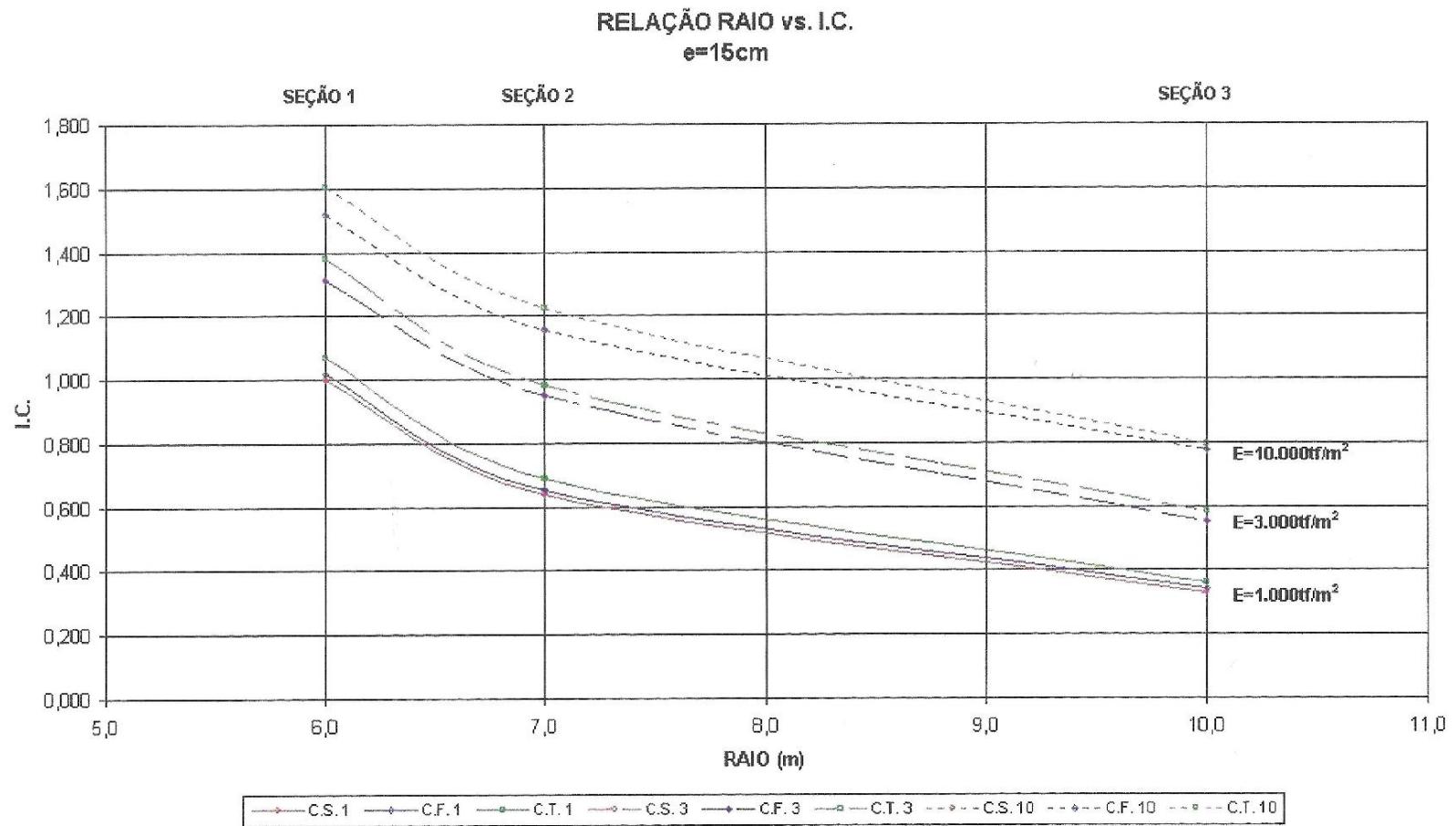


Figura 22 - Relação Raio vs. I.C. para $e=15\text{cm}$. Fonte: GONÇALVES, 2001

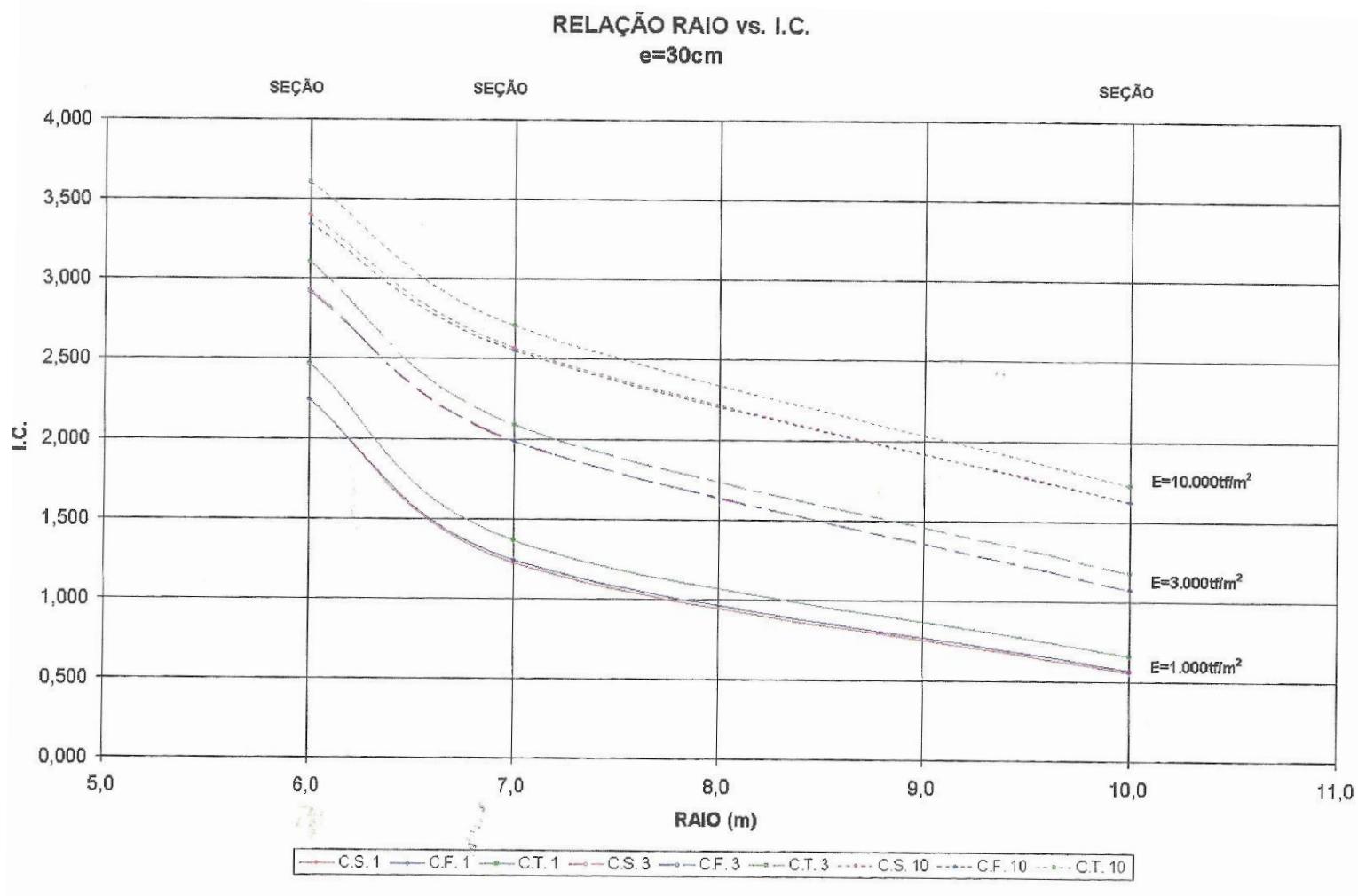


Figura 23 - Relação Raio vs. I.C. para $e=30\text{cm}$. Fonte: GONÇALVES, 2001

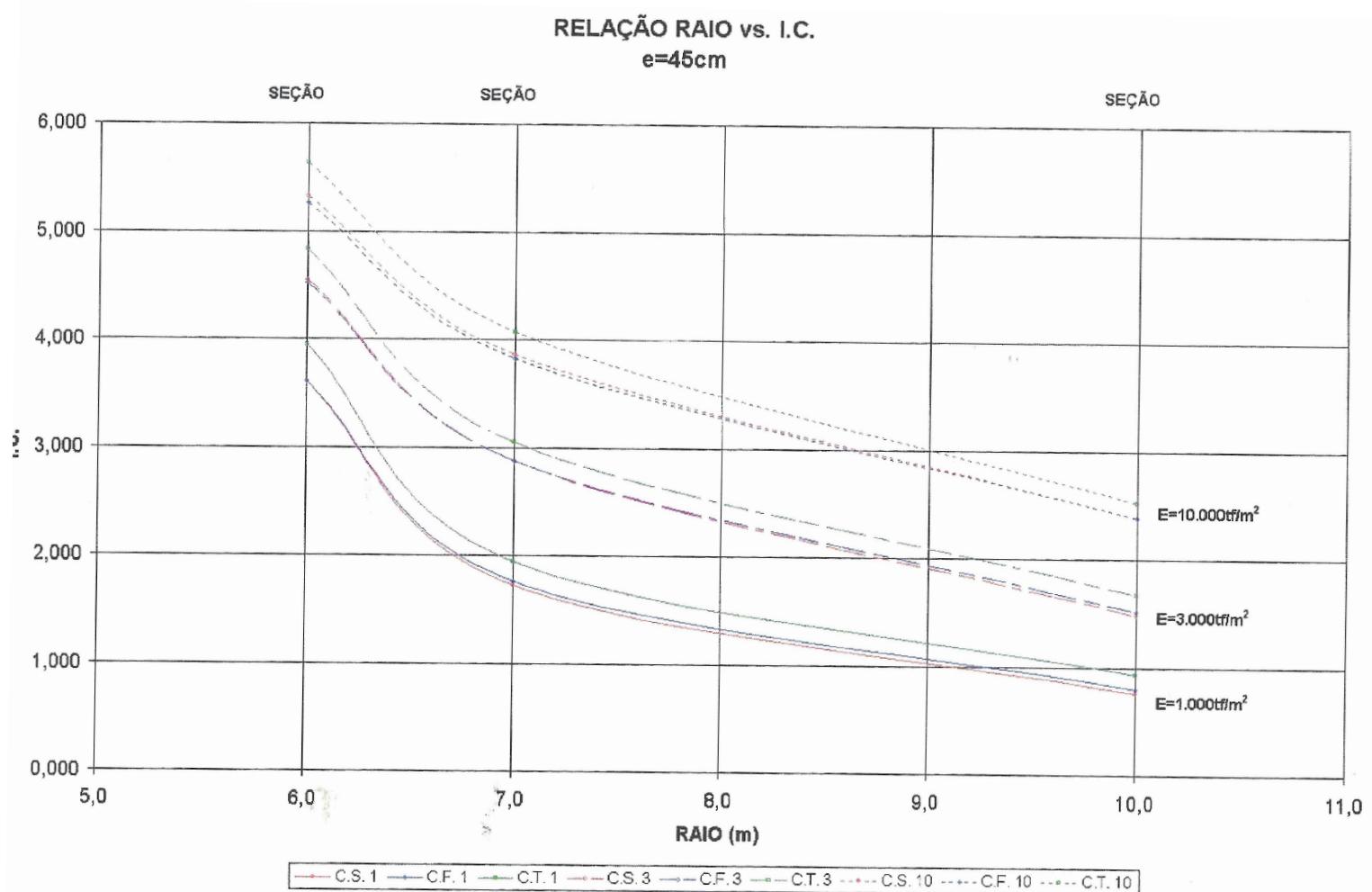


Figura 24 - Relação Raio vs. I.C. para $e=45\text{cm}$. Fonte: GONÇALVES, 2001

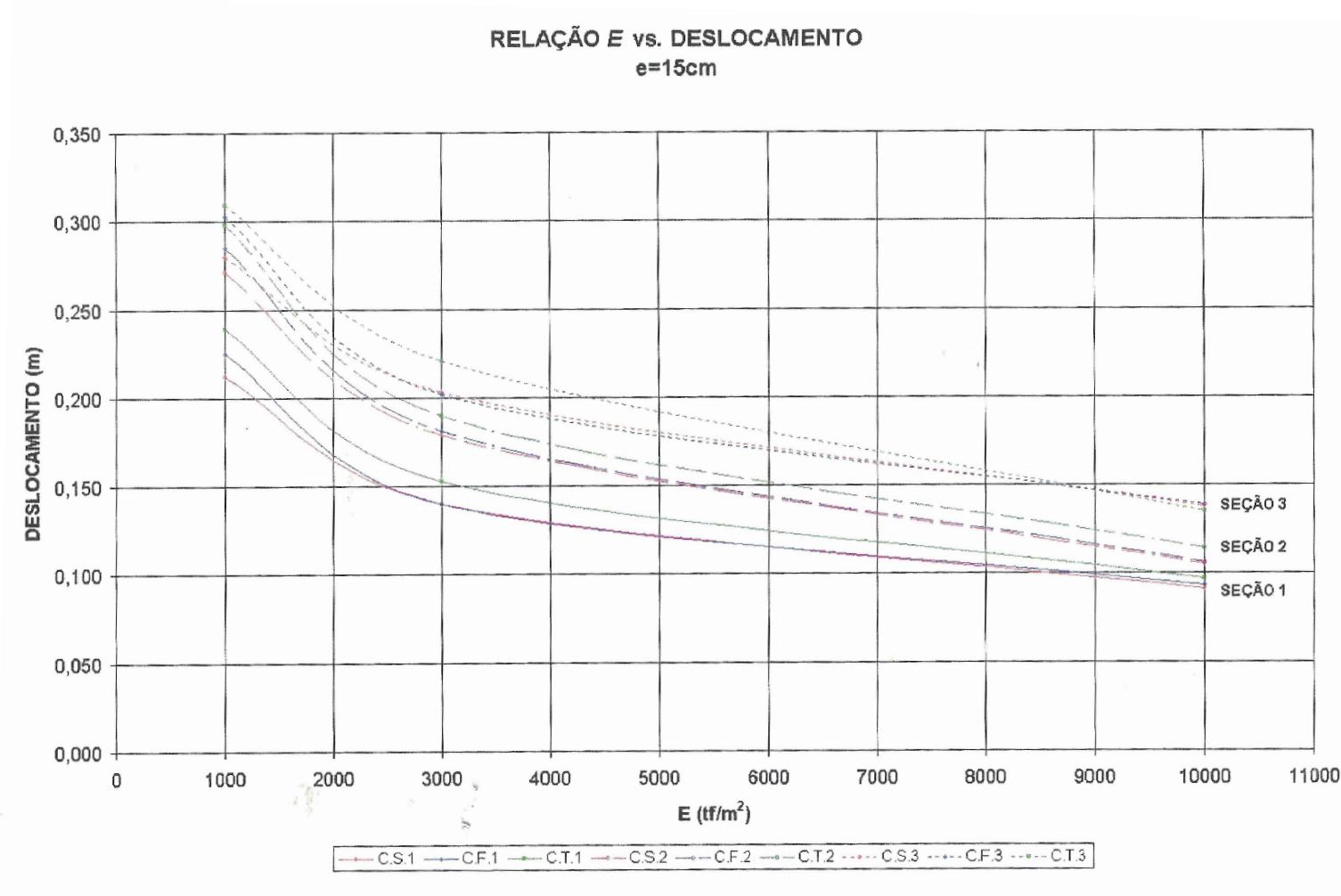


Figura 25 - Relação Módulo de Deformação Elástica E vs Deslocamento para $e=15\text{cm}$. Fonte: GONÇALVES, 2001

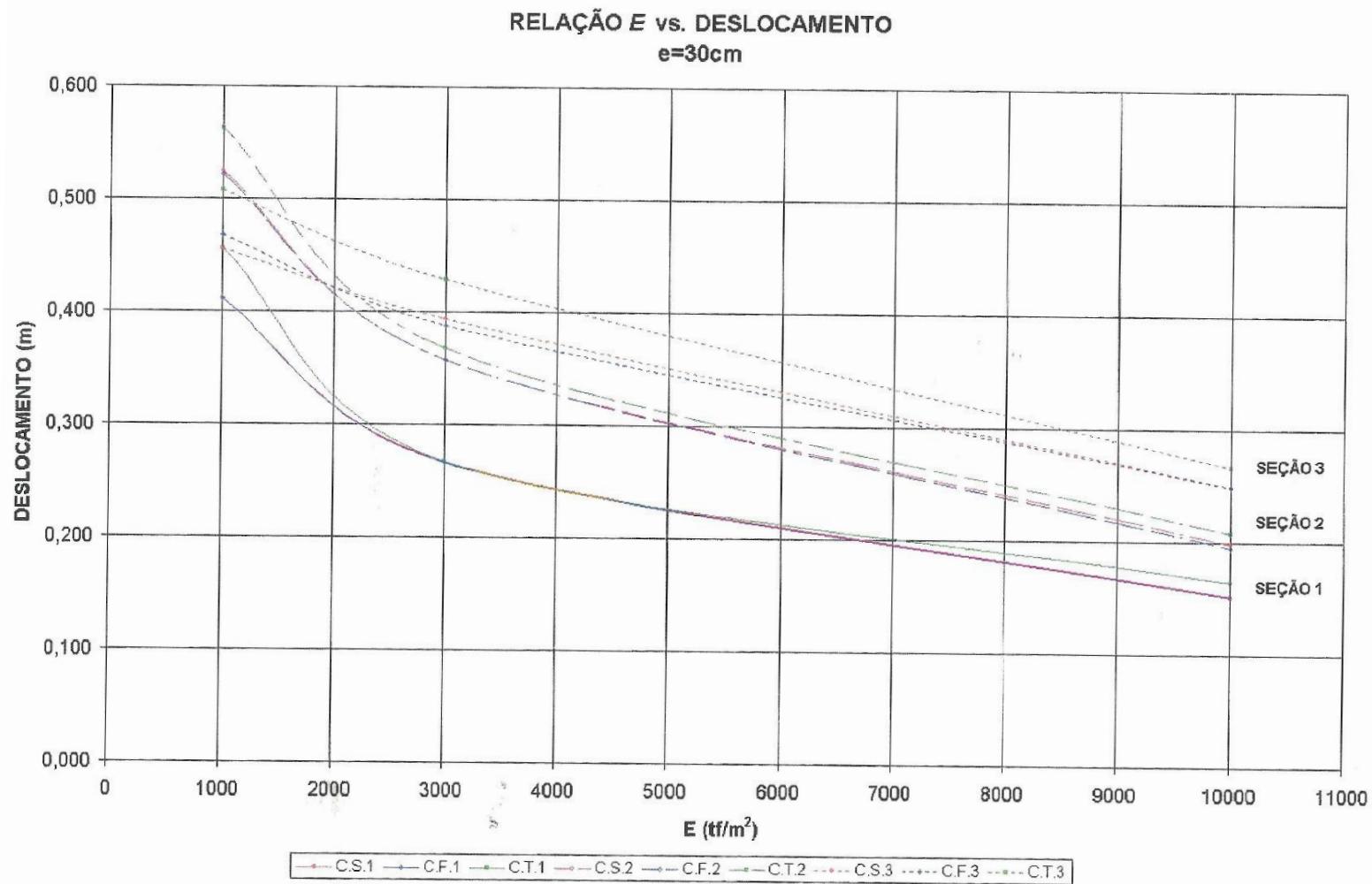


Figura 26 - Relação Módulo de Deformação Elástica E vs Deslocamento para $e=30\text{cm}$. Fonte: GONÇALVES, 2001

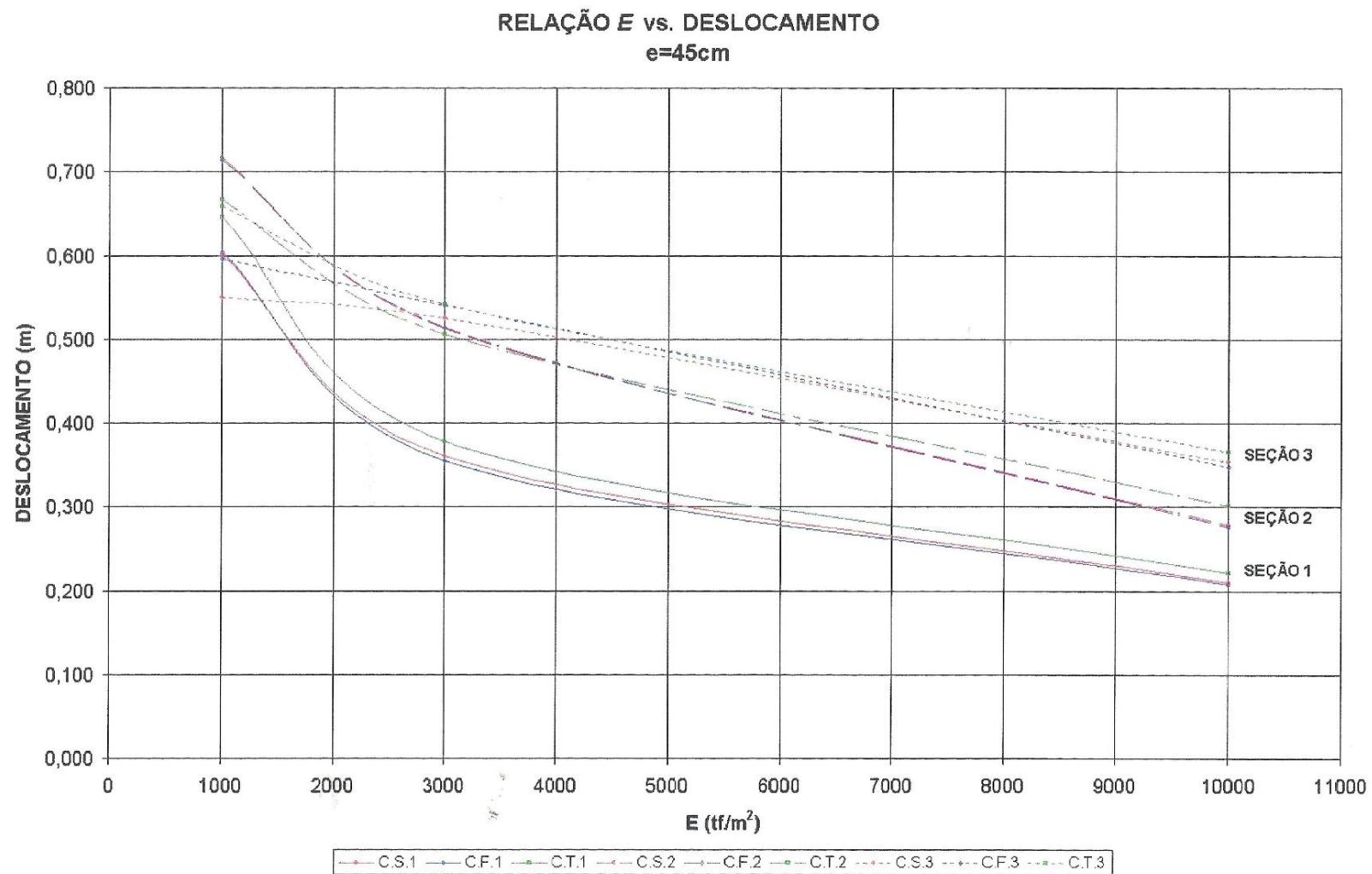


Figura 27 - Relação Módulo de Deformação Elástica E vs Deslocamento para $e=45\text{cm}$. Fonte: GONÇALVES, 2001

**RELAÇÃO ESPESSURA vs. MOMENTO
SEÇÃO 1**

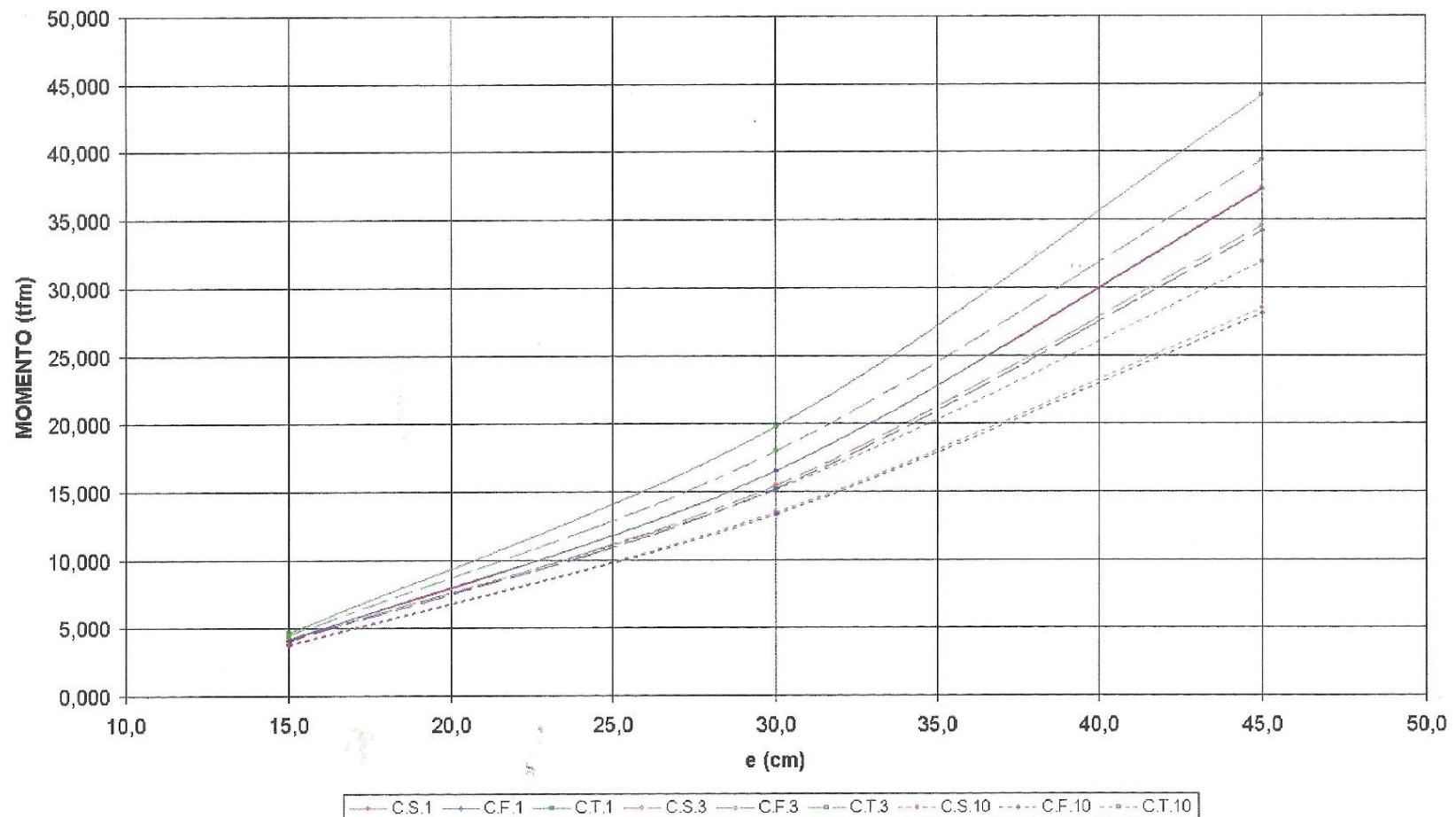


Figura 28 - Relação Espessura vs Momento para a Seção 1. Fonte: GONÇALVES, 2001

RELAÇÃO ESPESSURA vs. MOMENTO
SEÇÃO 2

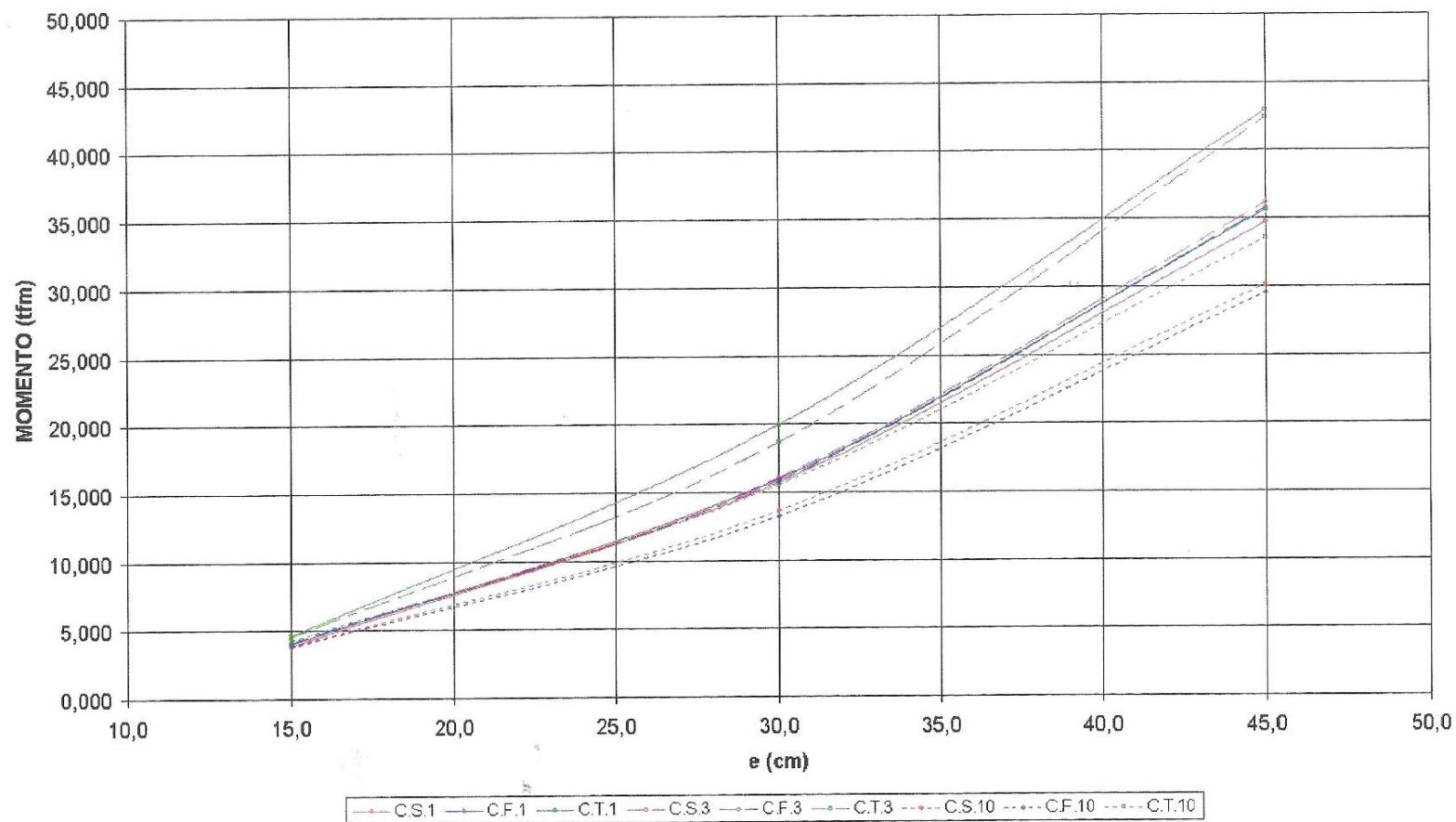


Figura 29 - Relação Espessura vs Momento para a Seção 2. Fonte: GONÇALVES, 2001

RELAÇÃO ESPESSURA vs. MOMENTO
SEÇÃO 3

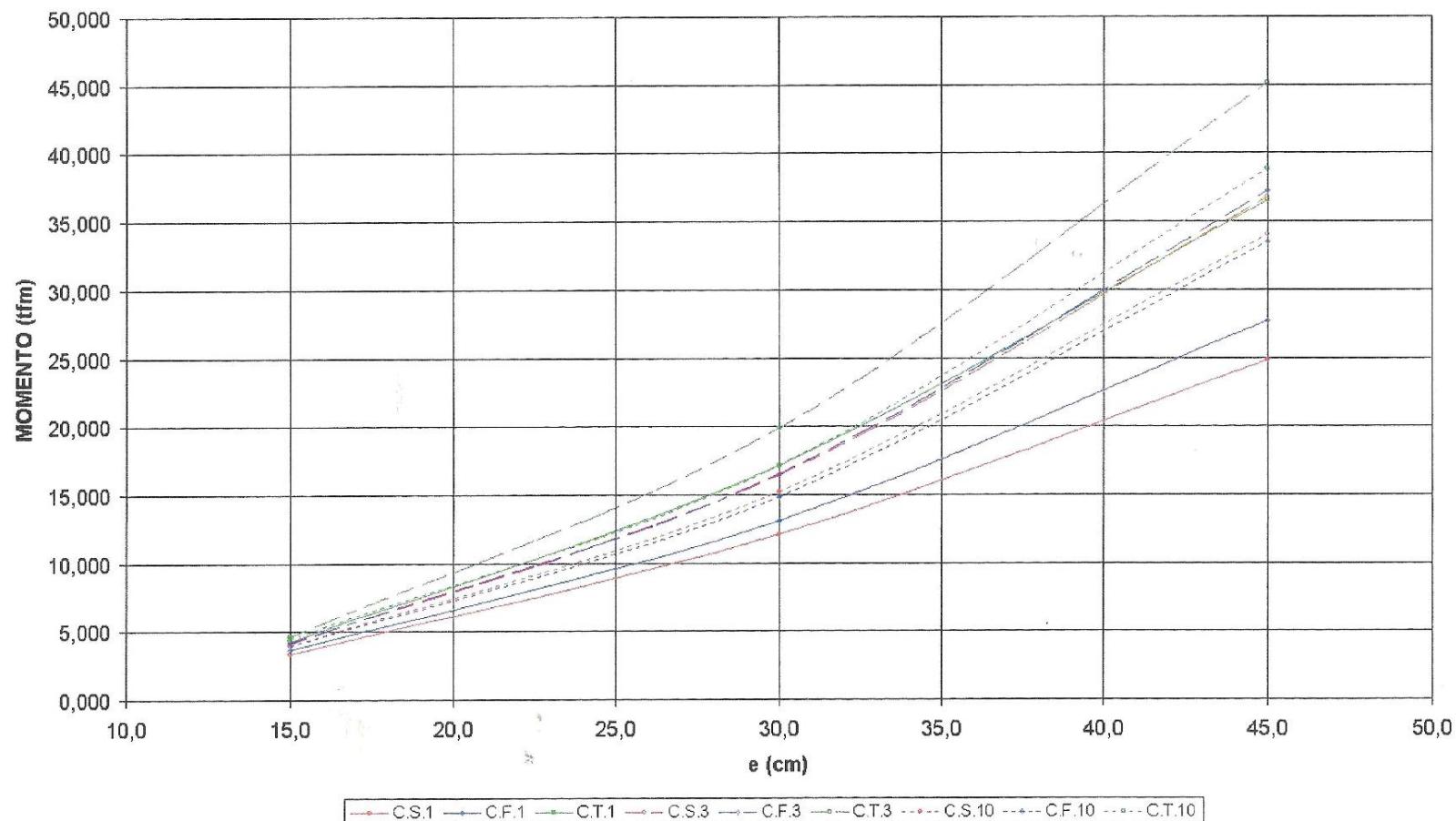


Figura 30 - Relação Espessura vs Momento para a Seção 3. Fonte: GONÇALVES, 2001

Como resultado das simulações, nota-se analisando as figuras 22, 23 e 24 que a capacidade resistente do concreto reforçado com tela metálica é superior às outras duas alternativas ensaiadas, representado nos gráficos citados pelas soluções com tela metálica apresentarem maior Incremento de Carga, o que já era de se esperar, pois a armação geralmente é executada para esse fim.

O maior paralelo que se pode traçar a partir desses resultados é entre o concreto simples e o concreto reforçado: ambos apresentam incrementos de carga suportada bastante parecidos, contudo, dependendo da situação, deformações diferentes. Analizando os gráficos, pode-se ver que o comportamento do concreto com fibras é melhor do que o do concreto simples nos casos em que a calota é mais abatida (seção 3) e quando o maciço apresenta menor ridigez. As Figuras 25, 26 e 27 mostram o que foi dito, pois pode-se ver que para a seção 3 o momento fletor resistido da solução com fibras de aço é maior do que com concreto simples, fato esse ampliado com o aumento de espessura. Já as Figuras 22, 23 e 24 mostram bem como a geometria relacionada com os materiais utilizados para o revestimento afetam os deslocamentos finais, sendo que a seção 3, novamente, apresenta um melhor resultado com concreto com fibras frente à utilização de concreto sem fibras, fato novamente ampliado para maiores espessuras.

Finalizando os comentários sobre o estudo de Gonçalves (2001), percebe-se que o concreto com fibras redistribui melhor os esforços em relação ao concreto comum, uma vez que as variações nos deslocamentos são mais suaves, enquanto que o concreto simples apresenta variações mais bruscas.

A análise apresentada acima é muito parecida com a análise que Gonçalves (2001) teve ao realizar originalmente essas simulações, valendo-se ressaltar que o professor Carlos Maffei apresenta opinião parecida, acreditando que as fibras não aumentam o ponto de ruptura, mas estendem o campo de deformações, permitindo que o concreto projetado com fibras acomode mais deformações (informação verbal, Prof. Carlos Maffei).

6.2. Análise do papel das fibras na impermeabilização e no controle de fissuras

Como já mencionado anteriormente, o uso dos concretos projetados com fibras está intimamente relacionado com o método NATM, sendo que isso faz que o concreto projetado desempenhe um importante papel: o de revestimento primário. Sendo assim, o concreto projetado está em contato direto com o maciço, sendo a primeira barreira que impede a

passagem de água para dentro do túnel (na ausência de outros revestimentos como mantas impermeabilizantes, por exemplo), sendo um importante elemento para a impermeabilização. A seguir, na Tabela 19 há uma compilação dos resultados obtidos nos estudos de DANTAS e TANGO (1990) e ARMELIN (1994), em que foram medidos os fatores de permeabilidade de concretos projetados.

Tabela 19 - Coeficientes de Permeabilidade obtidos por DANTAS E TANGO (1990) e ARMENIN et. al. (1994), compilados por FIGUEIREDO (2005)

Concreto	Permeabilidade K (cm/s)	Volume de vazios permeáveis (%)
Tradicional	$3,41 \times 10^{-9}$	12,9
Projetado	$< 10^{-11}$	15,1
Túnel - Via Seca	10^{-10} a 10^{-8}	12,4
Túnel - Via Úmida	10^{-11}	14,4

Analisando a tabela chega-se à conclusão de que os coeficientes de permeabilidade para esse tipo de tecnologia são razoavelmente baixos e, se dependesse apenas desses coeficiente, os túneis executados pelo método NATM seriam muito pouco permeáveis. Contudo, sabe-se que não é isso que ocorre na prática e que os túneis executados por esse método muitas vezes estão associados a grandes volumes de infiltração de água para o interior do túnel. Isso ocorre porque não é suficiente o coeficiente de permeabilidade do revestimento ser baixo mas o revestimento estar fortemente fraturado. Na Figura 31 pode-se ver um exemplo de um túnel com forte vazamento.



Figura 31 - Túnel executado em NATM com elevado nível de vazamentos. Fonte: FIGUEIREDO, 2005

Assim sendo, a utilização de fibras para o revestimento de túneis com concreto projetado, além dos benefícios já citados, também têm um papel importantíssimo para a impermeabilização do túnel. Na Figura 32 tem-se como é a concentração de tensões com o sem o uso de fibras.

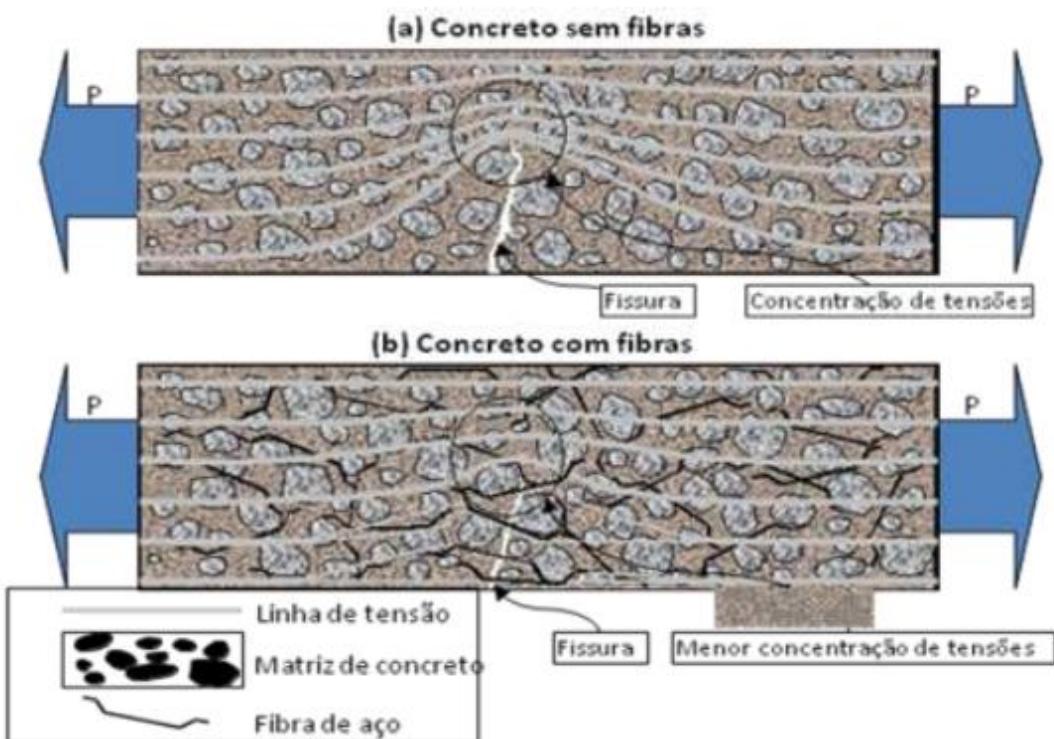


Figura 32 - Concentração de tensões sem utilizar fibras (a) e utilizando fibras(b). Fonte: FIGUEIREDO, 2005

Analizando a Figura 32 nota-se que a fibra funciona como ponte de tensões, ao longo da fissura, ancorando-se a matriz. Vale notar que a fibra só começa a agir quando se inicia a fissuração, fenômeno parecido com o que acontece numa viga de concreto armado.

Assim sendo, a utilização de fibras têm um papel muito importante para majorar a durabilidade do revestimento, pois impedindo-se a propagação de fissuras diminui-se a permeabilidade, o que por sua vez impede a entrada de água e agentes agressivos no revestimento.

7. CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS

7.1. Aspectos gerais

Túneis são passagens abertas de forma não natural em rochas ou solo visando objetivos específicos como passagem de água, acesso a minas subterrâneas, e ligação de pontos distintos visando facilitar o acesso, seja este dificultado por aspectos naturais (topografia, rios, etc...) ou gerados pelo homem (trânsito, construções urbanas, etc...) (ZANELATO, 2003).

Para o inicio da execução de um túnel alguns aspectos devem ser levados em conta, esses aspectos são:

- Geológicos: Esses aspectos são necessários para identificar o material de maciço que estará sendo atravessado. Importantes informações podem ser tiradas de uma verificação desta de início como alguns aspectos mecânicos do solo. Com essas informações podemos prever alguns aspectos inicialmente como métodos construtivos, dimensionamento e escolha do tipo de revestimento.
- Geomecânicos: Neste aspecto deve-se fazer uma verificação superficial do solo, aplicação de modelos a este solo, ensaios pontuais feitos e determinação de parâmetros deste solo (ou maciço rochoso). Como o projeto de tuneis é feito em um meio descontinuo e heterogêneo, há muitas incertezas que essas técnicas e a experiência do projetista buscam minimizar.
- Social: Neste caso a verificação do entorno sempre deve ser feita, pois os métodos construtivos utilizados podem interferir nas proximidades com ruído e vibrações, podendo danificar edificações, podendo até afetar mais diretamente e visivelmente (como o caso da utilização do método *cut and cover*).
- Ambiental: Nesta parte o engenheiro projetista de tuneis deve ter em mente uma avaliação dos impactos causados no entorno. Impactos esses que podem ser da remoção de material do maciço até alterações de vento, contaminação do solo, entre outros fatores.
- Tecnologia disponível: Este aspecto é importante para o engenheiro, neste caso ele deve avaliar dois aspectos, disponibilidade e viabilidade da tecnologia para determinada região e determinados aspectos geológicos e mecânicos do solo. (ZANELATO, 2003)

7.2. Etapas de projeto

O projeto de tuneis é feito em etapas onde basicamente o que varia é o nível de detalhamento das etapas. Essas etapas são:

- Estudos preliminares: Nesta etapa é verificada a viabilidade do projeto, feito alguns estudos preliminares sobre custos e melhores traçados do túnel. Esta etapa deve ser feita de forma criteriosa, pois os riscos e restrições de maior relevância devem ser identificados desde o inicio do projeto. Nesta fase muitas dessas características são expressas de forma qualitativa e conceitual, pois nesta etapa do projeto há escassez de informações. Os custos nessa etapa são definidos de forma mais ampla baseado em aspectos como escavação, revestimento, método construtivo e emboque. Esses parâmetros servem para ajudar na definição da escolha de melhor alternativa de construção e traçado.

Um exemplo de verificação realizada é o estudo do efeito arco (Figura 33).

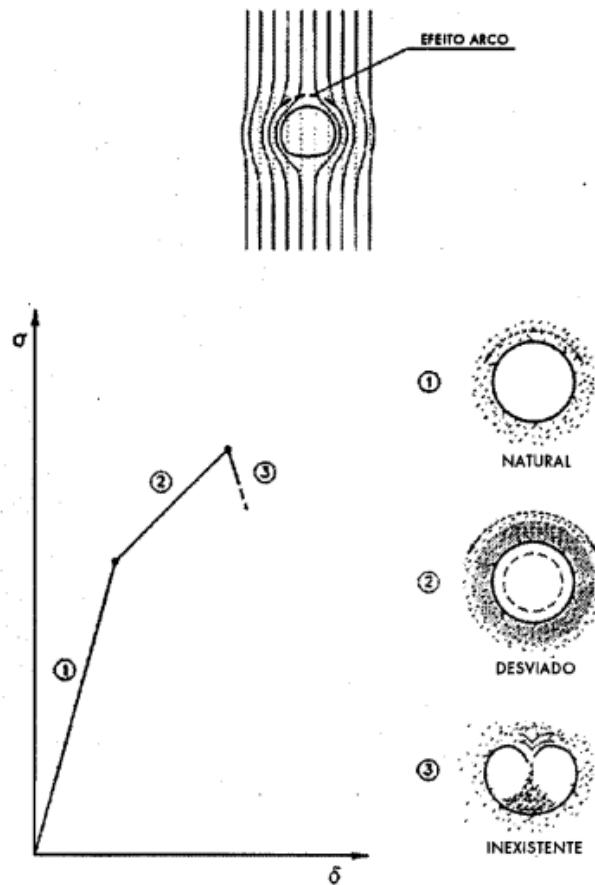


Figura 33 - Efeito arco. Fonte: Lunardi P. ABMS, 1985

- Projeto Básico: Nesta etapa é feito um estudo das alternativas com o levantamento de dados como levantamento planialtimétrico, prospecções geológicas e geotécnicas, projeto geométrico entre outros fatores. Nesta etapa o projetista pode propor eventuais mudanças do traçado de forma que torne sua execução mais favorável. Esta fase de projeto já deve quantificar detalhadamente os custos envolvidos e cronograma para fins de licitação e orçamento do projeto.
- Projeto executivo: Nesta etapa do projeto deve ser aperfeiçoada com base no projeto básico a parte de execução da obra com aplicação de novas tecnologias que visem redução de custos do empreendimento (seja o custo em tempo ou monetário).

7.3. Métodos construtivos

A construção de tuneis ao longo dos tempos foi evoluindo de forma a diferenciar bem cada um dos seus métodos, quanto a tecnologia e o tipo de escavação realizada. Destacaremos aqui alguns dos principais métodos construtivos.

7.3.1. Tunnel Boring Machines (TBM)

Neste processo equipamentos denominados couraça (em inglês shield) possuem um avanço rápido e são feitos em terreno com pouco sustentação com grande aceitação. Os diâmetros podem variar de 1m até dezenas de metro.

O primeiro túnel que se tem notícias que foi escavado por um shield foi sob o rio Tâmisa no ano de 1825 e a partir deste ponto vários avanços foram feitos no desenvolvimento das Shields (Metrosp, 2003).

Nesse sistema a couraça serve de sustentação com o avanço no maciço, permitindo assim o assentamento dos anéis em solo instável, permitindo o uso de anéis pré-fabricados, avanço continuo e uma mão de obra mais mecanizada.

Esse método pode ser executado a ar comprimido (o que exige uma série de cuidados por parte da equipe) e a couraça aberta.

Na Figura 34 temos um exemplo do método construtivo e na Figura 35 temos um modelo de Shield executando a escavação no metrô de Madrid.

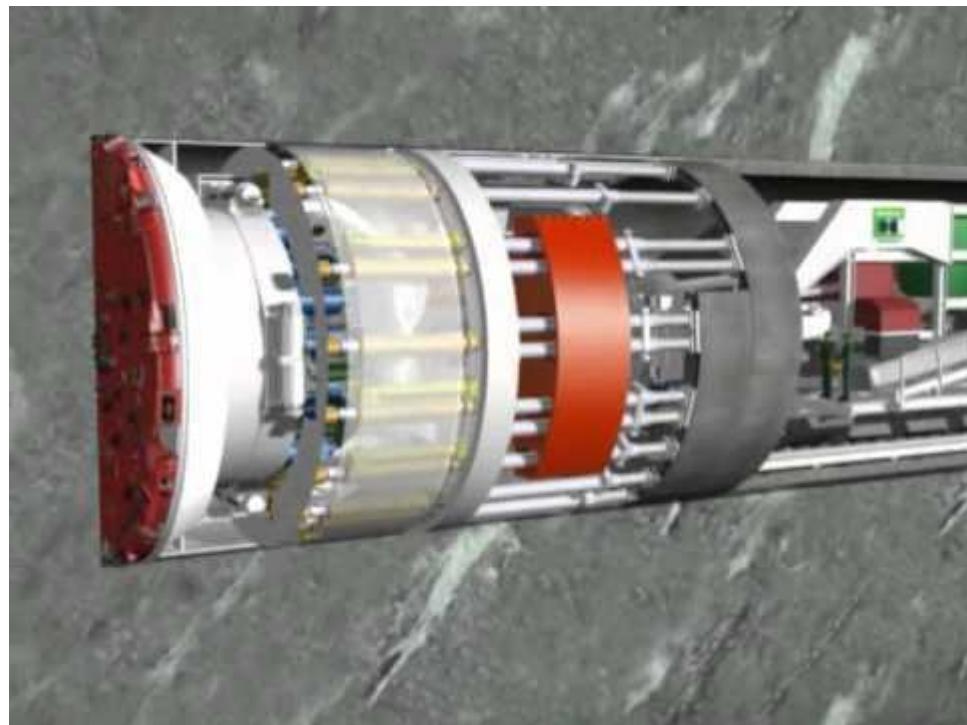


Figura 34 – Ilustração do método Shield sendo executado. FONTE: BIOCEANICO ACANCAGUA
(<http://www.bioceanicoaconcagua.com/pt/tecnologia>)



Figura 35 - Shield com suporte mecânico frontal Fonte: Metrô de Madrid

7.3.2. Método cut and cover

Esse método consiste em fazer a escavação a céu aberto, realizando contenções e logo em seguida aterravar a abóboda do túnel com material devido.

Esse método tem duas variantes, sendo elas vala recoberta pelo método direto e pelo método invertido, ambas exemplificadas a seguir de forma esquemática pelas Figuras 36 e 37.

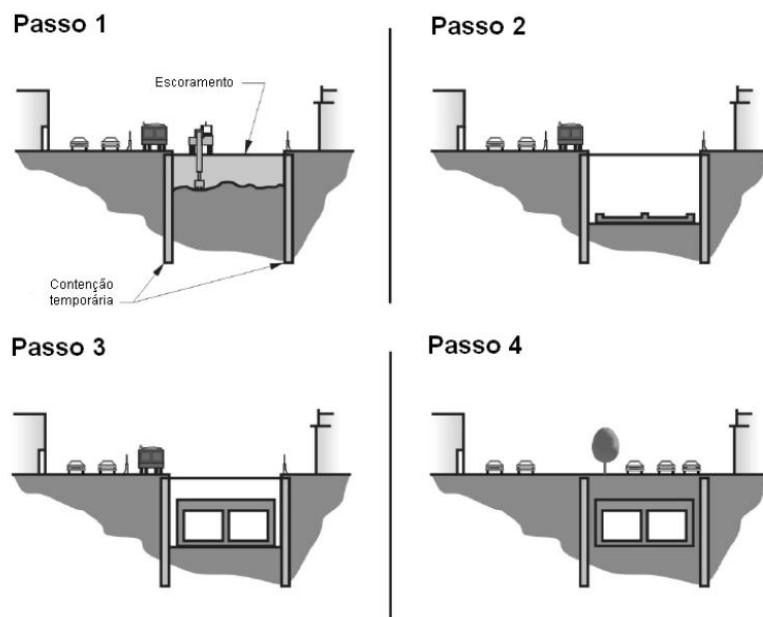


Figura 36 - Método cut and cover pelo método direto. Fonte: NATIONAL, 2009

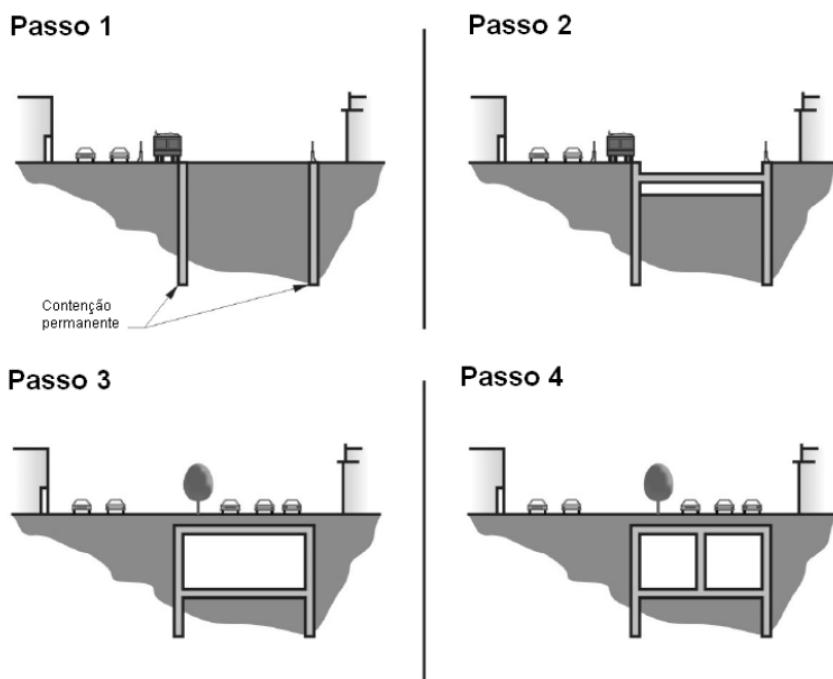


Figura 37 - Método cut and cover pelo método invertido. Fonte: NATIONAL, 2009

7.3.3. Novo Método Austríaco (NATM)

Este método é conhecido também como túnel mineiro, por ter sido desenvolvido para exploração de minas.

O método consiste de forma que logo após a escavação da face e a ocorrência do alívio parcial das tensões iniciais do maciço é colocado o suporte. Esse suporte pode ser cambotas metálicas com tirantes, chumbadores entre outros reforços conforme a necessidade. Nesta metodologia,

que parece simples, estão embutidos muitos conceitos fundamentais que exploram meros aspectos de projeto e cálculo. O sucesso do NATM depende fundamentalmente destes conceitos e da experiência das pessoas nele envolvidas (Ribeiro, 1999).

Nesse tipo de escavação deve-se ter o cuidado com a relaxação das tensões na cavidade, o que pode gerar risco a quem trabalha na cavidade, o tempo de stand-up-time deve ser observado e devidamente estudado (stand-up-time é o tempo entre o inicio da abertura da cavidade até o momento onde começa a haver desagregação do solo, caindo assim fragmentos do maciço na região, o que pode gerar um risco a todos os trabalhadores).

Outro aspecto que deve ser observado é a sequência de escavação. A seguir temos alguns exemplos de sequências demonstrados nas figuras 38 e 39.

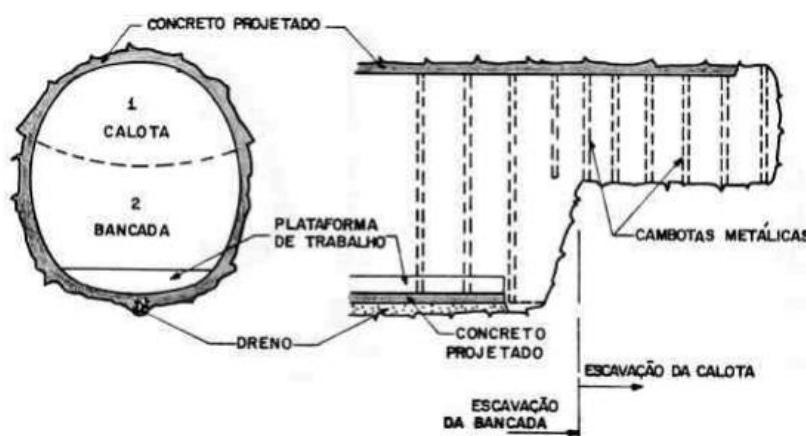


Figura 38 - Sequência de escavação em calota e bancada . Fonte: METRÔ – METROPOLITANO DE SÃO PAULO

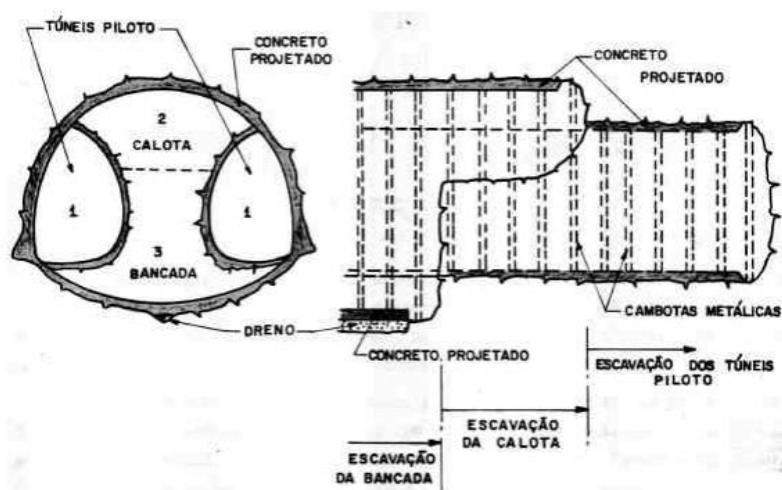


Figura 39 - Sequência de escavação com galerias laterais Fonte: METRÔ – METROPOLITANO DE SÃO PAULO

O revestimento é feito em duas etapas, sendo que a primeira etapa é calculada de forma que resista até o final da vida útil da obra, porém por medidas de segurança é considerado para segunda etapa a ocorrência de falhas no revestimento de primeira etapa, gerando forças cortantes no revestimento de segunda etapa que são levados em conta nos cálculos da segunda etapa de revestimento.

Devido ao fato de este último método ser tão amplamente aplicado com concreto projetado, inclusive concreto com fibras, será destacado de forma mais detalhada.

7.3.3.1. Sequência executiva

Procedimentos básicos:

Inicialmente são colocados gabaritos externos da seção transversal, servindo de diretriz para o início das escavações. Também são considerados previamente se o túnel será executado apenas com uma equipe ou se serão duas equipes, no caso de duas equipes será executado de inicio os dois emboques e o encontro acontece em um trecho interno do túnel. Se for escolhida a segunda opção um serviço de topografia de alta precisão é recomendado, pois o encontro entre as duas frentes deve ser prevista de forma harmônica. (MANUAL DA SOLOTRAT NATM)

A escavação deve ser realizada de forma descrita em projeto inicialmente, inclusive o avanço que pode ser realizado, ou de forma total ou parcializada. Se parcializada um núcleo de terra é deixado para o auxilio da estabilidade do maciço. Porém como o comportamento do maciço pode se apresentar de forma imprevisível, o dia a dia na obra ajuda na decisão de diminuição ou aumento do avanço. Em seguida se aplica o concreto projetado com reforço de fibra ou de tela, sendo esta seguida necessária uma camada de concreto, para a fixação da tela de forma segura. As vantagens da fibra em relação a tela são, redução do tempo de trabalho por não necessitar das fixações e maior segurança.

Em algumas obras há a necessidade de se abaixar o lençol freático, esse processo pode se dar por ponteiras a vácuo ou por poços injetores. O rebaixamento deve ser previsto em projeto e constantemente monitorado, pois representa um grande risco.

Se aparecer problemas na frente de escavação, ou nas laterais do túnel, deve ser realizado reforços com cambotas e enfilagens. (MANUAL DA SOLOTRAT NATM).

7.3.3.2. Vantagens do método NATM em relação aos demais métodos

A primeira vantagem a se destacar é a adaptabilidade da seção de escavação, que pode ser modificada em qualquer ponto, de acordo com as necessidades geométricas e de parcialização da escavação, que, às vezes, se torna necessária em maciços pouco competentes ou que estão sob forte pressão hidrostática. (METRÔ - COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO).

Esse método não afeta a superfície acima do local escavado, pois ele não necessita de escavações na superfície.

Segundo Dantas e Santana não há a necessidade de equipamentos especiais para a escavação, sendo facilmente encontrado no Brasil segundo Dantas e Santana.

Outra vantagem da adaptabilidade do método é que com o mesmo equipamento se pode escavar vários diâmetros de túnel, isso se torna complicado se tratando do Método TBM.

A reutilização dos equipamentos para outras obras é grande, pois são capazes de escavar diversos diâmetros.

Possibilidade de alterar o diâmetro do túnel e fazer curvas de pequeno raio.

Não exige equipamentos adicionais para escavação em rocha.

7.3.3.3. Desvantagens do método NATM em relação aos demais métodos

Segundo Dantas e Santana a velocidade de avanço em solos é significativamente reduzida devido a necessidade de instalação de suportes em menores distâncias e de maior parcialização.

Revestimento em concreto projetado mais suscetível a erros, não permitindo controle prévio, somente reparar eventuais problemas.

Necessidade de escoramentos (explicados melhor adiante).

Devido a detonações pode haver grandes interferências no entorno, necessitando interdições de ruas, e acompanhamento de edificações próximas.

Possui um ambiente de trabalho mais perigoso.

Não é possível a execução abaixo do lençol freático, necessitando o rebaixamento do mesmo.

Possui baixa produtividade em relação ao TBM devido a execução de vários tipos de suporte.

7.3.3.4. Reforços

- Cambotas metálicas: São elementos metálicos utilizados para a sustentação do maciço geralmente quando o tempo de alto sustentação é muito reduzido, constituído de elementos

segmentados, normalmente parafusados ou soldados, e assim assumem uma forma de arco dentro do túnel seguindo o formato do túnel, elas se apoiam no piso do túnel. Elas normalmente escoram os empuxos vindos das deformações do maciço, transferindo-os para o piso do túnel. (MAFFEI, 1995)

- Enfilagens: As enfilagens são reforços para o maciço utilizados acima da abóboda do túnel para a escavação do trecho seguinte, sendo utilizado em solo de baixa resistência. As enfilagens podem ser constituídas por perfis metálicos de aço cravados no solo, ou perfis de tubos de aço, introduzidos no solo através de perfurações e submetidos a injeção de calda de cimento. (RIBEIRO NETO 1999)

A seguir, nas Figuras 41 e 42 temos exemplos de cambotas metálicas ainda não montadas no túnel e enfilagens respectivamente.



Figura 40- Cambota metálica. Foto tirada em 25 de Julho de 2014, durante visita técnica as obras da linha 5 do metrô .

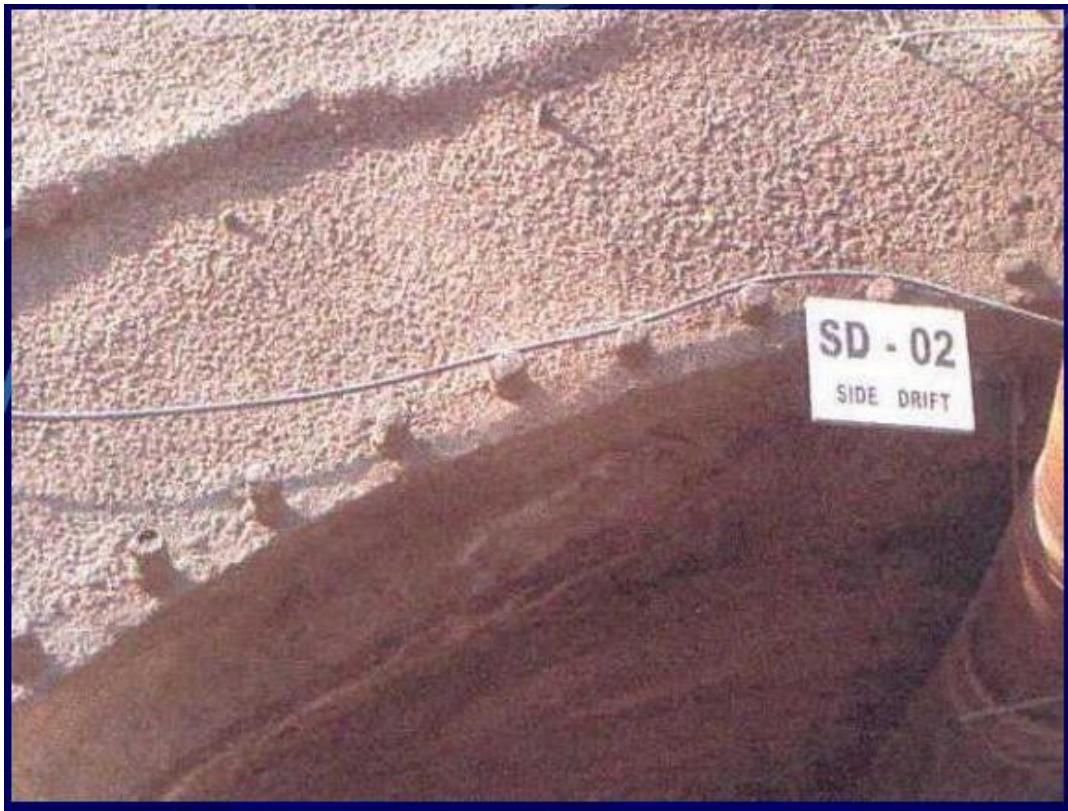


Figura 41 - Reforço em enfilagens Fonte: FARJZSTAIN & ALY, 2012

7.3.3.5. Segurança e acidentes em NATM

Devido à grandes incertezas que há referente às reais condições e características do maciço, devem ser feitos monitoramentos constantes. Além disso, um sistema de retroalimentação dos dados de recalque e comportamento do maciço dever ser feito a cada avanço do túnel.

Em ambientes urbanos isso se torna ainda mais crítico, devido ao fato de se ter um fator de vizinhança, onde os recalques devem ser cuidadosamente verificados, para que além do critério de segurança para o pessoal no interior do túnel, se tenha a garantia de não afetar as edificações no entorno.

Em alguns casos, acidentes podem ocorrer por um encontro inesperado com situações adversas, sejam elas geotécnicas ou hidrogeológicas. Porém boa parte dos acidentes são causados devido ao não reconhecimento de situações que poderiam ter sido antecipadas com o correto monitoramento das reais condições do maciço. Essas situações podem ser devidas à complexidade geológica, a orçamento limitado, a técnica inadequada de investigação para o método construtivo, falta de retroalimentação dos dados ou falta de tratamento adequado a esses dados.

8. ESTUDO DE CASO – TÚNEIS DOS LOTES 2 E 3 DO TRECHO NORTE DO ROANEL METROPOLITANO MÁRIO COVAS

Neste capítulo, o estudo proposto pelo presente trabalho será complementado pela análise de obras de tunelamento nas quais foi feita a opção pela utilização da tecnologia estudada (concreto projetado reforçado com fibras de aço) como parte do método construtivo adotado (NATM).

Os túneis em questão foram projetados majoritariamente com o revestimento primário em Concreto Projetado Reforçado com Fibras de Aço, mas, por motivos discutidos adiante, a empresa responsável pela execução das obras atualmente estuda sua substituição por Concreto Projetado Reforçado com Fibras de Polipropileno.

Primeiramente, serão tratados alguns aspectos gerais da obra, de forma a esclarecer seu contexto de implantação. Então, será feita uma análise dos perfis geológicos na área dos túneis em questão, os projetos e as variações de método construtivo utilizadas e uma comparação entre as alternativas tecnológicas dentro do mesmo método construtivo (revestimento primário do túnel executado em CPRFA, comparado com eventual substituição por CPRFPP, ou Concreto Projetado Simples com reforço de telas metálicas).

8.1. Aspectos Gerais

A obra viária do Rodoanel Metropolitano Mário Covas, também conhecida como Rodoanel Metropolitano de São Paulo, chamada comumente apenas de Rodoanel, é uma autoestrada projetada para ter 176,5km, construída como um anel viário em torno do centro da Região Metropolitana de São Paulo, com o intuito de aliviar o trânsito intenso da cidade de São Paulo, diminuindo sobretudo o grande volume de tráfego de caminhões vindos do interior do estado e das diversas regiões do país que antes cruzavam as duas vias marginais da cidade.

Sua execução foi dividida em quatro trechos: Oeste, Sul, Leste e Norte. Até a data da entrega do presente trabalho, apenas os trechos Oeste, Sul e a maior parte do Leste foram entregues (em 2002, 2010 e 2014, respectivamente), e o trecho Norte, que tem as obras estudadas neste trabalho, tem data de entrega prevista para 2016. Na Figura 43 pode-se observar o traçado do Rodoanel e as cidades pelas quais ele passa.

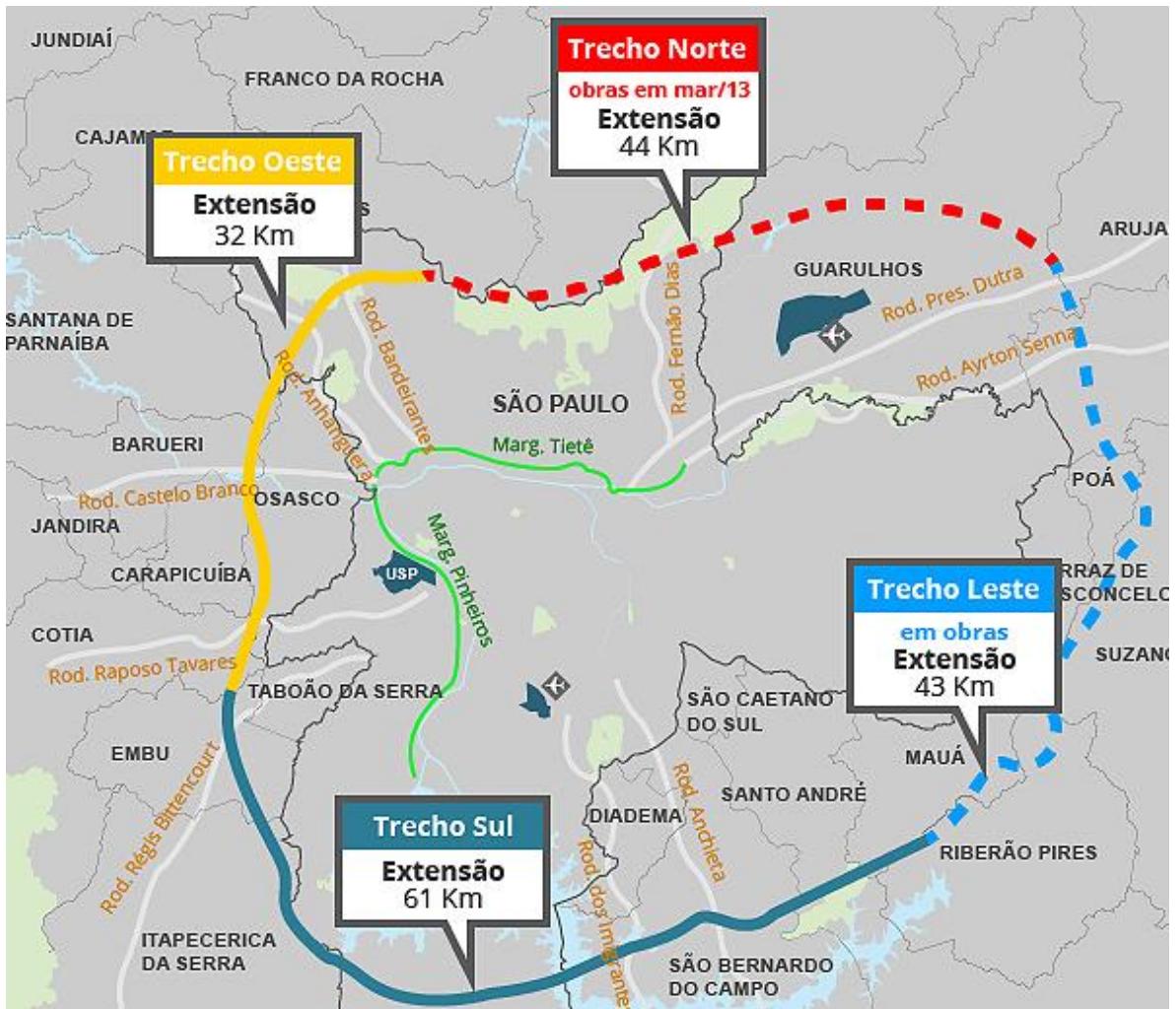


Figura 42 - Rodoanel Metropolitano Mário Covas e Região Metropolitana de São Paulo. Fonte: Governo do Estado de São Paulo (<http://saopaulo.sp.gov.br/>)

Além do município de São Paulo, quando estiver concluído, o Rodoanel passará pelas seguintes cidades: Santana de Parnaíba, Barueri, Carapicuíba, Osasco, Cotia, Embu das Artes, Itapecerica da Serra, São Bernardo do Campo, Santo André, Ribeirão Pires, Mauá, Poá, Suzano, Itaquaquecetuba, Arujá e Guarulhos. O Rodoanel também interligará os principais corredores de acesso à metrópole, as rodovias Anhanguera, Bandeirantes, Castelo Branco, Raposo Tavares, Régis Bittencourt, Imigrantes, Anchieta, Ayrton Senna, Dutra e Fernão Dias.

8.2. Histórico

Apesar do Rodoanel ser uma obra recente, ainda apenas parcialmente concluída, os princípios de sua concepção já eram vislumbrados por urbanistas e autoridades desde a segunda década do século XX, sendo que em 1952 um primeiro passo em direção ao projeto até chegou a ser dado devido à intensa expansão da frota de veículos automotores de São Paulo. No entanto, esse esboço acabou dando lugar às Avenidas Marginais Tietê e Pinheiros e às avenidas Jacu

Pêssego e Fábio Eduardo Ramos Esquível. Posteriormente as duas últimas perderam a característica de vias expressas devido à descontinuidade das obras, assim tendo apenas a função de avenidas.

A construção da Via Perimetral Metropolitana teve início em 1987, e um projeto com rota similar ao do Rodanel Metropolitano Mário Covas foi apresentado em 1992, sendo que esse mesmo traçado, com a modificação do Trecho Norte que antes passava ao norte da Serra da Cantareira, saiu do papel e virou obra em 1998, como conhecemos hoje.

Como já frisado anteriormente, o Rodanel foi dividido em quatro trechos; Oeste, entregue em 11 de outubro de 2002; Sul, entregue em 1º de abril de 2010; Leste, entregue em 3 de julho de 2014 e Norte, cujas obras foram analisadas como objeto de estudo deste trabalho, com previsão de entrega para o primeiro semestre de 2016.

Deve-se ressaltar que anteriormente ao Rodanel Mário Covas já foram esboçados e executados projetos de anéis viários, conectando as principais vias de forma a evitar o deslocamento pelo centro da cidade. Na década de 1970, o Mini Anel Viário foi inaugurado, formados pelas seguintes vias: Marginal Tietê (desde a Ponte do Tatuapé até o Complexo do Cebolão), Marginal Pinheiros (até a Ponte Ari Torres), Avenida dos Bandeirantes, Avenida Afonso d'Escagnolle Taunay, Complexo Viário Maria Maluf, Avenida Presidente Tancredo Neves, Avenida das Juntas Provisórias, Viaduto Grande São Paulo, Avenida Luís Inácio de Anhaia Melo e Avenida Salim Farah Maluf até o final, na Ponte do Tatuapé, completando o contorno do centro expandido, interligando as dez principais rodovias que chegam à cidade de São Paulo, fazem um formato próximo a uma circunferência, com distância de 5 a 10 km do centro da capital (bastante inferior aos cerca de 23 km de raio aproximado do Rodanel Mário Covas). O anel serve como delimitante do chamado Centro expandido da capital, onde é válido o rodízio municipal de veículos.

8.3. Descrição dos Trechos

8.3.1. Oeste

O trecho Oeste foi executado pelo Consórcio Integração Oeste, composto pela Companhia de Concessões Rodoviárias (CCR) e Equipav, consórcio esse que ganhou o leilão do dia 11 de março de 2008.

Esse trecho tem 32 km de extensão, indo da Avenida Raimundo Pereira de Magalhães, em Perus, até o acesso à Rodovia Régis Bittencourt, no município de Embu das Artes, sendo que

esse trecho corta as rodovias Anhanguera, Bandeirantes (como pode-se ver na Figura 44), Castelo Branco e Raposo Tavares.



Figura 43 - Imagem aérea da Rodovia dos Bandeirantes e do trecho oeste do Rodoanel Mário Covas, em São Paulo. Fonte: Estadão Conteúdo – Rodoanel Metropolitano Mário Covas

Esse trecho tem como principal objetivo evitar que os veículos que queiram trocar entre as rodovias citadas passem pela Marginal Tietê e Marginal Pinheiros, além de desafogar as avenidas Corifeu de Azevedo Marques e a Francisco Morato.

8.3.2. Sul

O trecho Sul, de 57 km, faz interligação a partir do final do trecho oeste, no trevo da Rodovia Régis Bittencourt, passando pelas Rodovias Anchieta e Imigrantes nos Municípios de Embu das Artes, Itapecerica da Serra, São Paulo, São Bernardo do Campo, Santo André e Ribeirão Pires, garantindo acesso ao Complexo Viário Jacu Pêssego, que se estende até a Rodovia Ayrton Senna.

Sua construção, finalizada em 1º de abril de 2010 foi importantíssima, pois estima-se que diminui o tráfego de caminhões em 43% na Marginal Pinheiros e 37% dos veículos na Avenida dos Bandeirantes.

8.3.3. Leste

O Trecho Leste do Rodoanel foi projetado para ter 43,5 km de extensão e passa pelos municípios de Mauá, Suzano, Poá, Itaquecetuba, Arujá e Ribeirão Pires e serve como ligação entre as rodovias que servem à Baixada Santista com a rodovia Ayrton Senna, desafogando assim o tráfego das avenidas Juntas Provisórias, Anhaia Melo e Salim Farah

Maluf. Também é importante destacar que possui um único acesso urbano que fica entre os municípios de Suzano e Poá.

As obras foram executadas pela concessionária SPMar, que também administra o trecho sul. O trecho entre a Rodovia Ayrton Senna e a Via Dutra, com 5,8 km de extensão ainda está em obras, com previsão de entrega para 2015.

8.3.4. Norte

O trecho Norte, com 44 km de extensão, ligará o trecho Oeste, desde o entroncamento com a Avenida Raimundo Pereira de Magalhães em Perus, ao trecho Leste, na intersecção com a Rodovia Dutra, atravessando os municípios de São Paulo, Mairiporã, Guarulhos e Arujá. Também é previsto acesso à Rodovia Fernão Dias e ligação exclusiva com o Aeroporto de Guarulhos.

O principal objetivo é retirar da Marginal Tietê os veículos que partem de Minas Gerais, do Vale do Paraíba e do Rio de Janeiro para o Sul do País.

O Trecho Norte do Rodoanel Metropolitano Mário Covas é a maior obra rodoviária financiada pelo BID (Banco Interamericano de Desenvolvimento) em todo o mundo. O trecho foi dividido em 6 lotes, conforme o processo de concorrência realizado, seguindo a divisão apresentada na Tabela 20.

Tabela 20 - Divisão dos lotes do Trecho Norte do Rodoanel Metropolitano Mário Covas

LOTE	EXTENSÃO (km)	VALOR	RESPONSÁVEL PELA EXECUÇÃO
Lote 1	6,20	R\$ 647.611.591,06	Consórcio Mendes Júnior/Isolux Corsán
Lote 2	4,88	R\$ 604.170.644,64	Construtora OAS LTDA
Lote 3	3,62	R\$ 601.140.442,61	Construtora OAS LTDA
Lote 4	9,10	R\$ 788.021.820,59	Acciona Infraestructuras S/A
Lote 5	7,88	R\$ 646.340.371,22	Consórcio Construcap/Copasa
Lote 6	11,96	R\$ 619.219.894,43	Acciona Infraestructuras S/A

Os trechos estudados são dos lotes 2 e 3, que contam com 4 túneis, 2 para o lote 2 (350 m e 850 m) e 2 para o lote 3 (1650 m e 1070 m). Pode-se ver na Figura 45 os túneis do Trecho Norte em destaque.



Figura 44 - Túneis do Trecho Norte do Rodoanel Metropolitano Mário Covas. Fonte: DERSA - Desenvolvimento Rodoviário S/A: Rodoanel Norte (<http://www.dersa.sp.gov.br/>)

A opção por obras de tunelamento no trecho, se deveu em grande parte à necessidade de evitar maiores áreas desmatadas (o traçado passa pela Serra da Cantareira) sem incorrer em aumento substancial do comprimento da obra.

8.4. Análise do Trecho Norte

8.4.1. Perfis Geológicos

A análise do perfil geológico do local de implantação do túnel é um passo importante para a escolha da melhor metodologia de execução, pois há grandes diferenças na execução de um túnel em solo e um túnel em rocha.

Um exemplo disso são as formas de seção. No caso de túnel em solo sua geometria necessita de um *arco invertido* para evitar o apoio de toda a carga no solo, já que ele não possui resistência suficiente. Já no caso das rochas, esse apoio pode ser diretamente nelas, resultando em seções planas na base, a Figura 46 é um típico caso de túnel em solo e a Figura 47 um exemplo de túnel em rocha.

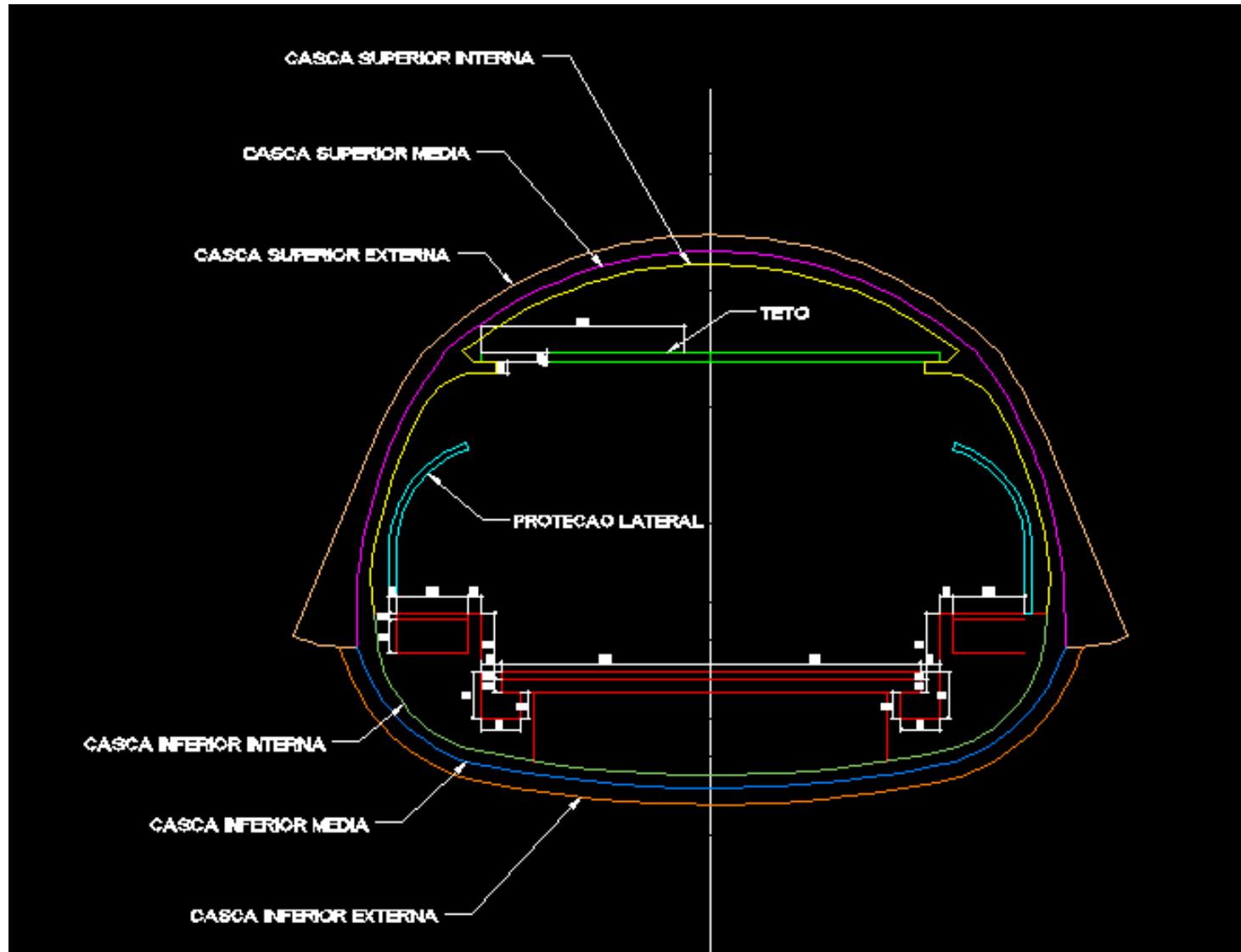


Figura 45 - Seção típica de túnel em solo. Fonte: PROSPECAD, Projetos e Treinamentos (<http://www.prospecad.com.br/>)

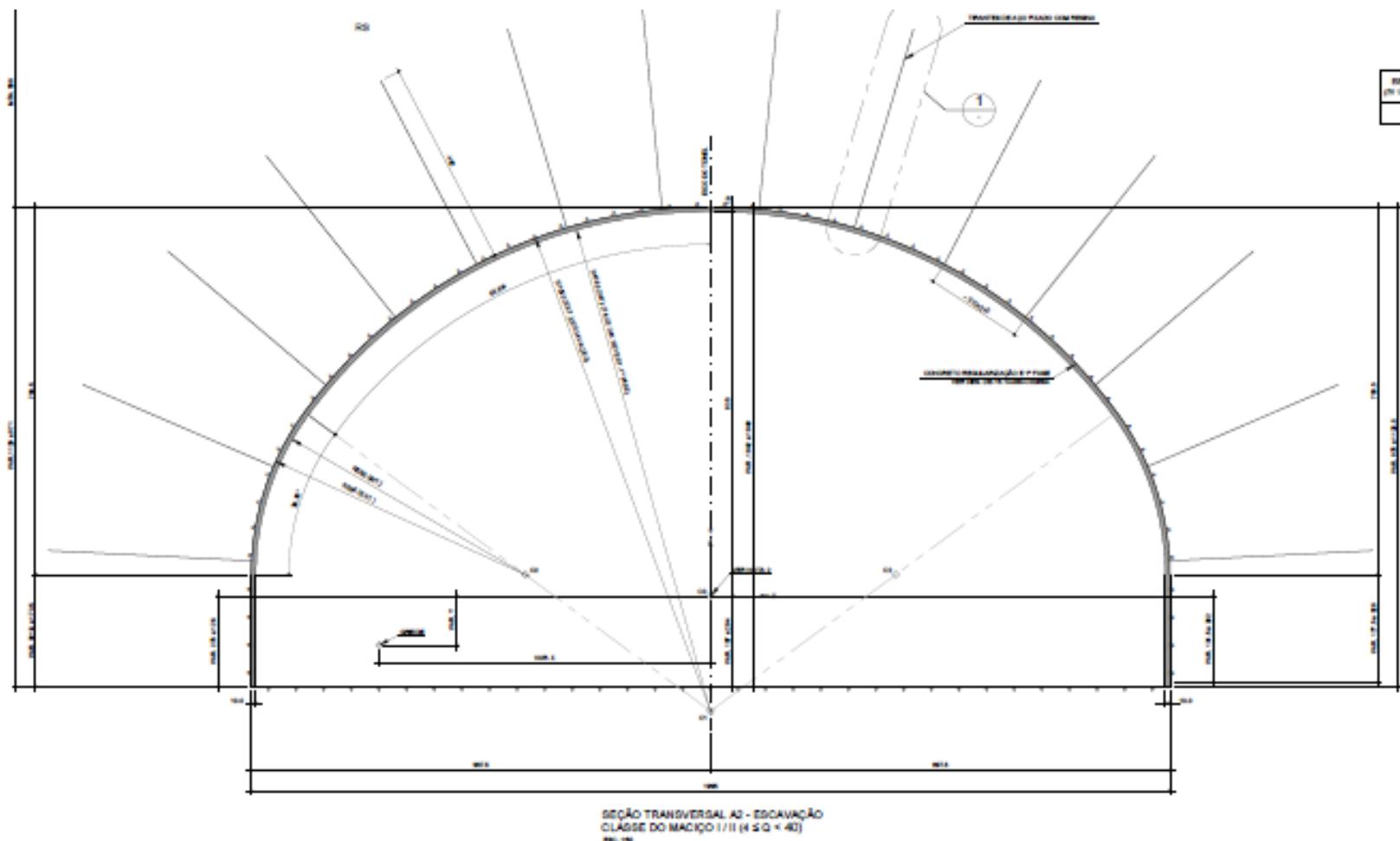


Figura 46 - Seção típica de túnel em rocha. Desenho DE-15.13.000-C02-003_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

Com a discussão dos perfis geológicos pretende-se analisar as motivações geológicas que levaram à escolha do CPRFA nos túneis dos lotes 2 e 3 do Rodoanel Norte.

No emboque Oeste do túnel 301 foram feitas algumas sondagens que foram usadas para traçar o perfil geológico, que é apresentado na Figura 48, onde se apresenta o trecho em que ocorre o emboque e a Figura 49 onde se vê um trecho de seção interna ao túnel.

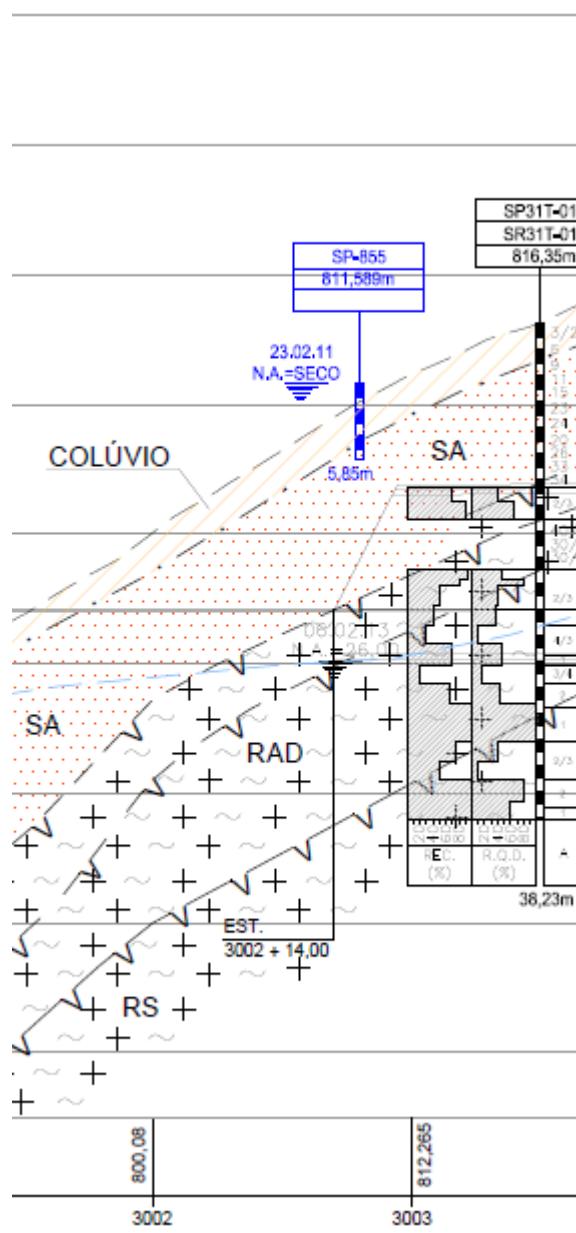


Figura 47 - Seção longitudinal do trecho do emboque do túnel 301 Oeste do Rodoanel Norte. Desenho DE-15.13.301-G03-003_A1. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

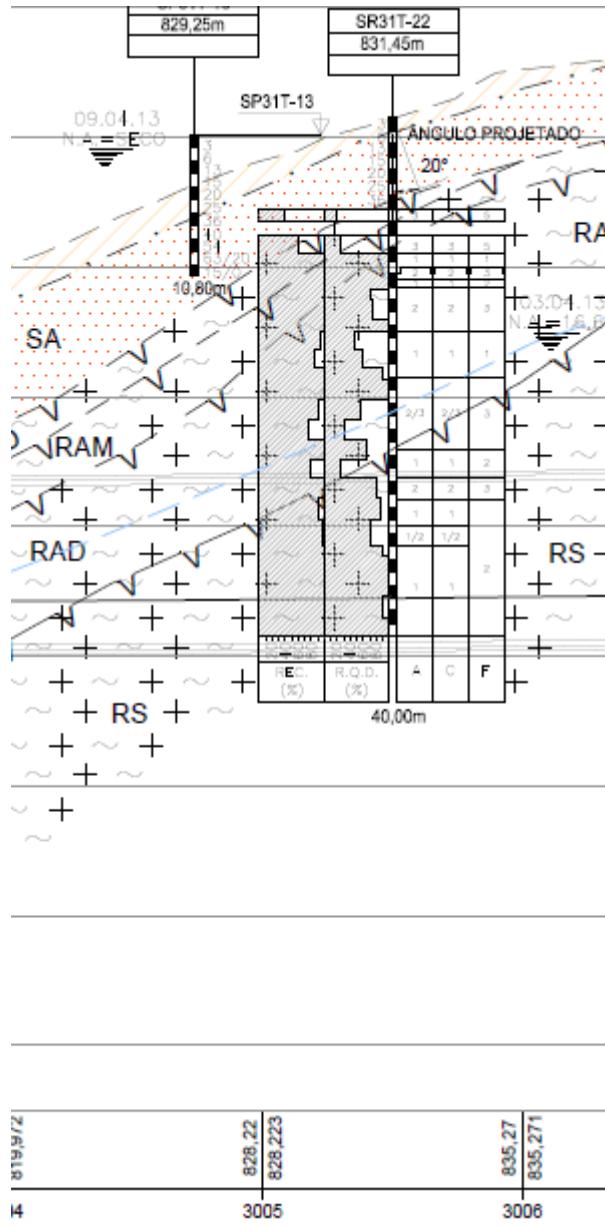
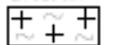


Figura 48 - Seção longitudinal do trecho do túnel 301 Oeste do Rodoanel Norte. Desenho DE-15.13.301-G03-003_A1. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

Na Figura 50 é apresentada a legenda com a classificação dos perfis geológicos usada para as Figuras 48 e 49.

LEGENDA

LITOLOGIA



GRANITO:

GRANITO MACÍO INEQUIGRANULAR, COM FECNOCRISTALIS DE FELDSPATO ALCALINO, EM PARTE MILONITIZADO.



MILONITO:

MACÍO COM TEXTURA FINA, COM FOLIAÇÃO MILONITICA

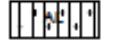
PERFIL DE ALTERAÇÃO



ATERRO:

MATERIAL HETEROGENEO, SILTO-ARGILOSO, PODENDO CONTER PEDREGULHOS DISSEMINADOS.

ALUVIÓES



1ª CAMADA:

ARGILA SILTO ARENOSA, PLÁSTICA, ORGÂNICA, CINZA ESCURA.



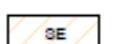
2ª CAMADA:

AREIA GROSSA SILTO ARGILOSA, CINZA



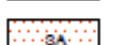
3ª CAMADA:

ARGILA SILTO ARENOSA, PLÁSTICA, ORGÂNICA, PRETA



SOLO ELUVIAL:

SOLO RESIDUAL COM TEXTURA PREDOMINANTEMENTE HOMOGÉNEA, SEM ESTRUTURAS RELIQUIARES. ESCAVÁVEL c/ LÂMINA DE AÇO.



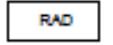
SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA:

SOLO RESIDUAL COM PRESENÇA DE ESTRUTURAS RELIQUIARES E PRESENÇA DE MATAÇÕES E/OU PORÇÕES MAIS RESISTENTES DE RAM. ESCAVÁVEL c/ LÂMINA DE AÇO. PREDOMÍNIO DE SILTOS ARENOSOS DERIVADOS DOS GRANITOS, E SILTOS ARGilosos DERIVADOS DE ROCHAS XISTOSAS.



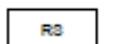
ROCHA ALTERADA MOLE:

HORIZONTE DA ROCHA MUITO ALTERADA PERFORÁVEL POR MÉTODO À PERCUSSÃO SOMENTE COM LAVAGEM POR TRÉPANO. ESCAVÁVEL COM PICARETA.



ROCHA ALTERADA DURA:

ROCHA COM DIFERENTES GRAUS DE ALTERAÇÃO, NÃO PERFORÁVEL POR MÉTODO A PERCUSSÃO. ESCAVÁVEL A FOGO.

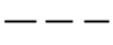


ROCHA SÁ:

ROCHA SÁ A POUCO ALTERADA COM COR E RESISTÊNCIA PRESERVADAS INTACTAS. ESCAVÁVEL A FOGO.



MATAÇÃO



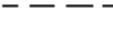
TERRENO NATURAL



NÍVEL D'ÁGUA



CONTATO SÍSMICO



CONTATO GEOLÓGICO, (APROXIMADO)



CONTATO ENTRE OS HORIZONTES DISTINTOS DE SOLO RESIDUAL (APROXIMADO QUANDO "?")



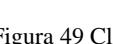
TOPO DA RAM (INFERIDO / APROXIMADO QUANDO "?")



TOPO DA RAD (INFERIDO / APROXIMADO QUANDO "?")



TOPO DA RB (INFERIDO / APROXIMADO QUANDO "?")



CONTATO LITO ESTRUTURAL

Figura 49 Classificação dos perfis geológicos. Fonte: Projetos do Rodoanel Norte

Os projetos dos túneis do Lote 2, dos mesmos projetistas, foram desenvolvidos em trechos bastante semelhantes, conforme a Figura 51.

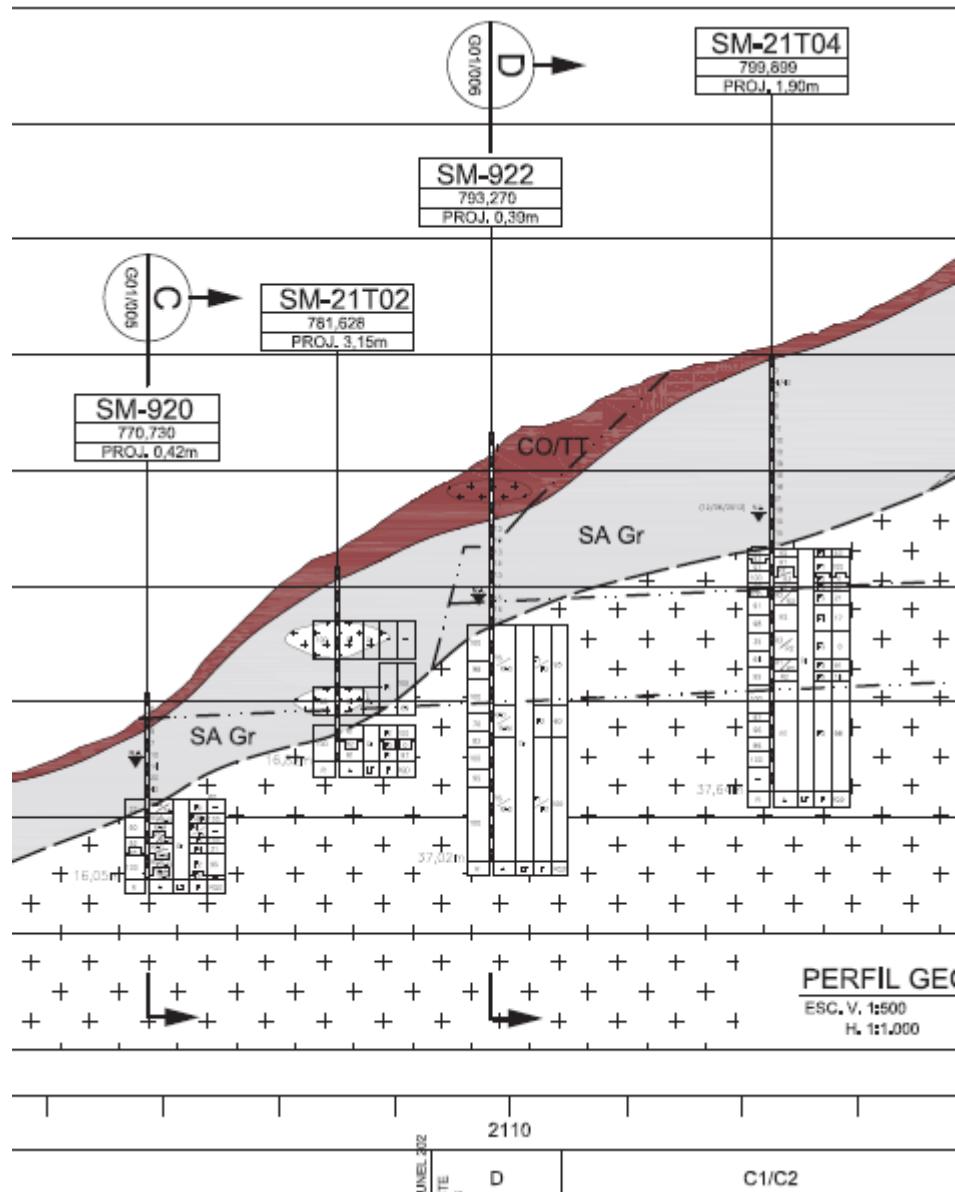


Figura 50 Perfil longitudinal de trecho do Lote 2. Desenho DE-15.12.202-G09-001_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL
ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

Pode-se ver nos perfis dos túneis do Lote 3 uma camada muito pouco espessa e superficial de solo eluvial (um solo residual), que não apresenta uma influência significativa na escolha do processo de escavação, devido a sua pouca espessura.

Logo abaixo já se encontra um solo de alteração de rocha, que possui uma espessura média no emboque mais longo, depois diminui significativamente a sua espessura, sendo também de pouca importância para a definição e escolha do tipo de execução como um todo, mas pode-se escavar um pequeno trecho em solo, o que define o uso de técnicas mais utilizadas nesse perfil, como foram utilizadas em alguns trechos de túneis do Rodoanel.

Logo em seguida percebe-se a predominância de rocha alterada, de mole à dura, o que é uma mudança significativa, e que altera o modo de execução para túnel em rocha, sendo que a partir desse ponto os tratamentos do maciço vão mudando, conforme serão apresentados nos métodos construtivos.

Por fim há um trecho significativo em rocha sã, que não possui tratamentos tão intensos.

A partir do exposto neste item percebe-se que o desenvolvimento em solo não foi de grande significância no Rodoanel Norte Lote 3, pois a maior parte desse túnel foi escavado em rocha, por isso a maior parte do método construtivo escolhido foi por meio de uso de concreto projetado com fibra de aço, que possui um bom uso e desempenho em túneis em rocha. Mas deve-se ressaltar que este não foi utilizado nos trechos em solo pelo alto custo e desempenho semelhante ao de outras técnicas mais econômicas, assim como não foi utilizado em alguns trechos de rocha sã de boa qualidade, pois nesses trechos o concreto projetado simples se mostrou muito eficiente e mais econômico. O desenvolvimento para o Lote 2 não será detalhado também, visto que é análogo, devido à similaridade dos perfis.

8.4.2. O Projeto e as variações de método construtivo

Em todas as seções dos túneis estudados, o método construtivo empregado foi o NATM (Novo Método Austríaco), com a aplicação de revestimento primário de concreto projetado (em diversos casos com fibras de aço, em outros não, a depender das condições de cada seção) e revestimento secundário de concreto moldado.

Vale ressaltar que nos trechos provisórios como “side-drifts” no projeto foi observado o uso de concreto projetado com fibras de aço, o que não é muito usual, pois torna difícil a sequencia de abertura da seção definitiva.

Devido às heterogeneidades do maciço ao longo do comprimento da escavação, e também porque os lotes analizados compreendem túneis em locais diferentes, técnicas e tecnologias diferentes foram aplicadas, dependendo da classe do maciço e das condições encontradas na própria escavação. Dentre as diferenças básicas encontradas podemos perceber que para maciços de Classe A os tirantes instalados durante a construção são esporádicos e que não houve necessidade do concreto projetado ter sido reforçado com fibras, devido à boa resistência desta classe de maciço. Já para maciços Classes B, C1 e C2 foi necessária a instalação de tirantes sistemáticos bem como o uso de reforço com fibras metálicas no concreto projetado para o revestimento primário, devido à sua resistência inferior em

comparação à classe citada anteriormente. Os maciços classe D, por conta da sua baixa capacidade de suporte, são construídos escavando-se inicialmente os “Side Drifts” para posterior escavação do núcleo central. Além disso, para essa classe de maciços são utilizadas cambotas treliçadas e concreto reforçado com fibras metálicas a fim de melhorar as condições de suporte do mesmo. E por fim para maciços de transição solo/rocha, assim como para maciços classe D, é necessário a execução em “Side Drifts” (técnica utilizada para escavação parcializada, onde primeiramente se escava duas abas laterais para reforçar o solo com concreto projetado para só depois se escavar o resto e demolir as abas “extras”), o uso de cambotas treliçadas e o reforço do concreto projetado com fibras metálicas.

As classes de maciço foram definidas a partir do parâmetro Q de Barton, índice desenvolvido por Barton, Lien e Lund, do Norwegian Geotechnical Institute a partir da observação de um grande número de escavações e tem por base seis fatores e seu valor numérico e baseado na seguinte fórmula:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$$

Onde:

RQD/J_n caracteriza a estrutura do maciço rochoso e constitui uma medida do bloco unitário; o seu valor, varia entre 200 e 0,5 e dá uma ideia genérica da dimensão dos blocos.

J_r/J_a caracteriza as descontinuidades e o seu enchimento sob o aspecto da rugosidade e do grau de alteração.

J_w/SRF representa o estado de tensão no maciço rochoso.

A seguir são apresentados os métodos construtivos de forma melhor detalhada para todos os tipos de maciços citados anteriormente:

- Lote 2 – Túnel 202
 - Túnel de Via – Seções Tipo STA-A (**Aplicação: Maciços Classe A**)

Sequência executiva:

1 – Escavação da calota, com fogo de contorno cuidadoso, em avanço de 3 a 4 m, conforme a Figura 52;

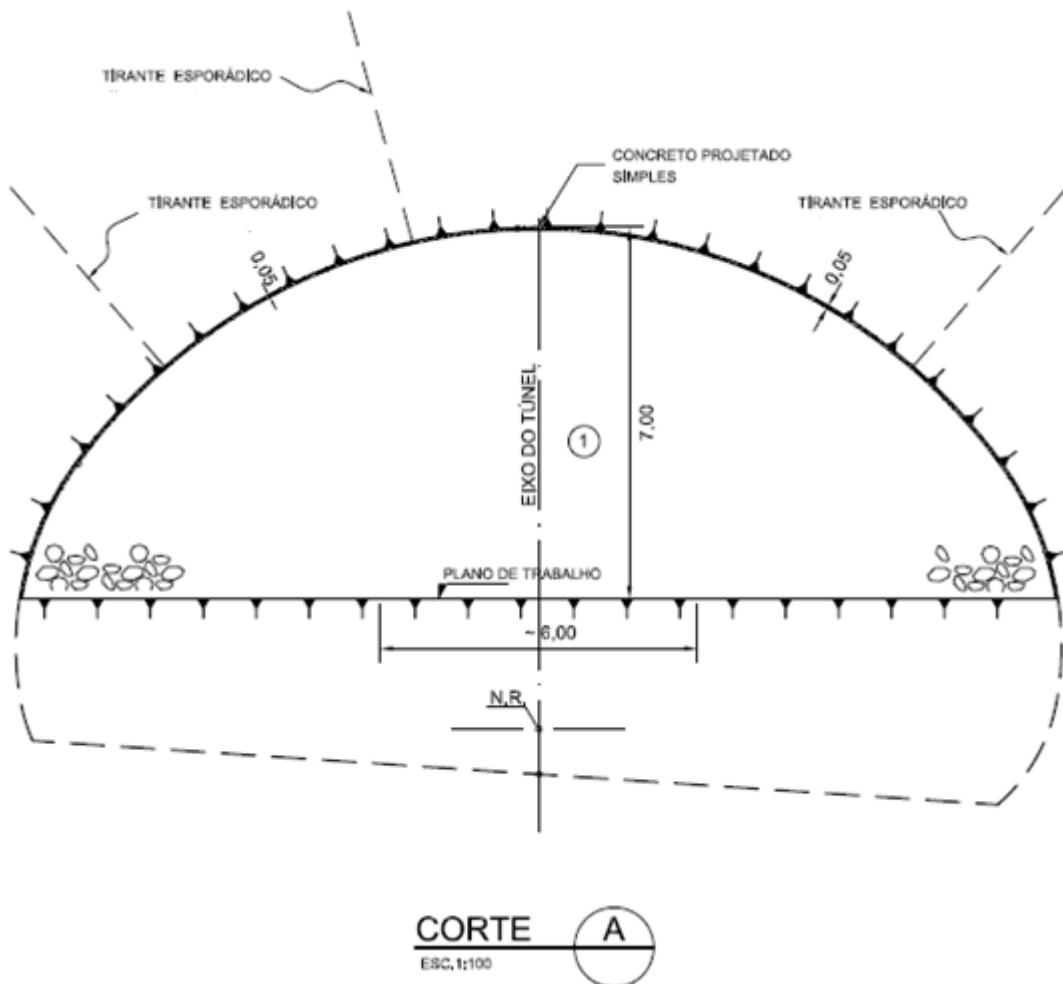


Figura 51 - Corte A da seção STA – A. Desenho DE-15.12.202-C02-006_B. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL
ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

- 2 – Remoção de blocos soltos (“chocos”) e entulhos;
- 3 – Instalação de tirantes esporádicos;
- 4 – Aplicação de 0,05 m de concreto projetado simples na região da abóbada;
- 5 – Repetição dos itens 1 a 4 por mais um avanço
- 6 – Escavação da porção central do rebaixo, com fogo cuidadoso, em avanço de 3 a 4 m, conforme a Figura 53;

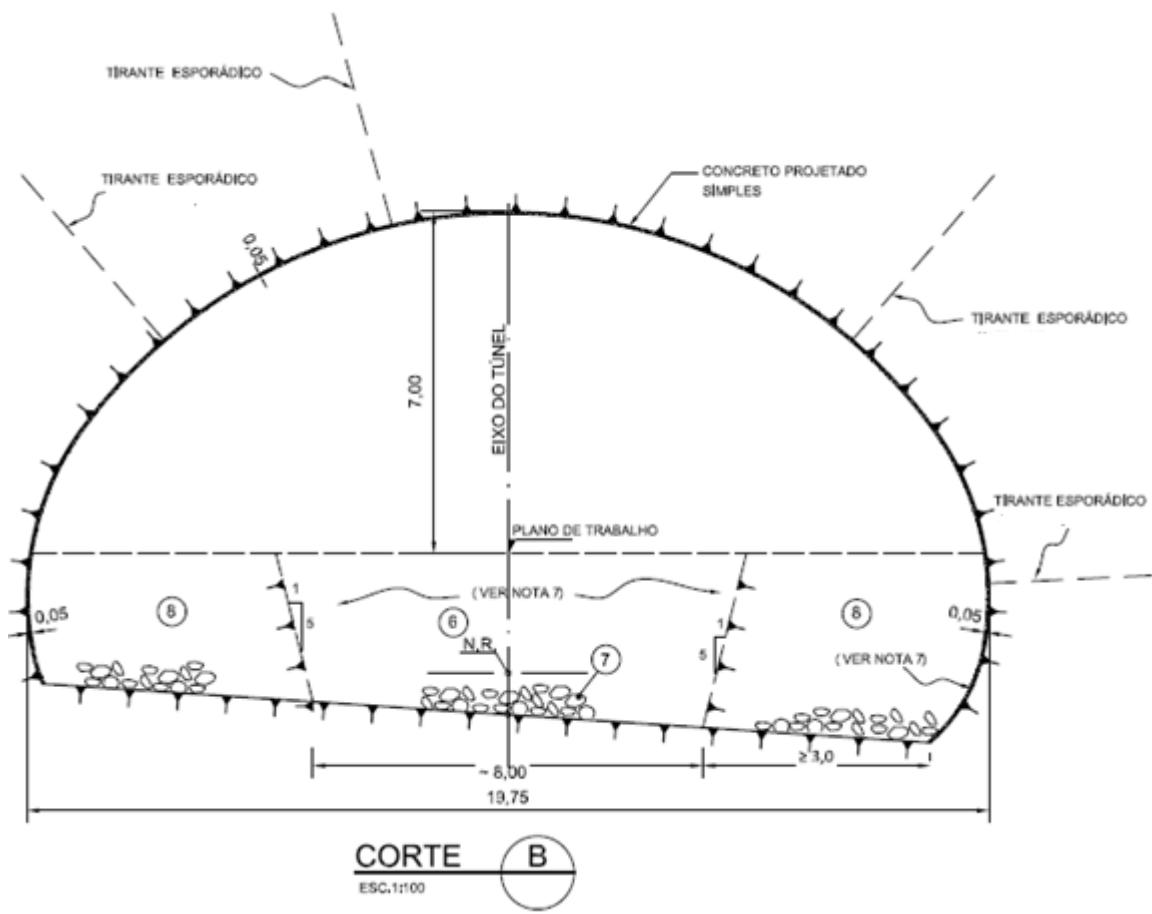


Figura 52 - Corte B da seção STA – A. Desenho DE-15.12.202-C02-006_B. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

7 – Remoção de entulhos;

8 – Escavação alternada das laterais da porção central, com fogo de contorno cuidadoso em avanço de 3 a 4 m e remoção de entulhos;

9 – Instalação eventual de tirantes esporádicos e aplicação de 0,05 m de concreto projetado simples;

10 – Repetição sucessiva dos itens 6 a 9 até subsequente esquema construtivo;

11 – Execução do revestimento secundário em concreto moldado.

- Lote 2 – Túnel 201
 - Túnel de Via – Seções Tipo STA-B/STA-C1/STA-C2 (**Aplicação: Maciços Classes: B, C1 e C2**)

Sequência executiva:

1 – Escavação da porção central da calota, conforme esquematizado na Figura 54, utilizando fogo de contorno cuidadoso, sendo que o avanço varia de 2.0 a 4.0m, dependendo do tipo de maciço;

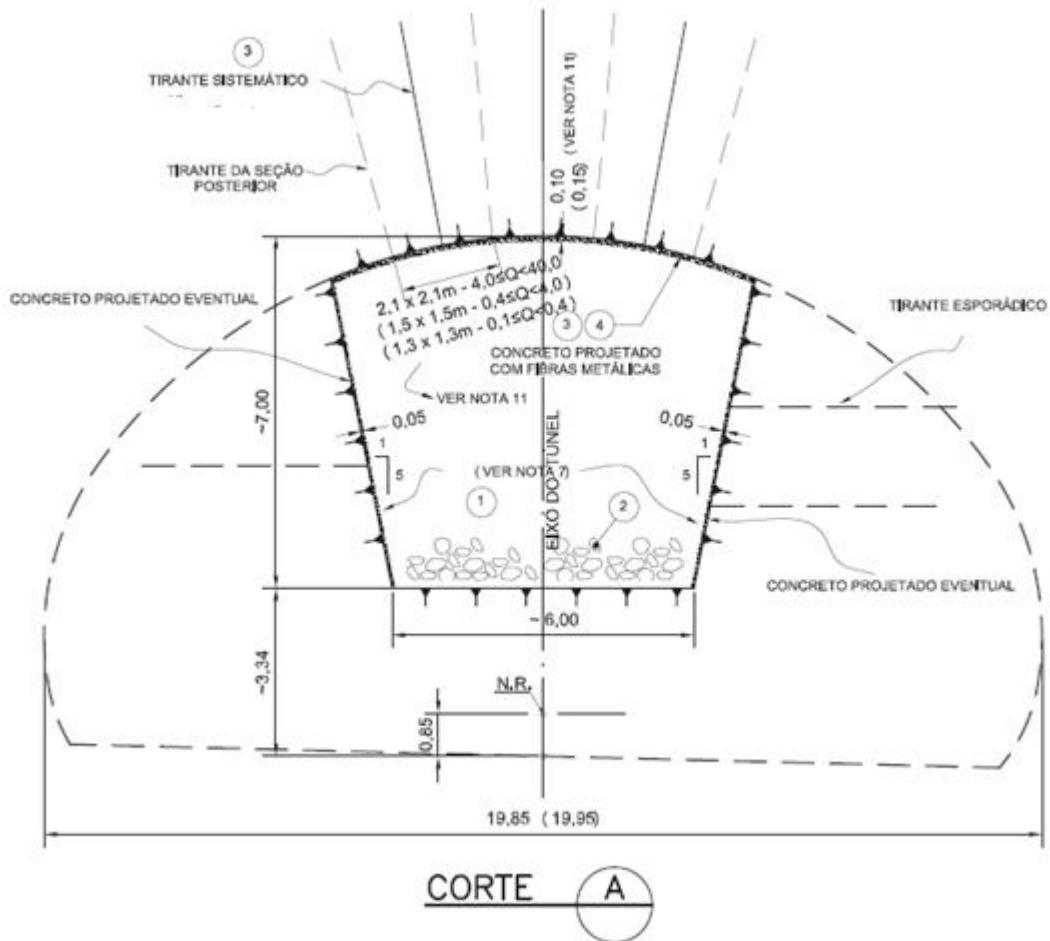


Figura 53 - Corte A da seção STA-B/STA-C1/STA-C2. Desenho DE-15.12.201-C02-007_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

2 – Remoção de entulhos e blocos soltos (“chocos”);

3 – Aplicação de 0.05m de concreto projetado com fibras metálicas e posterior instalação de tirantes sistemáticos;

4 – Complementação de 0.05m (totalizando 0.10m) de concreto projetado com fibras metálicas;

5 – Repetição dos itens 1 a 4 por mais um avanço;

6 – Escavação do alargamento junto à lateral esquerda da calota em avanço variando de 2.0 a 4.0m, dependendo do maciço, conforme esquematizado na Figura 55;

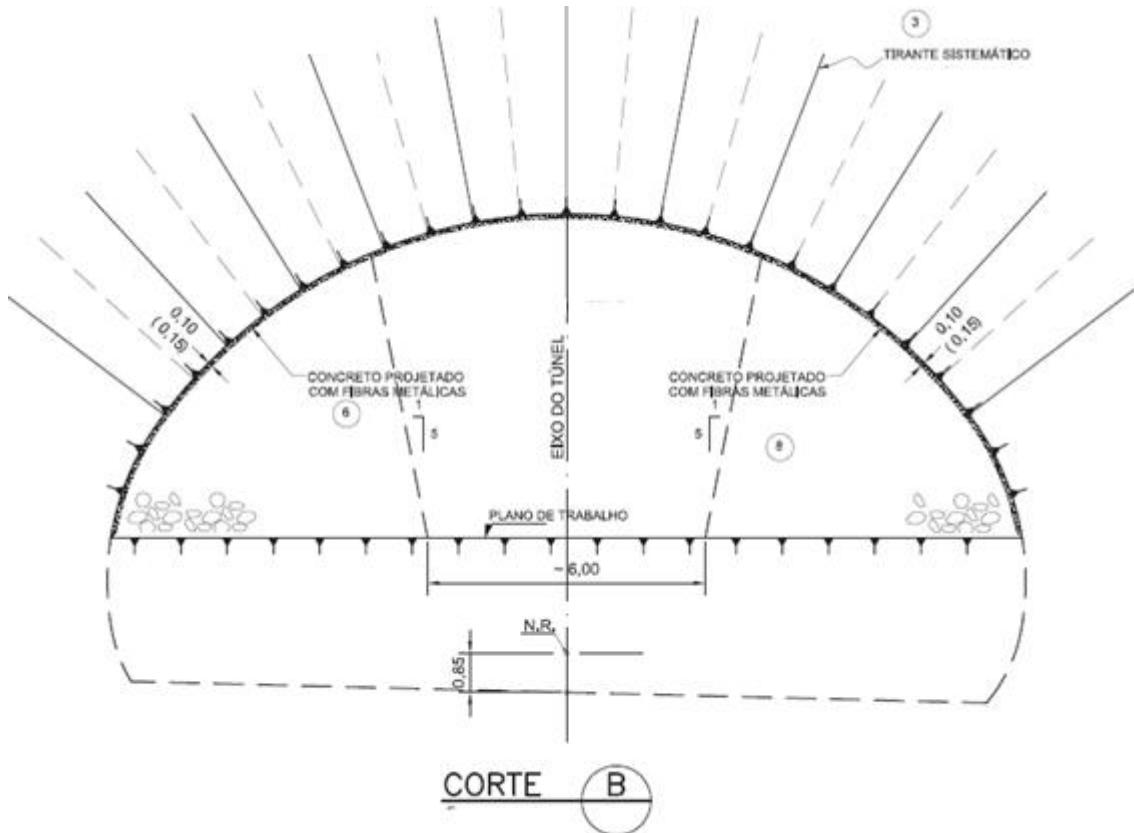


Figura 54 – Corte B da seção STA-B/STA-C1/STA-C2. Desenho DE-15.12.201-C02-007_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

7 – Repetição sucessiva dos itens 2 a 4;

8 – Repetição dos itens 6 e 7 para o alargamento junto a lateral direita da calota, conforme esquematizado na Figura 55. Nota-se que deve ser atendida a distância mínima estabelecida entre frentes de escavação, sendo 10.0m entre a porção central e o alargamento esquerdo, e 6.0m entre este e o alargamento lateral oposto;

9 – Repetição sucessiva dos itens 1 a 8, até o subsequente esquema construtivo;

10 – Escavação da porção central do rebaixo, com fogo cuidadoso, em avanço de 3.0 a 4.0m, como mostrado na Figura 56;

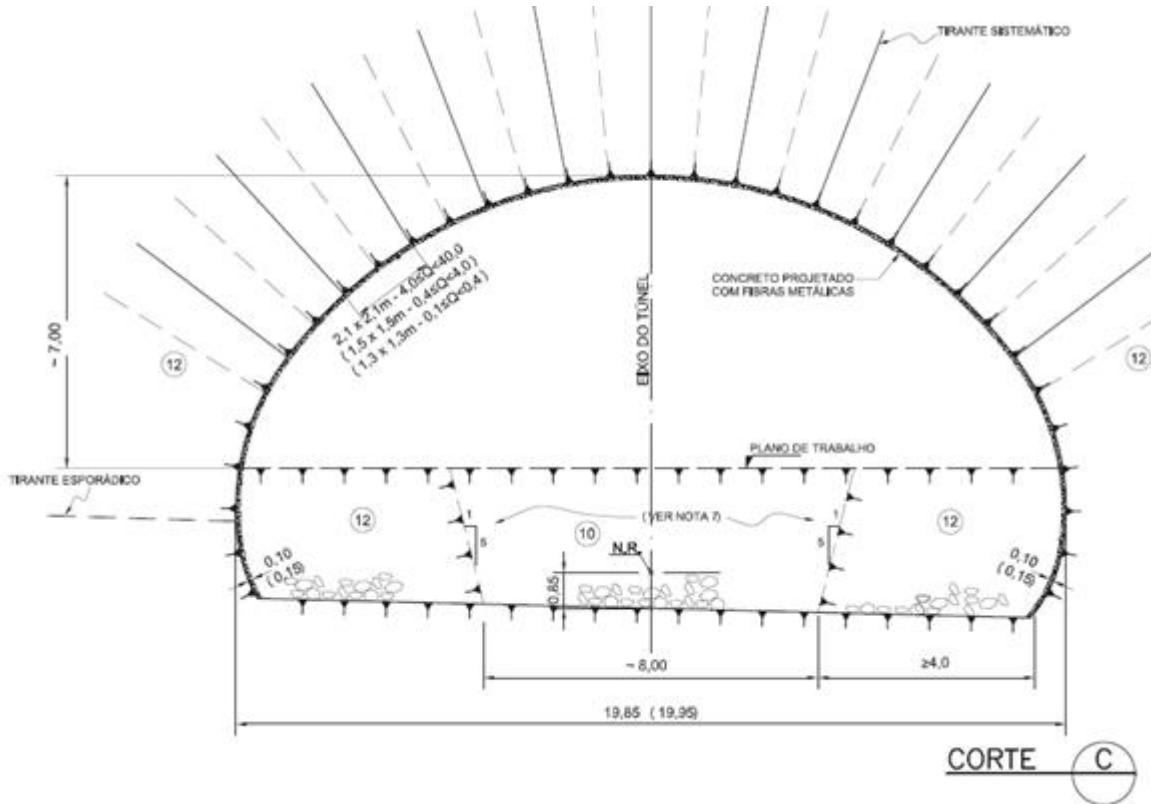


Figura 55 - Corte C da seção STA-B/STA-C1/STA-C2. Desenho DE-15.12.201-C02-007_A. Fonte: SETEPLA
TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

11 – Remoções de entulhos;

12 – Escavação alternada das laterais da porção central, conforme esquematizado na Figura 57, com fogo de contorno cuidadoso em avanço de 3.0m, e remoção de entulho, com complementação central do atiramento da abóboda do túnel;

13 – Aplicação de 0.05m de concreto projetado com fibras metálicas, instalação eventual de tirantes esporádicos quando se julgar necessário e complementação da espessura do revestimento;

14 – Repetição sucessiva dos itens 10 e 13 até o subsequente esquema construtivo;

15 – Execução do revestimento secundário em concreto moldado;

- Túnel de Via – Seções Tipo STA-D “Side Drifts” (**Aplicação: Maciços Classe D, Q<1**)

Sequência executiva:

1 – Escavação do “Side-Drift” 1 em avanço de 0.80m, com manutenção do núcleo central, conforme esquematizado na Figura 57;

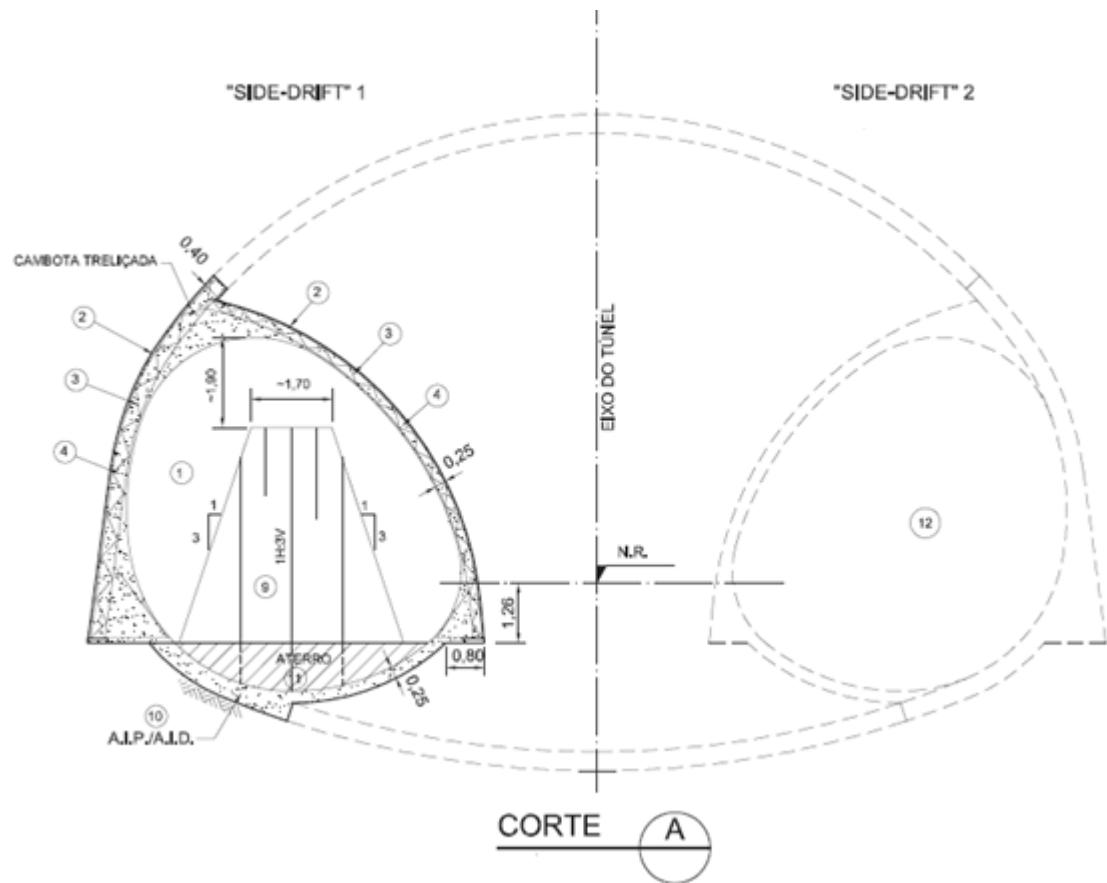


Figura 56 - Corte A da seção STA-D. Desenho DE-15.12.201-C02-008_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL
ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

2 – Aplicação de 0.05m de concreto projetado na parte externa e 0.03m na parte interna provisória do “Side-Drift”;

3 – Instalação da cambota Treliçada;

4 – Aplicação de 0.15m de concreto projetado na parte externa e 0.10m na parte interna provisória do “Side-Drift”;

5 – Repetição dos itens 1 a 4 por mais um avanço de 0.60m;

6 – Completar espessura do revestimento no avanço anterior;

7 – Repetição sucessiva dos itens 5 e 6 até a frente de escavação atingir 5.60m do último segmento de A.I.P existente;

8 – Proteção eventual da frente de escavação com aplicação de 0.03m de concreto projetado;

9 – Remoção parcial do núcleo central, em avanço de 1.60m;

10 – Execução do Arco Invertido Provisório (A.I.P.) na região interna ao “Side-Drift” e execução do aterro de proteção, sendo necessário executar aterro quando o concreto projetado do A.I.P. atingir resistência \geq 5 MPa;

11 – Repetição sucessiva dos itens 1 a 10 até subsequente esquema construtivo;

12 – Repetição da sequência construtiva para o 2º “Side Drift”, sendo necessário manter distância mínima de 10m entre as frentes de escavação de ambos os “Side-Drifts” e destes para a etapa da calota central;

13 – Execução de aterros de confinamento no interior dos “Side-Drifts”, conforme esquematizado na Figura 58;

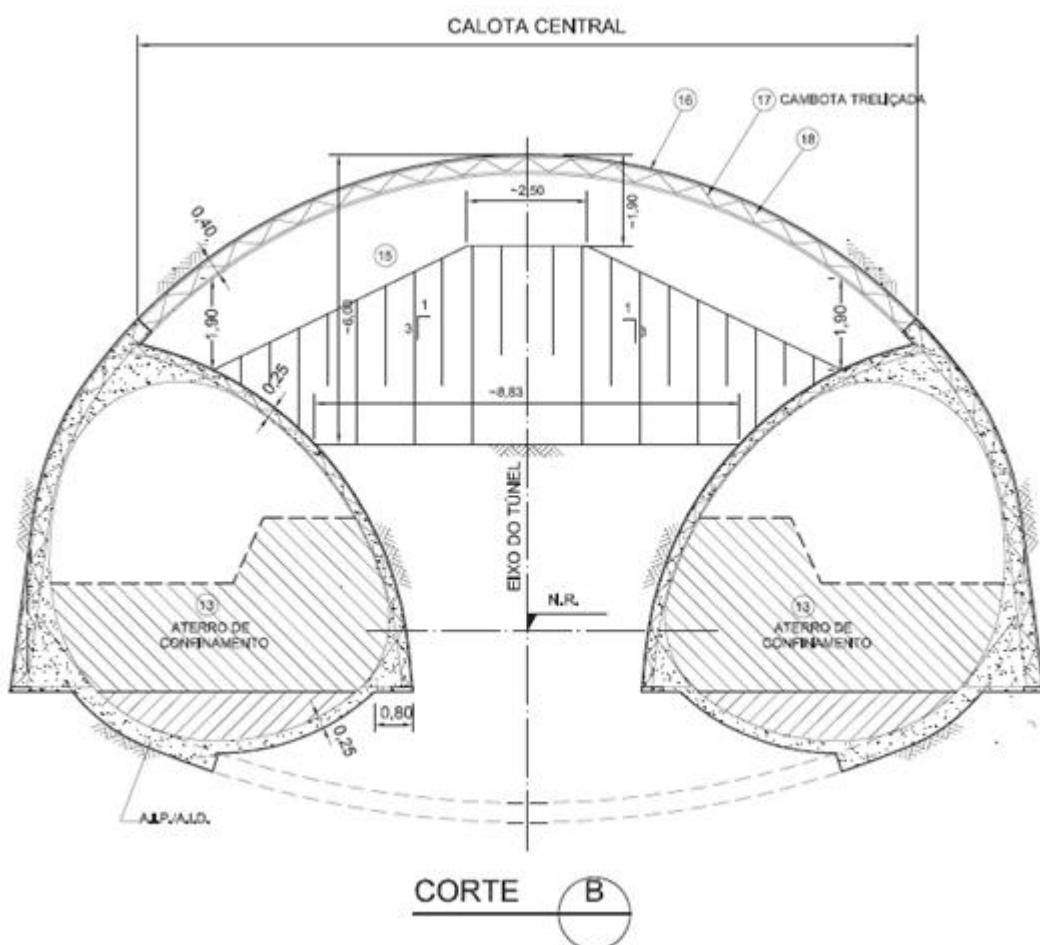


Figura 57 - Corte B da seção STA-D. Desenho DE-15.12.201-C02-008_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

14 – Adequação do aterro ou plataforma para acesso às escavações;

15 – Escavação da calota central em avanço de 0.80m com manutenção do núcleo central, conforme esquematizado na Figura 58;

16 – Aplicação de 0.05m de concreto projetado;

17 – Instalação do segmento central de cambota treliçada;

18 – Aplicação de 0.15m de concreto projetado;

19 – Repetição dos itens 15 a 18 por mais um avanço de 0.80m;

20 – Completar a espessura do revestimento no avanço anterior;

21 – Repetição dos itens 19 e 20 por mais 5 avanços de 0.80m;

22 – Remoção do núcleo central em avanço de 1.60m;

23 – Repetição dos itens 15 a 18 por mais 02 avanços de 0.80m e repetição do item 22 por um avanço de 1.60m até subsequente esquema construtivo;

24 – Escavação da 1^a etapa do rebaixo com avanço de 1.60m;

25 – Escavação da 2^a Etapa do rebaixo com 1 avanço de 1.60m, sendo que, dependendo das condições geológicas, a escavação dos rebaixos pode ser feita em uma única etapa;

26 – Demolição das paredes internas do “Side-Drift” e remoção do aterro de confinamento em avanço de 1.80m, conforme esquematizado na Figura 59;

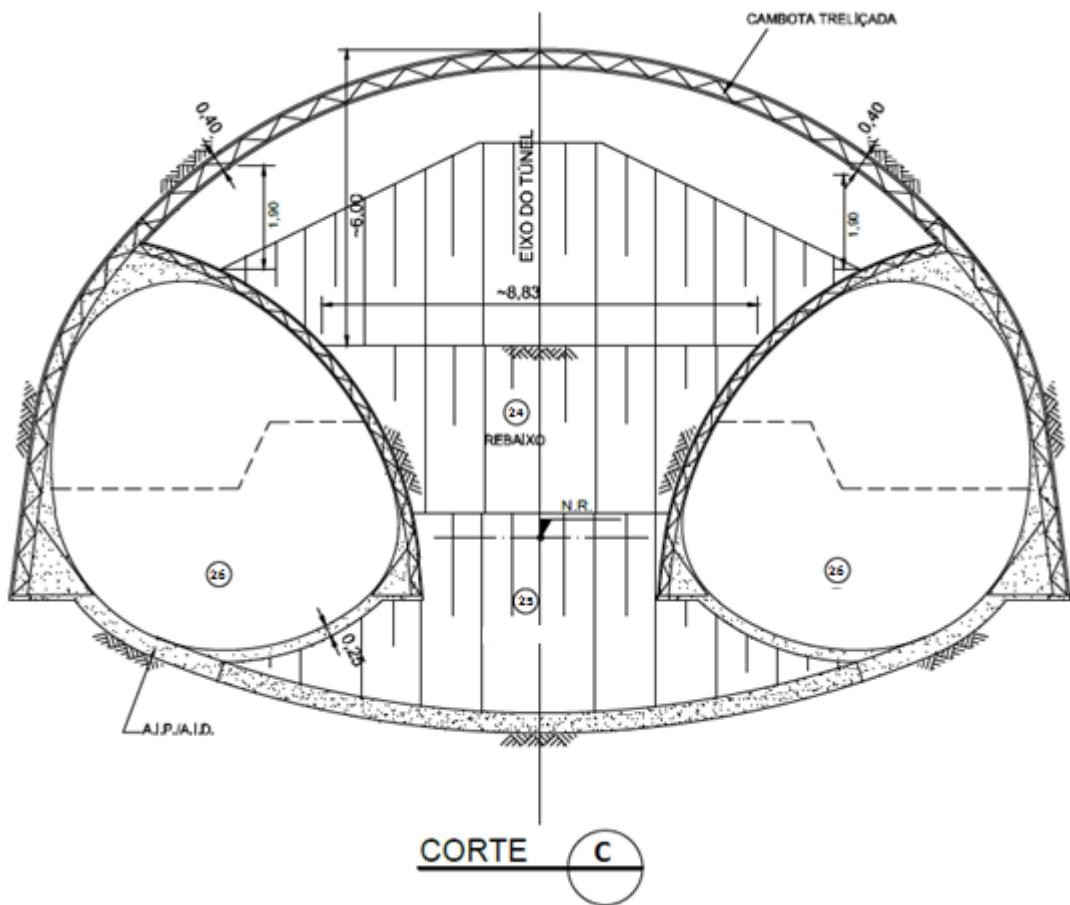


Figura 58 - Corte C da seção STA-D. Desenho DE-15.12.201-C02-009_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL
ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

27 – Demolição parcial do A.I.P., conforme esquematizado na Figura 60;

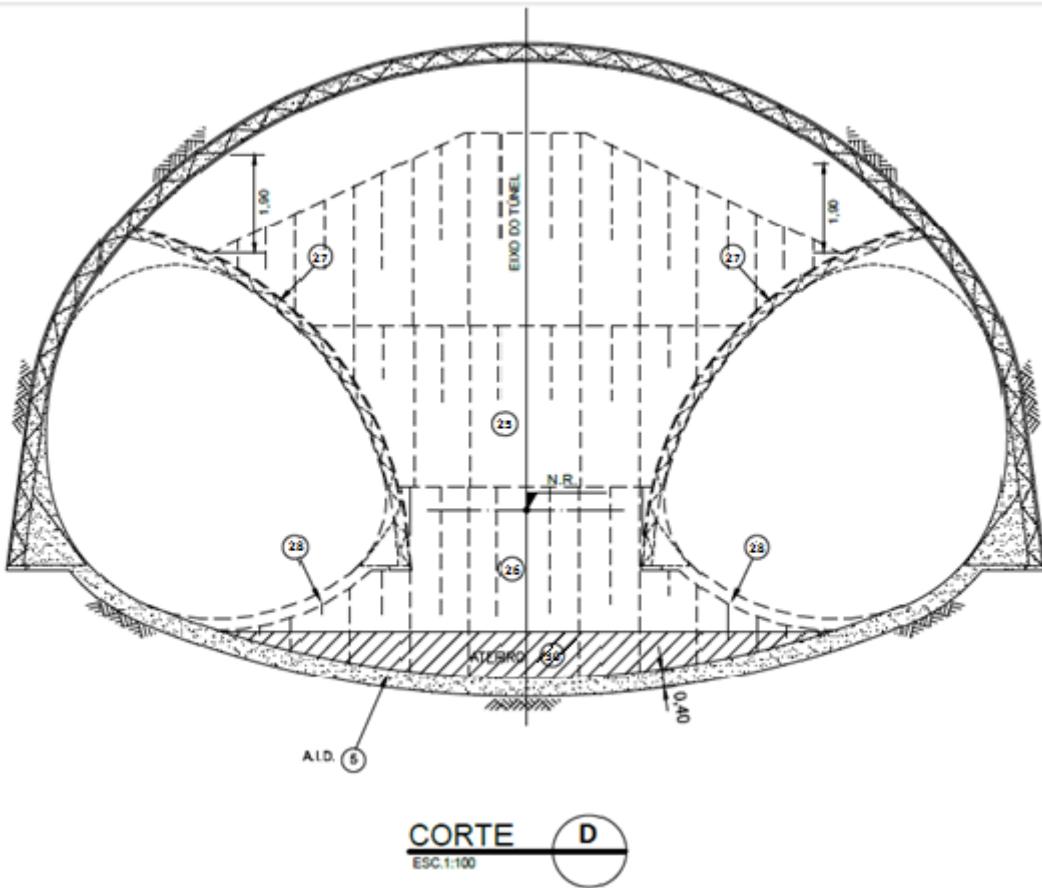


Figura 59 - Corte D da seção STA-D. Desenho DE-15.12.201-C02-009_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL
ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

- 28 – Execução do A.I.D. em concreto projetado com fibras metálicas, conforme esquematizado na Figura 61;
- 29 – Execução do aterro de proteção do A.I.D. após o concreto projetado atingir a resistência de compressão maior ou igual a 5 Mpa, conforme esquematizado na Figura 60;
- 30 – Repetição dos itens 24 a 29 até subsequente esquema construtivo;
- 31 – Execução do revestimento secundário em concreto moldado, após estabilização das deformações verificada com base em resultados de instrumentação.

- Túnel de Via – Seções Tipo STA-M “Side Drifts” (**Aplicação: Transição Solo/Rocha**)

Sequência executiva:

1 – Escavação do “Side-Drift” 1 em avanço de 0.80m, conforme esquematizado na Figura 61, com emprego de fogo cuidadoso nas porções em rocha. Também prevê-se a remoção de blocos soltos (“chocos”) e entulhos;

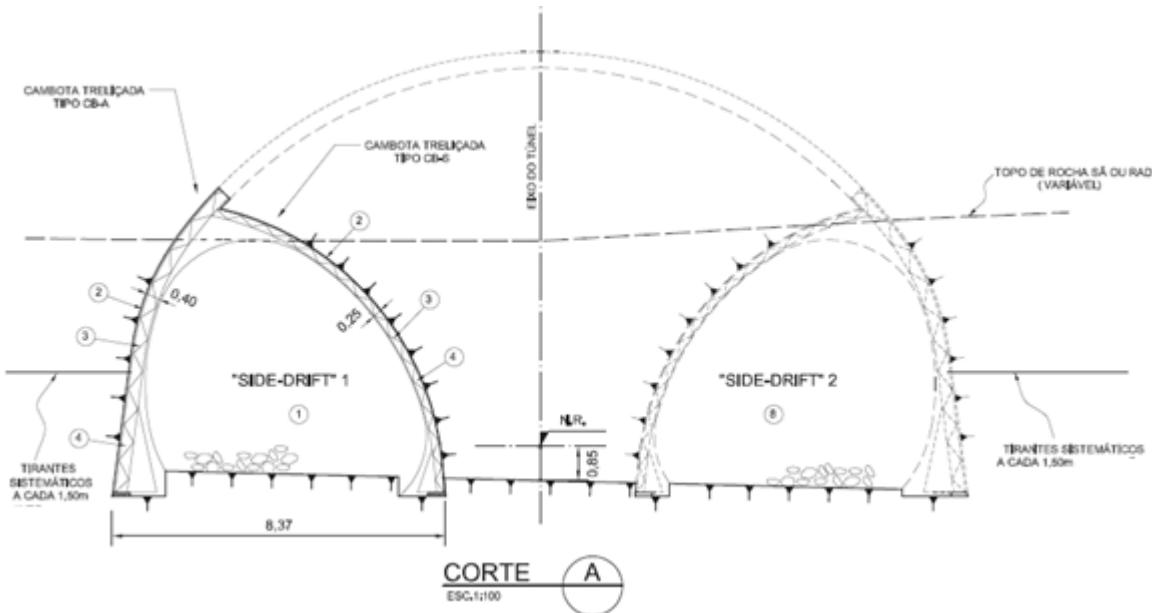


Figura 60 - Corte A da seção STA - M. Desenho DE-15.12.201-C02-010_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL
ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

2 – Aplicação de 0.05m de concreto projetado na parte externa e 0.03m na parte interna provisória do “Side-Drift” 1;

3 – Instalação da cambota treliçada, como pode-se ver na Figura 61;

4 – Aplicação de 0.15m de concreto projetado na parte externa e 0.10m na parte interna provisória do “Side-Drift” 1;

5 – Repetição dos itens 1 a 4 por maisum avanço de 0.80m;

6 – Completar a espessura do revestimento no avanço anterior e conformação completa das sapatas junto a base da calota;

7 – Repetição sucessiva dos itens 1 a 6 até subsequente esquema construtivo;

8 – Repetição da sequência construtiva para o “Side-Drift” 2, respeitando a distância mínima de 10m entre as frentes de escavação de ambos os “Side-Drifts” e destes para a etapa da calota central;

9 – Execução de aterros de confinamento no interior dos “Side-Drifts”, como esquematizado na Figura 62, desde que a predominância na seção seja em solo;

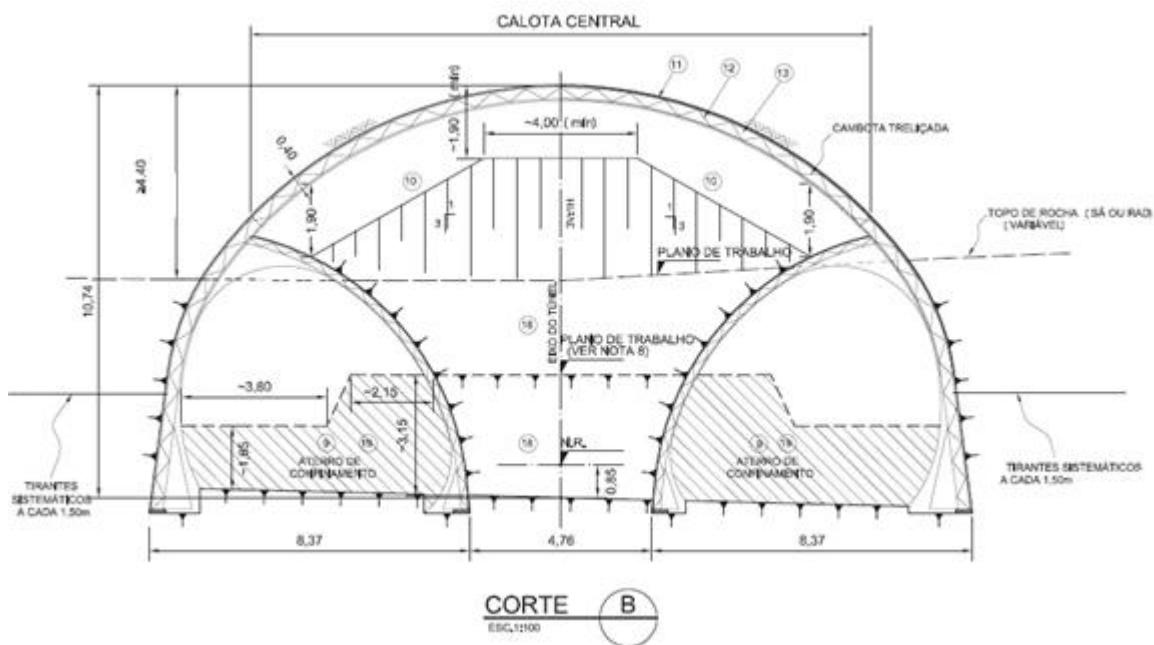


Figura 61 - Corte B da seção STA - M. Desenho DE-15.12.201-C02-010_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL
ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

10 – Escavação da calota central em avanço de 0.80m, como esquematizado na Figura 62, com manutenção d núcleo central, remoção de blocos soltos (“chocos”) e entulhos;

11 – Aplicação de 0.05m de concreto projetado;

12 – Instalação do segmento central da cambota treliçada, como pode-se ver na Figura 62;

13 – Aplicação de 0.20m de concreto projetado;

14 – Repetição dos itens 10 a 13 por mais um avanço de 0.80m;

15 – Complementação da espessura do revestimento no avanço anterior;

16 – Remoção do núcleo central em avanço de 1.60m, obervando-se suas dimensões mínimas;

17 – Repetição dos itens 10 a 16 até subsequente esquema construtivo;

18 – Escavação da porção centreal do rebaixo, com fogo cuidadoso, em avanço de 2.40m, sendo que de acordo com as consdições geológicas eese rebaixo deverá ser escavado em duas etapas;

19 – Remoção de blocos soltos (“chocos”) e entulhos;

20 – Demolição das paredes laterais dos “Side-Drifts” e remoção do aterro de confinamento em avanço de 2.40m, como esquematizado na Figura 63;

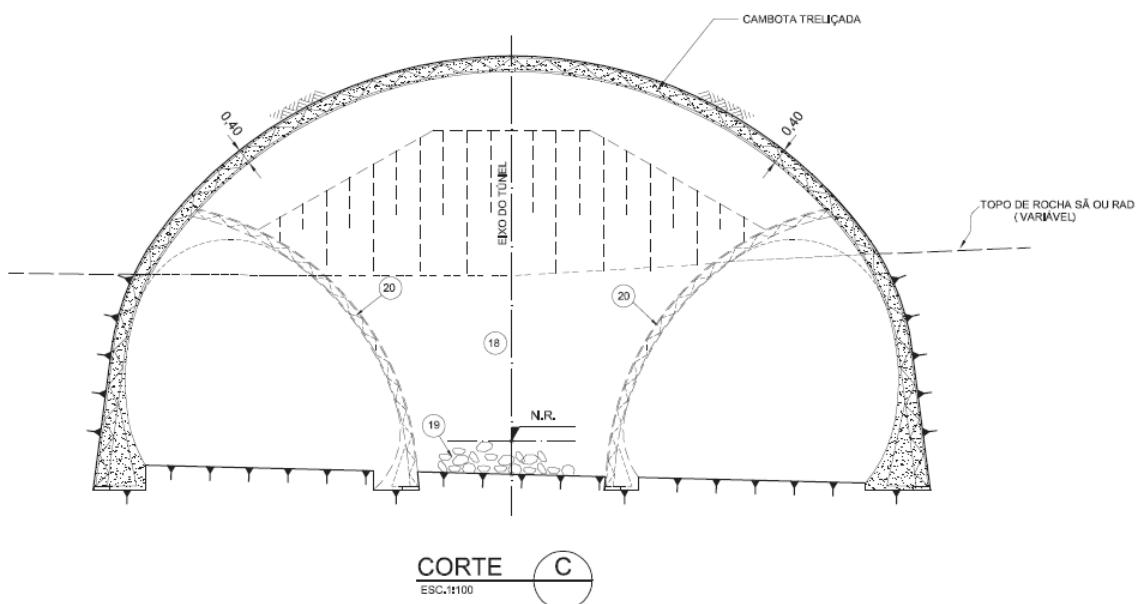


Figura 62 - Corte C da seção STA - M. Desenho DE-15.12.201-C02-010_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

21 – Execução do aterro de regularização do piso;

22 – Repetição sucessiva dos itens 18 a 21 até subsequente esquema construtivo;

23 – Execução do revestimento secundário em concreto moldado, após estabilização das deformações verificada com base em resultados de instrumentação.

- Lote 02 – Túnel 202
 - Túnel de Via – Seção Tipo STA-M (Parcialização: “Side-Drifts”). **Aplicação: Transição Solo/Rocha**

Neste caso, nota-se que apesar de se tratar de um túnel diferente daquele apresentado no exemplo anterior, o método empregado é praticamente idêntico pois são feitos em maciços de mesma classe.

Sequência Executiva:

1 - Escavação do “Side-Drift” 1 em avanço de 0,80m, com emprego de fogo cuidadoso nas porções em rocha. Remoção de blocos soltos (chocos) e entulhos, conforme a Figura 64;

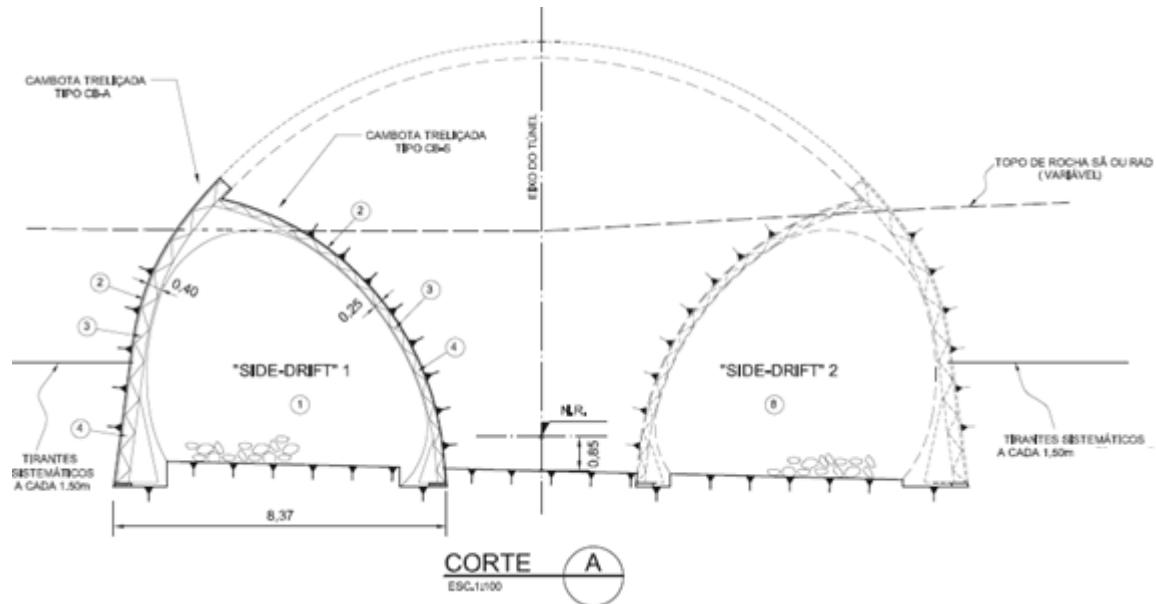


Figura 63 - Corte A da seção STA-M. Desenho DE-15.12.202-C02-010_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

2 - Aplicação de 0,05m de concreto projetado com fibras metálicas;

3 - Instalação da cambota treliçada (detalhada na Figura 65);

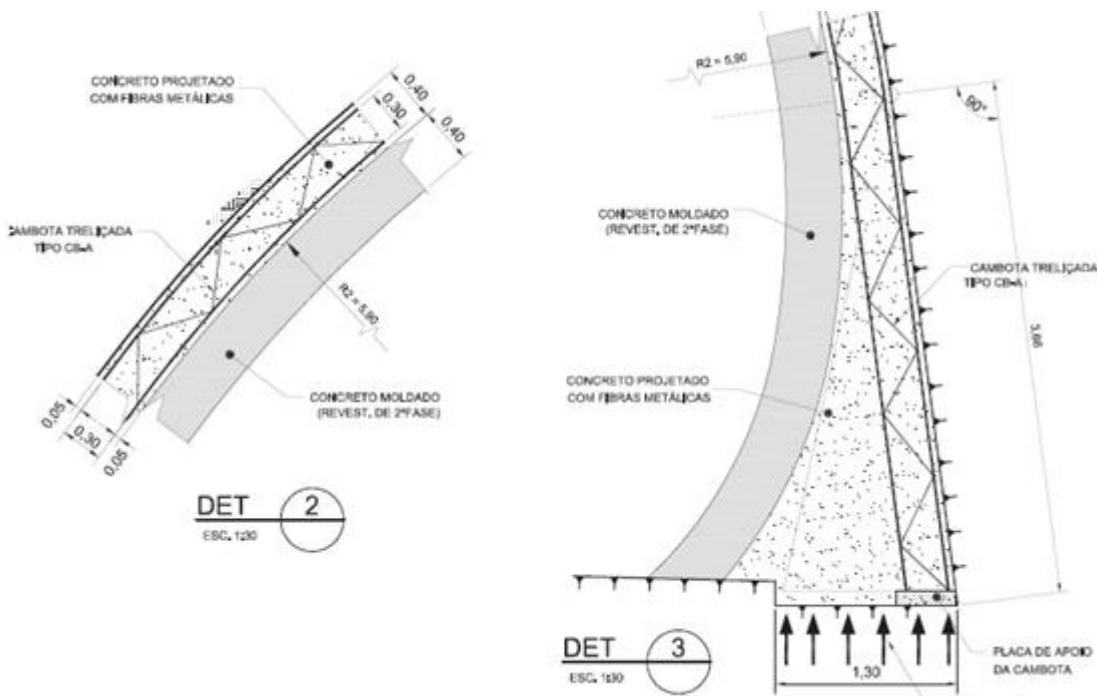


Figura 64 - Detalhamento de instalação da cambota. Desenho DE-15.12.202-C02-010_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

- 4 - Aplicação ade 0,15m de concreto projetado com fibras metálicas;
- 5 - Repetição dos itens 1 a 4 por mais um avanço de 0.80m;
- 6 - Completar a espessura do revestimento no avanço anterior e conformação completa das sapatas junto a base da calota
- 7 - Repetição sucessiva dos itens 1 a 6 até subsequente esquema construtivo;
- 8 - Repetição da sequência executiva para o 2º “Side-Drift”;
- 9 - Execução dos aterros de confinamento no interior dos “Side-Drifts” conforme visto na Figura 66, desde que a predominância na seção seja em solo;

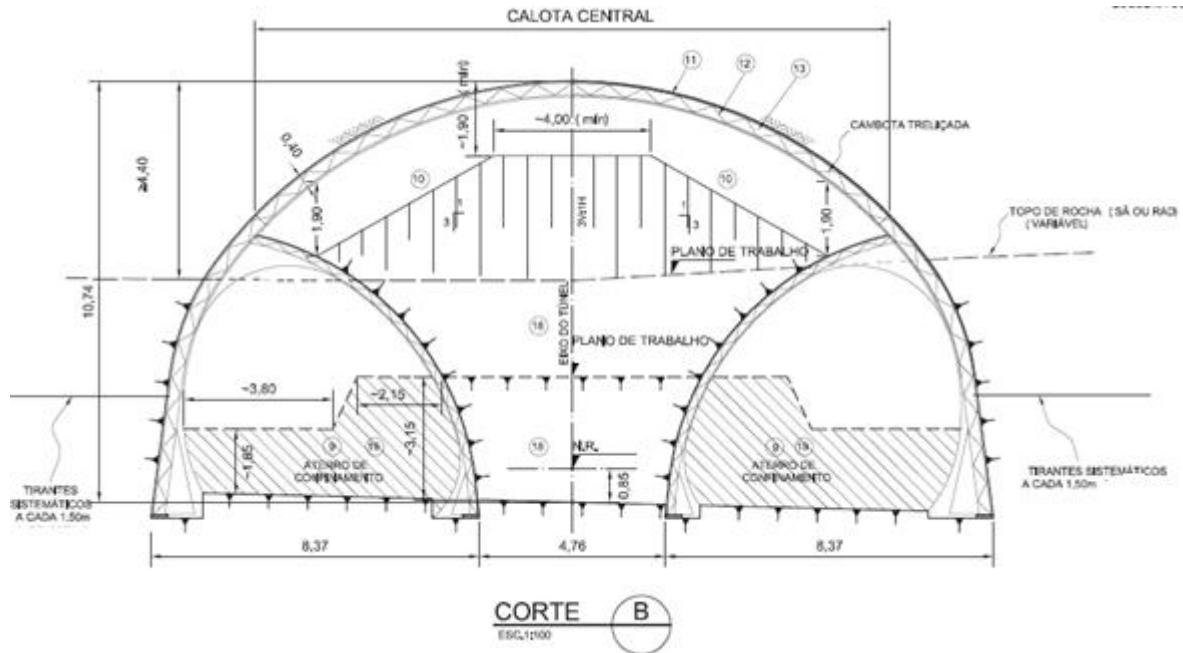


Figura 65 - Corte B da seção STA-M. Desenho DE-15.12.202-C02-010_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

- 10 - Escavação da calota centra, em avanço de 0,8m, com manutenção do núcleo central.
Remoção de blocos soltos e entulho;
- 11 - Aplicação de 0,05m de concreto projetado;
- 12 - Instalação do segmento central da cambota treliçada;
- 13 - Aplicação ade 0,20m de concreto projetado;
- 14 - Repetição dos itens 10 a 13 por mais um avanço de 0.80m;
- 15 - Complementação da espessura do revestimento no avanço anterior;
- 16 - Remoção do núcleo central em avanço de 1,60m;
- 17 - Repetição sucessiva dos itens 10 a 16 até subsequente esquema construtivo;
- 18 - Escavação da porção central do rebaixo, com fogo cuidadoso, em avanço de 2,40m;
- 19 - Remoção dos blocos soltos e entulho;
- 20 - Demolição das paredes laterais dos “Side-Drifts” e remoção do aterro de confinamento em avanço de 2,40m, conforme visualizado na Figura 67;

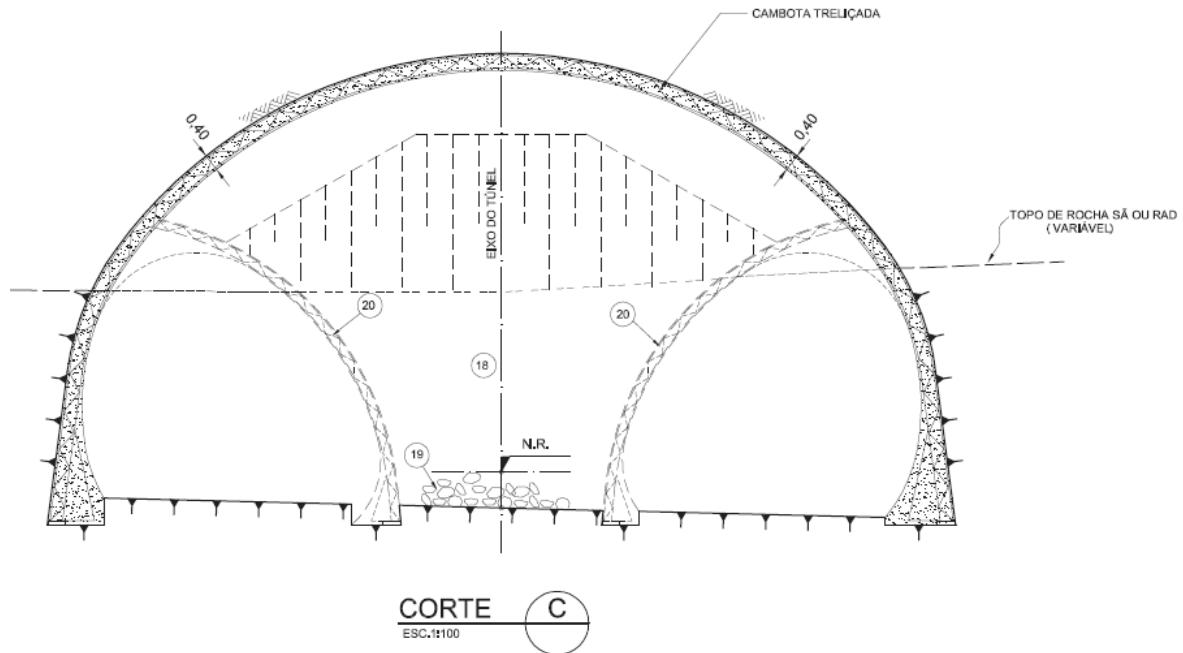


Figura 66 - Corte C da seção STA-M. Desenho DE-15.12.202-C02-010_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL
ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

- 21 - Repetição sucessiva dos itens 18 a 21 até subsequente esquema construtivo;
- 22 - Execução do revestimento secundário em concreto moldado, após estabilização das deformações verificadas com base em resultado de instrumentação;

8.4.3. O Concreto Projetado Reforçado com Fibras como revestimento primário

A alternativa de reforço em fibras de aço ao concreto projetado tem sua viabilidade técnica em grande parte justificada pelo fato de a maior parte dos trechos escavados nas obras do Rodoanel Norte serem em rocha.

Como visto no Capítulo 3, a utilização de concretos projetados com fibras em túneis escavados em solo é antieconômica, já que o concreto nesses casos trabalha praticamente apenas à compressão, dispensando esse reforço. Entretanto, nas escavações em rocha, apesar de não garantir a estabilidade dos blocos por si só, o CPRFA permite a reacomodação dos blocos em caso de deslizamento, garantindo mais tempo para a reacomodação dos esforços, além de uma eventual necessidade de evacuação da estrutura ou realização de reparos.

De acordo com os projetos dos túneis anteriormente exibidos, onde utilizado (em trechos de escavação em Maciços Classe A, onde as rochas eram sãs ou rochas alteradas duras, houve uma decisão de projeto pelo concreto projetado simples como revestimento primário), o CPRFA desempenha papel de revestimento primário.

Dessa forma, ele é a primeira barreira à passagem de umidade do terreno para a estrutura, visto que não são usadas mantas ou membranas entre o concreto projetado e o maciço, o que teria sido uma outra alternativa válida. A Figura 68 ilustra um detalhe de seção transversal do Túnel 201 evidenciando o CPRFA em contato direto com o maciço, sobre o qual está o concreto moldado *in-loco*, revestimento secundário.

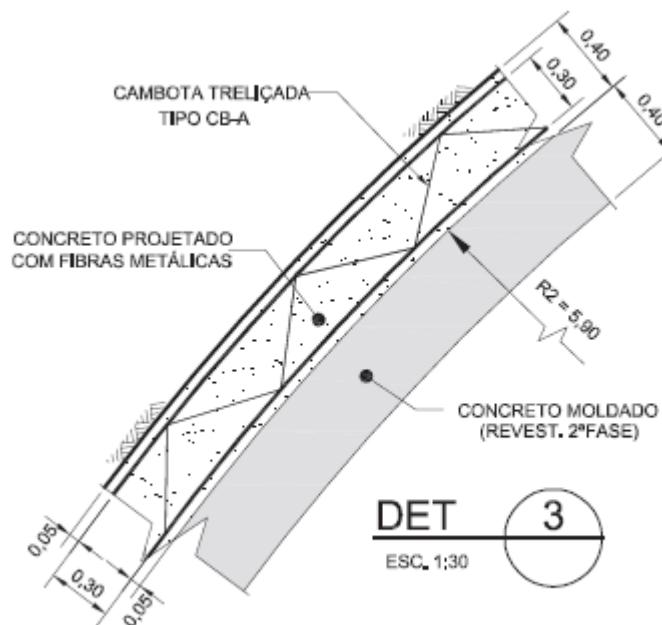


Figura 67 - Detalhe de seção transversal exibindo os revestimentos primário e secundário. Desenho DE-15.12.202-C02-004_A. Fonte: SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA & MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS, 2013

Conforme explicado no Capítulo 5, o concreto projetado via úmida tem baixo coeficiente de permeabilidade, então, a infiltração de água nos túneis se dá sobretudo através das fissuras no concreto. Nesse sentido, a especificação de fibras de aço contribui fortemente para manter o revestimento primário impermeável, visto que reduz a propagação de fissuras, aumentando assim, a vida útil da estrutura.

Com relação aos tempos de ciclo de execução dos túneis, essa foi uma das principais razões da escolha de projeto pelo CPRFA. A instalação das telas metálicas (alternativa à aplicação do CPRFA) ao longo do comprimento da seção escavada, em uma seção de raio aproximado de 10 m, como são, em geral, os túneis dos Lotes 2 e 3 do Rodoanel Norte, demora em torno de 5 horas, tempo que é economizado com a substituição da tela pelas fibras, visto que a adição das fibras não acarreta em nenhuma alteração significativa do tempo de projeção de concreto.

Além disso, há um impacto econômico, devido à substituição das telas pelas fibras (material) e uma economia de mão de obra, visto que, ao substituir as telas metálicas, deixa-se de ter um gasto com armadores.

Considerando que as seções em que foi estipulado o uso do CPRFA têm em média, uma área de 15 m² preenchida por ele, e que foi especificado para a obra um teor de fibras de 35 kg/m³, então, haverá um consumo de 525 kg de fibra a cada metro de avanço do túnel. Considerando o preço unitário, conforme visto no Capítulo 2, de R\$7,50/kg de fibra de aço, isso acarreta em um custo de R\$3937,50 por metro de avanço dos túneis.

O uso de concreto projetado simples associado à tela metálica por sua vez acarreta em custos não apenas com a própria tela, mas também com a mão de obra para sua fixação. Supondo o uso, ao invés das fibras, de um rolo de tela metálica Q138, (CA-60) com 60 m de comprimento por seção, teremos um gasto aproximado de R\$1358,28 por rolo (informação baseada em preços praticados pelo mercado). Como cada rolo tem comprimento de 2,45 m, isso se traduz em um gasto com telas de R\$554,40 por metro de avanço.

Para efeito comparativo, será considerada ainda a equipe de instalação das telas, contando com 2 armadores e 1 ajudante de armador. O custo dessa mão-de-obra, medido em homem-hora, levando em conta os encargos sociais será considerado como R\$17,42 para os armadores e R\$13,97 para o ajudante do armador (RELATÓRIO SINAPI, OUTUBRO/2014). Considerando um período de 5 horas para montagem das telas, por metro de avanço, essa mão-de-obra acarreta um custo total de R\$244,05 por metro de avanço.

Assim, comparando do ponto de vista de custos por metro de avanço na escavação, temos por um lado, R\$3937,50 da alternativa utilizando CPRFA contra R\$554,40 + R\$244,05 = R\$798,45 das telas de aço. Ou seja, por metro, uma diferença de R\$3139,05. Isso evidencia aquela que é, sem dúvida a maior dificuldade de viabilização do CPRFA: os custos diretos das fibras.

Em decorrência da forte incidência do custo das fibras sobre o custo de avanço da obra, a Construtora OAS LTDA, responsável pelas obras dos lotes 2 e 3, passou a estudar a viabilidade técnica da substituição das fibras de aço por fibras de polipropileno. Essa alternativa visava manter os ganhos de tenacidade do compósito, produtividade do método construtivo e de impermeabilidade de revestimento primário e, ao mesmo tempo, tornar a adição de fibras ao concreto projetado menos onerosa.

Os requisitos a ser atendidos foram: resistência à tração na flexão (ensaio realizado em placas moldadas para análise de reflexão) superior a 4,5 MPa, resistência à compressão axial (ensaio com corpos de prova extraídos diretamente da estrutura) superior a 30 MPa, absorção de energia à 25 mm de deformação superior a 700 J e Fator de Tenacidade Média superior a 2,4 MPa (ambos usando a metodologia JSCE – SF4, que é detalhada no Capítulo 4).

Ao garantir os requisitos de tenacidade do concreto, limita-se a propagação de fissuras, e assim, há garantia da impermeabilidade, além de garantir a oportunidade de reacomodação dos blocos de rocha em caso de deslizamento. Os ensaios de resistência à tração e à compressão, por sua vez, não foram feitos com o intuito de encontrar resultados com grande incremento de resistência, mas foram necessários para garantir que a adição das fibras não prejudicaria nenhuma propriedade do concreto relevante para projeto.

As amostras estão sendo ensaiadas utilizando as mesmas composições de concreto presente na estrutura, variando somente o tipo e o teor das fibras. Os resultados encontrados são apresentados nas Tabelas 21 (fibras de aço, resultados que já eram utilizados) e 22 (fibras de polipropileno, resultados encontrados pelo estudo que tenta viabilizar a substituição das fibras).

Tabela 21 - Estudo de adequação das fibras de aço aos requisitos técnicos

Estudo de concreto projetado com Fibras Metálicas						
Consumo de cimento CP II E 40 com 450 kg/m ³ e fator a/c = 0,42 - Abatimento inicial = 80 ± 10 e final = 200 ± 40						
Teor de Fibra	Tipo de Fibra Comp. / Ø	Absorção de energia (J) 25 mm	Fator de tenacidade média (MPa)	Resistência à tração na Flexão (fctm,k)	Resistência à compressão axial (fck)	Status
25 Kg/m ³	65/35 mm	642,6	1,33	2,87	32,5	reprovado
25 Kg/m ³	45/30 mm	757,4	1,36	3,69	31,6	reprovado
30 kg/m ³	45/30 mm	730,9	1,36	3,51	32,3	reprovado
30 kg/m ³	65/35 mm	913,7	1,11	2,32	30,4	reprovado
35 kg/m ³	45/30 mm	1160,0	2,81	6,36	33,1	aprovado
35 kg/m ³	65/35 mm	1351,0	2,98	6,67	34,6	aprovado
Limites especificados		≥ 700 J	≥ 2,4 Mpa	4,5	≥ 30 Mpa	-

Tabela 22 - Estudo de adequação das fibras de aço aos requisitos técnicos

Estudo de concreto projetado com Fibras de Polipropileno (macrofibra)					
Consumo de cimento CP II E 40 com 450 kg/m ³ e fator a/c = 0,42 - Abatimento inicial = 80 ± 10 e final = 200 ± 40					
Teor de Fibra	Absorção de energia (J) 25 mm	Fator de tenacidade média (MPa)	Resistência à tração na Flexão (fctm,k)	Resistência à compressão axial (fck)	Status
05 Kg/m ³	837,33	2,1	5,77	33,1	reprovado
06 Kg/m ³	882,73	3,5	7,02	34,2	aprovado
07 Kg/m ³	827,94	3,27	6,4	35,7	aprovado
Limites especificados	≥ 700 J	≥ 2,4 Mpa	4,5	≥ 30 Mpa	-

Dessa forma, verificou-se que com um teor de 6 ou 7 kg de fibras de polipropileno por metro cúbico de concreto os requisitos estipulados eram atendidos. Por questão de economia, a substituição estudada das fibras seria então pelo teor de 6 kg/m³ de fibras de polipropileno.

A área de aplicação das fibras, nesse caso, continua sendo a mesma, de, em média em torno de 15 m². Agora, com o consumo de 6 kg/m³, isso implica em 90 kg de fibra por metro de avanço. O preço do kg das fibras de polipropileno, fica em torno de U\$3,00/kg (informações de mercado) – o preço é cotado em dólares pois não há fabricantes nacionais, logo, varia com o câmbio. Aplicando a tarifa de importação de 12% (MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO, INDÚSTRIA E COMÉRCIO EXTERIOR) o preço passa a U\$3,36/kg. Com a cotação atual do dólar a cerca de R\$2,60, isso equivale a um preço unitário

de R\$8,74/kg. Com isso, conclui-se que o custo adicionado pelas fibras de polipropileno por metro de avanço dos túneis será de R\$786,60 valor inferior aos R\$798,45 das telas de aço.

Destaca-se ainda que, em comparação às fibras de aço, as fibras de polipropileno ainda reduzem o desgaste das tubulações e bombas de lançamento devido ao seu menor módulo de rigidez, não sofrem corrosão eletrolítica e melhoram o desempenho do concreto frente a situações de incêndio, conforme o Capítulo 4.

Assim, as fibras de polipropileno vêm se mostrando uma alternativa tecnicamente e economicamente viável para a utilização nas obras de tunelamento dos lotes 2 e 3 do Rodoanel Norte. Sua aplicação ainda não foi implementada, pois os ensaios ainda estão sendo repetidos para garantir sua confiabilidade, também devido à necessidade de validação da substituição das fibras por parte dos projetistas e ao fato de as obras de tunelamento já terem se iniciado com a aplicação de CPRFA.

9. CONCLUSÕES

O trabalho realizado apresenta uma síntese crítica da bibliografia técnica disponível sobre os Concretos Projetados Reforçados com Fibras e o estudo de um caso prático de aplicação, as obras de túneis dos Lotes 2 e 3 do trecho Norte do Rodoanel Metropolitano Mário Covas, que corroborou os resultados dessa síntese.

O estudo dos aspectos tecnológicos, campos de atuação, modelos estruturais e processos construtivos aplicados aos concretos projetados com fibras é necessário na busca pela racionalização da sua aplicação, definindo as situações em que são tecnicamente e economicamente viáveis e desejáveis.

Com relação aos aspectos tecnológicos, conclui-se que os concretos projetados com fibras trazem benefícios à impermeabilização da estrutura, tenacidade do revestimento primário e produtividade na execução, no caso da substituição das telas metálicas. Além disso, quando da aplicação das fibras de aço, é necessário realizar um controle muito intenso das perdas desse material, devido ao alto valor que essas fibras agregam ao valor da escavação. Dessa forma, a redução ao mínimo possível da reflexão do CPRFA é essencial, o que torna sua projeção sob via seca quase inviável e exige um forte rigor de projeto para a especificação do teor de fibras. A aplicação do CPRFPP, por sua vez, não é tão custosa, pois é feita com um teor de fibras em massa muito inferior (apesar de ser em um teor em volume de 2 a 3 vezes superior ao da dosagem das fibras de aço, pois a densidade das fibras de aço é muito maior), da ordem de 5 kg/m³ contra os cerca de 30 kg/m³ das fibras de aço, causa menos desgaste aos equipamentos, não implica em riscos de corrosão eletrolítica das fibras, ajuda a manter a integridade da estrutura em situações de incêndio, além dos benefícios já citados. No entanto, as fibras de polipropileno ainda não são tão difundidas em obras de tunelamento no Brasil quanto as de aço devido à dificuldade de se bombear uma mistura de concreto com um teor alto de fibras em volume, além da menor difusão do conhecimento técnico a respeito dessas fibras.

Quanto ao campo de atuação, a utilização de concretos projetados com fibras está fortemente vinculada a perfis geológicos com predominância de rochas, pois nesse caso o aumento da tenacidade promovido pelas fibras permite uma reacomodação dos esforços após eventuais deslizamentos de rochas. Em escavações em solo, como não há essa possibilidade de reacomodação de esforços e o formato do túnel se torna o elemento mais importante para garantir seu trabalho apenas à compressão, a aplicação de fibras nos

revestimentos primários em concreto projetado não tem função estrutural, deixando de fazer uso da principal característica dos concretos reforçados com fibras, o aumento da tenacidade do compósito, se limitando assim às outras vantagens apresentadas. Mesmo em túneis escavados em rocha deve-se observar a classe de enquadramento dessas rochas, pois para rochas pouco fraturadas e pouco alteradas pode-se fazer uso apenas de algumas pregagens o que possui uma velocidade de execução ainda maior e é economicamente mais interessante.

Os modelos de análise estrutural permitiram concluir que a utilização das fibras resultam em uma boa redistribuição de esforços, suavizando as variações nos deslocamentos, validando a substituição das telas de aço e dessa forma agregando as vantagens anteriormente citadas.

Por fim, com relação aos processos construtivos, conclui-se que a aplicação dos concretos projetados com fibras em obras de tunelamento está vinculada ao Novo Método Austríaco (NATM), tanto na estrutura definitiva do revestimento primário, quanto em *side-drifts*. As espessuras das camadas de concreto projetado com fibras variam da ordem dos 5 aos 50 cm, podendo assim requerer diversas passadas. Apesar das referências bibliográficas à possível substituição das cambotas pelas fibras de aço, essa não se verificou no caso prático estudado, em grande parte devido à intensa exigência quanto à resistência inicial em que isso acarretaria, além da perda das cambotas como elementos de gabarito da estrutura. Ainda no caso estudado, percebe-se a adoção em um mesmo projeto do uso de concretos reforçados com fibras e concretos simples, evidenciando que essa coexistência é possível, a depender do perfil da escavação.

10.REFERÊNCIAS

- AL QADI, A.; AL-ZAIDYEEN, S. **Effect of fibre content and specimen shape on residual strength of polypropylene fibre self-compacting concrete exposed to elevated temperatures.** Journal of King Saud University, 2012.
- ANTEQUERA, A. F. et al. **Fibras plásticas como reforço de tubos de concreto. Parte 1: Caracterização tecnológica.** 54º Congresso Brasileiro do Concreto. Maceió, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13069: Concreto Projetado – Determinação dos tempos de pega em pasta de cimento Portland, com ou sem a utilização de aditivo acelerador de pega.** Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13354: Concreto Projetado – Determinação do índice de reflexão em placas.** Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14026: Concreto Projetado – Especificação.** Rio de Janeiro, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15530: Fibras de Aço para Concreto – Especificação.** Rio de Janeiro, 2007.
- BALAGURU, P.N.; SHAH, S.P. **Fiber reinforced cement composites.** USA. McGraw-Hill. 1992
- BASF, Master Builder Solutions. **Rodoanel Metropolitano Mário Covas.** Disponível em www.bASF-cc.com.br. Acesso em 5 de Maio de 2014.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Concretos especiais – Concreto com fibras.** 2008. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2008
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Concretos especiais – Concreto projetado.** 2008. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2008.
- BEHFARNIA, K.; BEHRAVAN, A. **Application of high performance polypropylene fibers in concrete lining of water tunnels.** Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology, 2013.
- BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites.** United Kingdom. Elsevier, 1990.
- BERNARD, E. S. **The Use of Macro-synthetic FRS for Safe Underground Hard Rock Support.** World Tunnel Congress 2014. Foz do Iguaçu, 2014.

- BEVERLY, Paul et al. **FIB Model Code for Concrete Structures 2010**. 2010. 1 ed. Fédération Internationale du Béton. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn.
- BOULEKBACHE, B.; HAMRAT, M.; CHEMROUK, M.; AMZIANE, S. **Flowability of fiber-reinforced concrete and its effect on the mechanical properties of the material**. Construction and Building Materials, v. 24, p. 1664–1671, 2010.
- CAIXA ECONÔMICA FEDERAL. **Relatório do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI**. Disponível em <http://www1.caixa.gov.br> . Acesso em 15 de Novembro de 2014.
- CAMPOS, Carlos de Oliveira. **Concreto Projetado**. Encontro regional do Instituto Brasileiro do Concreto. Goiania, 2010.
- CAVALARO, S. H. P. et al. **Fibre reinforced precast concrete segments: desing and applications**. World Tunnel Congress 2014. Foz do Iguaçu, 2014.
- CECCATO, M. R.; FIGUEIREDO, A. D. **A influência do traço e do tipo de fibra na trabalhabilidade do concreto reforçado com fibras de aço**, 1999.
- COMPANHIA DE SANEAMENTO BÁSICO DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Norma Técnica SABESP NTS 162 – Obras lineares executadas em concreto projetado pelo método NATM**. São Paulo, 2001.
- CONSTRAN. **Obras de infra-estrutura**. Disponível em www.contran.com.br . Acesso em 17 de Maio de 2014.
- DERSA – DESENVOLVIMENTO RODOVIÁRIO S.A. **Túneis do trecho Norte do Rodoanel**. Disponível em <http://www.dersa.sp.gov.br> . Acesso em 18 de Outubro de 2014.
- DI PRISCO, Marco; PLIZZARI, Giovanni; VANDEWALLE, Lucie. **Fiber Reinforced Concrete In The New Fib Model Code**. 3rd Fib International Congress, 2010.
- EFNARC. **Guidelines to the Sprayed Concrete Specification**. European Federation of Producers and Applicators of Specialist Products for Structures (EFNARC), Hampshire, UK, 1999.
- ERYGIT, H. A. et al. **An overview of the construction of Turkey's longest road tunnel focusing on ground support using macro synthetic fibers as shotcrete reinforcement**. World Tunnel Congress 2014. Foz do Iguaçu, 2014.
- FARJZSTAIN, Hermes; ALY, Vitor Levy Castex. **Métodos de escavação e execução de túneis**. Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2012.

FIGUEIREDO, Antonio Domingues. **Concreto Reforçado com Fibras**. Dissertação (Livre – docência). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.

FIGUEIREDO, Antonio Domingues. **O papel do concreto projetado na impermeabilização de túneis**. Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

FIGUEIREDO, Antonio Domingues. **O risco de fragilização do concreto reforçado com fibras**. 3º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. São Paulo, 2012.

FIGUEIREDO, Antonio Domingues. **Parâmetros de controle e dosagem do concreto projetado com fibras de aço**. Dissertação (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1997.

FIGUEIREDO, Antonio Domingues. **Perspectivas do Concreto Reforçado com Fibras para Túneis**. 2º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. São Paulo, 2008.

FONSECA, Renato Bastos Veira; RING, Benno. **Design of steel fiber reinforced segmental lining for Line 5, Lot 7 of Metro São Paulo**. World Tunnel Congress 2014. Foz do Iguaçu, 2014.

FURLAN ENGENHARIA E ARQUITETURA. **Concreto Projetado – Visão Geral**. Disponível em <http://furlanengenhariacalculoestruturas.blogspot.com.br/> . Acesso em 2 de Maio de 2014.

FRANCO, Bruno Luiz Marson; GALLOVICH, Antonio. **Controle de qualidade do Concreto Reforçado com Fibras para túneis**. 2º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. São Paulo, 2008.

GONÇALVES, Fernando Leyser. **O Concreto Projetado Reforçado com Fibras de Aço como revestimento de túneis. 2001**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2001.

GRUNEWALD, S.; WALRAVEN, J.C. **Parameter-study on the influence of steel fibers and coarse aggregate content on the fresh properties of self-compacting concrete**. Cement and Concrete Research, v. 31, p. 1793 – 1798, 2001

HELENE, Paulo; ARMELIN, Hugo. **Contribuição ao Estudo do Concreto Projetado por Via-seca com Fibras de Aço Destinado ao Revestimento de Túneis NATM**. Boletim Técnico. Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994.

- HELENE, Paulo; FIGUEIREDO, Antonio Domingues. **Concreto Projetado: O Controle do Processo de Projeção.** Boletim Técnico. Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1993.
- HELENE, Paulo; FIGUEIREDO, Antonio Domingues. **Concreto Projetado com Fibras de Aço para Túneis.** Boletim Técnico. Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1997.
- KAUFMANN J. P. **Durability performance of fiber reinforced shotcrete in aggressive environment.** World Tunnel Congress 2014. Foz do Iguaçu, 2014.
- KAUFMANN J. P. et al. **Rebound and Orientation of Fibers in Shotcrete.** World Tunnel Congress 2014. Foz do Iguaçu, 2014.
- KOCHEN, Roberto; NETO, Francisco Ribeiro. **Segurança, ruptura e colapso de túneis urbanos em NATM.** São Paulo, 2000.
- LASKAR, A.I.; TALUKDAR, S. **Rheology of steel fiber reinforced concrete.** Asiam Journal of Civil Engineering (Building and housing), v. 9, nº 2, p. 167-177, 2008.
- MAFFEI, C.E. **Considerações Sobre a Segurança em Projetos de Túneis.** In: SIMPÓSIO SOBRE TÚNEIS URBANOS, TURB, 1995, São Paulo. Anais São Paulo: ABGE, CBT.
- MAUBERTEC ENGENHARIA E PROJETOS LTDA & SETEPLA TECNOMETAL ENGENHARIA S.A. **Métodos Construtivos – Rodoanel Norte.** Folhas DE-15.12.201-C02-007_A, DE-15.12.201-C02-008_A, DE-15.12.201-C02-009_A, DE-15.12.201-C02-010_A, DE-15.12.202-C02-004_A, DE-15.12.202-C02-006_B, DE-15.12.202-C02-010_A, DE-15.12.202-G09-001_A, DE-15.13.000-C02-003_A e DE-15.13.301-G03-003_A1. São Paulo, 2013.
- METRÔ – COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Revestimento em Concreto Projetado.** São Paulo, 2008.
- METRÔ – COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Subterrâneo – Tipos de construção.** Disponível em <http://www.metro.sp.gov.br/>. Acesso em 16 de Abril de 2014.
- MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO, INDÚSTRIA E COMÉRCIO. **Tarifa externa comum.** Disponível em <http://www.mdic.gov.br/>. Acesso em 18 de Novembro de 2014.
- MOON, D. Y. et al. **Development of na SFRC segment within a TBM tunnel: flexural beam test for evaluation of SFRC.** World Tunnel Congress 2014. Foz do Iguaçu, 2014.
- NAAMAN, A. E. Development and evolution of tensile strength-hardening FRC composites In: 7th International RILEM Symposium on Fiber Reinforced Concrete: Design and

- Applications, 2008, Chennai, India. **Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications.** Babneux - France: RILEM Publications S.A.R.L., v.1. p.1 – 28. 2008.
- NAKAMURA, Juliana. **Tecnologia: Concreto projetado para túneis.** 2013. Disponível em <http://infraestruturaurbana.pini.com.br/>. Acesso em 14 de Abril de 2014.
- ORTIGAO, J.A.R.; DAVIDOVITCH, A.; MORAES, A.; VALLEJOS, D. **Fiber reinforced shotcrete as the Covanca Tunnel.** Tunnels and Metropolises, 1998.
- OZDEMIR, Levent. **NORTH AMERICAN TUNNELING '96.** 1996. 1ed. Volume 2. Rotterdam: CRC Press.
- OZYURT, N.; MASON, T.O.; SHAH, S.P. **Correlation of fiber dispersion, rheology and mechanical performance of FRC's.** Cement & Concrete Composites, v. 29, p. 70–79, 2006
- PIELERT, James; LAMOND, Joseph. **Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-making Materials,** Issue 169, Part 4. 2006. 1 ed. Bridgeport: ASTM International
- PROSPECAD – Projetos e Treinamentos. **Projetos PROSPECAD.** Disponível em <http://www.prospecad.com.br/>. Acesso em 15 de Novembro de 2014.
- RESENDE, Fernando. **Poluição atmosférica por emissão de material particulado: Avaliação e controle nos canteiros de obras de edifícios.** Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007.
- RIVAZ, B. de. **Fibre Reinforce Spray Concrete for compliance with site safety requirement.** 1 ed. Volume 2. Bekaert, 2011.
- SALVADOR, Renan Pícolo; FIGUEIREDO, Antonio Domingues. **Análise comparativa de comportamento mecânico de concreto reforçado com macrofibra polimérica e com fibra de aço.** Revista Matéria. Volume 18. São Paulo, 2013.
- SÃO PAULO (Estado). **Portal do Governo do Estado de São Paulo.** Disponível em <http://www.saopaulo.sp.gov.br/>. Acesso em 20 de Março de 2014.
- SINDICATO DA ÍNDUSTRIA DA CONSTRUÇÃO CIVIL DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Conjuntura da Construção – Os rumos da metrópole: emprego, mobilidade e habitação.** São Paulo, 2013.
- SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA, **Livro de Manuais Técnicos: manual técnico,** São Paulo, 2003.
- SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA. **Manual técnico de execução de túneis NATM.** São Paulo, 2012.

THOMAS, A. H. **Design methods for fibre reinforced concrete**. World Tunnel Congress 2014. Foz do Iguaçu, 2014.

TOALDO, Guilherme Stoll et al. **Análise da concepção estrutural e processo de produção dos anéis de revestimento segmentados do metrô (Estudo de caso da Linha 5 – Lilás do metrô de São Paulo)**. Dissertação (Graduação). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2013.

TRAVAGIN, Vinícius Bernardino. **Subsídios para escolha do método construtivo de túneis**. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2012.

ZANELATO, Elieser Antonio. **Escavação de Túneis – Métodos Construtivos**. Dissertação (Graduação). Faculdade de Engenharia, Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2003.