



UNIVERSIDADE DE COIMBRA
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
Departamento de Ciências da Terra

Estudos geológico-geotécnicos de obras ferroviárias de carga. O Ramal Ferroviário Sudeste do Pará (Brasil).

Priscilla Hamada Pessoa de Oliveira

MESTRADO EM ENGENHARIA GEOLÓGICA E DE MINAS

Julho, 2017





UNIVERSIDADE DE COIMBRA
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
Departamento de Ciências da Terra

**Estudos geológico-geotécnicos de obras ferroviárias de
carga. O Ramal Ferroviário Sudeste do Pará (Brasil).**

Priscilla Hamada Pessoa de Oliveira

MESTRADO EM ENGENHARIA GEOLÓGICA E DE MINAS
Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia
Geológica e de Minas

Orientador científico:

Prof. Doutor Mário de Oliveira Quinta Ferreira
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Julho, 2017

RESUMO

O atual sistema ferroviário brasileiro possui 29 291 km de extensão, com concentração da malha ferroviária nas regiões sul, sudeste e nordeste do país. Trata-se de um sistema modesto, tendo em vista as dimensões continentais do Brasil, que representa uma densidade de 3,6 km de linhas férreas por 1 000 km² de território.

Um dos grandes desafios do setor ferroviário brasileiro é a renovação e ampliação da malha ferroviária brasileira, onde destaca-se a importância de conhecer os terrenos atravessados pelos traçados da ferrovia com o objetivo de evitar problemas de ordem geológica e geotécnica, ou de propor medidas para os solucionar, pois podem resultar num aumento dos custos e dos prazos de construção, podendo também interferir na operação da linha, representando inúmeros constrangimentos e elevado custo.

Considerando a previsão de desenvolvimento de novos projetos ferroviários de carga no Brasil e a carência de profissionais e estudos especializados nesta área, procurou-se com este trabalho ampliar os conhecimentos relativos à construção de novas ferrovias, sob o ponto de vista da Geotecnia, mais especificamente no desenvolvimento dos estudos geológico-geotécnicos, utilizando como estudo de caso o Ramal Ferroviário Sudeste do Pará.

Para além dos aspectos gerais do estudos geológico-geotécnicos desenvolvidos ao longo do projeto do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, foram analisados os métodos de investigação e ensaios e as particularidades associadas ao estudo de diferentes obras, onde foram considerados com maior pormenor e a título de exemplo: uma escavação, um aterro, uma ponte, um túnel e a prospecção de materiais naturais de construção para as camadas de sublastro (sub-balastro) e lastro (balastro) ferroviário.

Palavras-chave: estudos geológicos; estudos geotécnicos; obras ferroviárias; ferrovias de carga; estudos geológico-geotécnicos.

ABSTRACT

The current Brazilian railway system is 29 291 km long, with railway network concentrated in the south, southeast and northeast of the country. This is a modest system, considering the continental dimensions of Brazil, which represents a density of 3.6 km of railway lines per 1 000 km² of territory.

One of the major challenges of the Brazilian railway sector is the renewal and expansion of the railway network, where it is important to know the terrain crossed by the railway to avoid geological and geotechnical problems, or to propose measures for, as they can result in an increase in costs and delays during construction, and may also interfere with the operation of the line, representing numerous constraints and high costs.

Considering the expected development of new rail freight projects in Brazil and the shortage of professionals and specialized studies in this area, this work aimed to increase the knowledge regarding the construction of new railways, from the point of view of Geotechnics, more specifically in the development of the geological-geotechnical studies, using as a case study the Ramal Ferroviário Sudeste do Pará.

In addition to the general aspects of the geological-geotechnical studies developed during the Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, the research methods and the particularities associated with the study of different works were analyzed, where they were considered in greater detail and as an example: an excavation, a landfill, a bridge, a tunnel and the prospecting of natural construction materials for sub-ballast and ballast.

Key-words: geological studies; geotechnical studies; railway works; freight railways; geological-geotechnical studies.

AGRADECIMENTOS

À Vale S.A., em especial aos Engenheiros Renzo Albieri e João Tameirão pela disponibilização dos dados e pelos esclarecimentos que permitiram a conclusão deste trabalho.

Ao meu orientador Professor Doutor Mário de Oliveira Quinta Ferreira por toda acessibilidade, incentivo e encorajamento.

Aos professores do Departamento de Ciências da Terra da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra por todas as aulas, visitas técnicas, trabalhos em sala de aula e trabalhos de campo que possibilitaram a partilha de conhecimentos e experiências.

Ao João Martins por estar sempre presente e por todo o apoio durante estes dois anos de mestrado.

À minha família e amigos por todo o apoio, motivação e inspiração.

ÍNDICE

RESUMO	i
ABSTRACT	iii
AGRADECIMENTOS	v
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO DO TRABALHO	3
1.2 OBJETIVOS.....	5
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	5
2 ESTUDOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS DE OBRAS FERROVIÁRIAS.....	7
2.1 INTRODUÇÃO.....	7
2.2 FASES DO PROJETO	8
2.3 MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO E ENSAIOS	11
2.3.1 Investigações geofísicas	11
2.3.2 Investigações mecânicas	12
2.3.3 Ensaios in situ.....	13
2.3.4 Ensaios de laboratório	14
3 PARTICULARIDADES DO ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	16
3.1 ESCAVAÇÕES	16
3.1.1 Métodos de escavação	17
3.1.2 Investigações in situ.....	18
3.1.3 Análise de estabilidade de taludes	18
3.1.4 Classificações geomecânicas	20
3.1.5 Métodos de estabilização e instrumentação	24
3.2 ATERROS	24
3.2.1 Investigações in situ.....	25
3.2.2 Aterros de enrocamento.....	25
3.3 OBRAS DE ARTE ESPECIAIS	29
3.3.1 Tipos de fundações.....	29
3.3.2 Investigações in situ.....	29
3.3.3 Exigências de projeto.....	30
3.3.4 Principais condicionantes geológico-geotécnicos	32
3.4 TÚNEIS.....	32
3.4.1 Investigações in situ.....	34
3.4.2 Problemas geológico-geotécnicos	36
3.4.3 Parâmetros geomecânicos de projeto.....	36
3.4.4 Classificações geomecânicas	37
3.4.5 Métodos de escavação e suporte	41
3.4.6 Controle geológico-geotécnico e instrumentação.....	43
3.5 MATERIAIS NATURAIS DE CONSTRUÇÃO.....	45
3.5.1 Sublastro (Sub-balastro)	46
3.5.2 Lastro (Balastro)	47

4 O RAMAL FERROVIÁRIO SUDESTE DO PARÁ	49
4.1 INTRODUÇÃO.....	49
4.2 LOCALIZAÇÃO.....	50
4.3 DESCRIÇÃO DO PROJETO.....	52
4.4 GEOLOGIA.....	53
4.5 GEOMORFOLOGIA.....	55
4.6 CLIMA.....	57
5 OS ESTUDOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS DO RAMAL FERROVIÁRIO SUDESTE DO PARÁ	59
5.1 ESTUDOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS.....	59
5.1.1 Estudo Prévio	60
5.1.2 Projeto Básico.....	61
5.1.3 Projeto Detalhado	64
5.1.4 Construção	66
5.2 CORTE DA ESTACA 56	67
5.2.1 Investigações in situ.....	68
5.2.2 Análise de estabilidade do talude.....	70
5.2.3 Classificações geomecânicas	72
5.2.4 Métodos de estabilização e instrumentação	72
5.3 PONTE SOBRE O RIO SOSSEGO	74
5.3.1 Investigações in situ.....	76
5.3.2 Exigências de projeto.....	78
5.3.3 Discussão	78
5.4 ATERRO DA PONTE SOBRE O RIO SOSSEGO.....	79
5.4.1 Investigações in situ.....	81
5.4.2 Aterro de enrocamento	82
5.4.3 Discussão	82
5.5 TÚNEL 0.....	83
5.5.1 Investigações in situ.....	83
5.5.2 Problemas geológico-geotécnicos	85
5.5.3 Parâmetros geomecânicos de projeto.....	87
5.5.4 Classificações geomecânicas	88
5.5.5 Métodos de escavação e suporte	89
5.5.6 Controle geológico-geotécnico e instrumentação.....	90
5.6 MATERIAIS NATURAIS DE CONSTRUÇÃO.....	90
5.6.1 Sublastro (Sub-balastro)	91
5.6.2 Lastro (Balastro)	92
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	94
6.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES.....	94
6.2 RECOMENDAÇÕES FINAIS	96
BIBLIOGRAFIA	97

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 Evolução da extensão da malha ferroviária brasileira entre 1854 a 2012 (CNT, 2013).....	1
Figura 1-2 Sistema Ferroviário Brasileiro em 2015 (CNT, 2015).	2
Figura 1-3 Localização da Estrada de Ferro Carajás (EFC) e do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará (RFSP). (Fonte: ANTT, 2017).	3
Figura 3-1 Seção-tipo de corte em tangente (DNIT, 2015b).	16
Figura 3-2 Ábaco de ruptura circular (Hoek, 1972 apud Calle, 2000) e funções (X,Y) para acompanhamento (Hoek, 1972 apud Jesus, 2008).	20
Figura 3-3 Seção-tipo de aterro (DNIT, 2015b).	24
Figura 3-4 Realização de ensaio macro (JAE/LNEC, 1999 apud Brazão, 2011).	28
Figura 3-5 Metodologia dos estudos geológico-geotécnicos para túneis (Vallejo et al., 2002).	33
Figura 3-6 Categorias de suporte estimadas com base no índice Q (Grimstad & Barton, 1993, adaptado por Palmstrom & Broch, 2006, apud Tavares, 2014).	40
Figura 3-7 Sequência tradicional de abertura de túneis por escavação a fogo. (Wennmohs, 2011 apud Travagin, 2012).	41
Figura 3-8 Componentes da superestrutura ferroviária (adaptado de Carvalho, 2013).....	45
Figura 4-1 O Complexo Minerador de Carajás. Localização da Mina de Carajás, projeto Ferro Carajás S11D, RFSP – Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, EFC – Estrada de Ferro Carajás e TPPM – Terminal Portuário de Ponta da Madeira, nos Estados do Pará e Maranhão (Adaptado de Vale, 2012).....	50
Figura 4-2 Localização do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará e do estado do Pará na divisão política do Brasil (Adaptado de Vasquez et al., 2008).	50
Figura 4-3 Localização do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará com indicação das principais obras e destaque para as obras que serão objeto de estudo do presente trabalho (Adaptado de Arcadis, 2011b).	51
Figura 4-4 Principais projetos e reservas da Vale S.A. no sudeste do Pará (Góes, 2015)....	52
Figura 4-5 Mapa geológico simplificado da Província Mineral de Carajás (Docegeo, 1988; Machado et al., 1988; Dardene & Schobbenhaus, 2001 apud Leite & Souza Filho, 2007). ..	54

Figura 4-6 Vista da Depressão Periférica em primeiro plano ao nível do rio Parauapebas e do Planalto Dissecado ao fundo, topograficamente mais elevada e acidentada (Minerconsult, 2004).....	56
Figura 4-7 Geomorfologia da área do projeto, com representação das unidades Planalto Dissecado e Depressão Periférica e principais obras na diretriz do RFSP. (Fonte: Google Earth, com exagero vertical 3x).	56
Figura 4-8 Precipitações médias mensais. Estações meteorológicas operadas pela ANA – Agência Nacional de Águas no período de 1985 a 2008 (ANA, 2009 apud Arcadis, 2011a).	57
Figura 4-9 Temperaturas médias mensais. Estação meteorológica do Núcleo Urbano de Carajás no período de 1983 a 1990 (Arcadis, 2011a).	58
Figura 5-1 Interior da cavidade GEM-1614 (Carste, 2010 apud Arcadis, 2011a).....	64
Figura 5-2 Visão geral do corte na estaca 56. (Crédito: Salviano Machado, Vale S.A.).	67
Figura 5-3 Perfil longitudinal do corte entre as estacas 55+860 e 56+060 (adaptado de Vega, 2015).....	70
Figura 5-4 Seção de escavação na estaca 56+060 (Vega, 2015).....	71
Figura 5-5 Contenção a ser aplicada no corte da estaca 56 (Vega, 2015).	73
Figura 5-6 Traçado do Ramal na área da Floresta Nacional de Carajás (Arcadis, 2011b)....	74
Figura 5-7 Visão geral da ponte sobre o rio Sossego e o trecho em viaduto na área da Floresta Nacional de Carajás até o Túnel 3 (Crédito: Salviano Machado, Vale S.A.)	75
Figura 5-8 Esboço do perfil longitudinal da ponte sobre o rio Sossego (Kot, 2014).	75
Figura 5-9 Visão geral do aterro do encontro E2 da ponte sobre o rio Sossego. (Crédito: Salviano Machado, Vale S.A.).....	80
Figura 5-10 Visão geral da Mina do Sossego, aterro, ponte do rio Sossego e viaduto de acesso ao Túnel 3 (Fonte da imagem de satélite: Google Earth).....	80
Figura 5-11 Visão geral do emboque norte do Túnel 0. (Crédito: Salviano Machado, Vale S.A.).....	83
Figura 5-12 Tratamento com colunas Jet Grouting no emboque sul do Túnel 0 (FNN, 2015).	86
Figura 5-13 Visão geral do emboque sul do Túnel 0. (Crédito: Salviano Machado, Vale S.A.).....	86
Figura 5-14 Perfil geológico-geotécnico do emboque norte do Túnel 0 (Vega, 2016).....	87

Figura 5-15 Perfil geológico-geotécnico do emboque sul do Túnel 0 (Vega, 2016).	87
Figura 5-16 Perfil da seção 5 para cálculo estrutural do Túnel 0 com os parâmetros geológico-geotécnicos considerados (Vega, 2012).....	88
Figura 5-17 Seções de tratamento T3 e T8 para o Túnel 0 (FNN, 2015).	89

LISTA DE TABELAS

Tabela 1-1 Projetos ferroviários de Integração Nacional do Plano CNT de Transporte e Logística 2014 (CNT, 2015).	4
Tabela 2-1 Estudos geológico-geotécnicos para o projeto de ferrovias (adaptado de Oliveira, 1979; Rodrigues & Lopes, 1998; Vallejo et al., 2002).	9
Tabela 3-1 Correlação entre velocidade sísmica e escavabilidade (Redaelli & Cerello, 1998).	17
Tabela 3-2 Guia para escavação e suporte de túneis (Bieniawski, 1979).	22
Tabela 3-3 Classes de estabilidade segundo a classificação SMR (Romana, 1985 apud Freitas, 2011).	23
Tabela 3-4 Valor SMR para diferentes tipos de ruptura e respectivos métodos de suporte (Romana et al., 2003 apud Freitas, 2011).	23
Tabela 3-5 Classificação de materiais de aterro em função das características granulométricas, onde “c” corresponde à espessura da camada depois de compactada (EP, 2009).	26
Tabela 3-6 Classificação de materiais rochosos para construção de aterro (EP, 2009).	26
Tabela 3-7 Fases, objetivos e conteúdo das investigações para túneis (Vallejo et al., 2002).	35
Tabela 3-8 Relação entre o índice RQD e a qualidade da rocha (Deere, 1968).	38
Tabela 3-9 Classificação do maciço rochoso no sistema Q (Barton et al., 1974).	39
Tabela 3-10 Índice de segurança ESR para diferentes obras subterrâneas (Barton et al., 1974 apud Lima et al., 2012).	40
Tabela 3-11 Granulometria do material para lastro (DNIT, 2015e).	47
Tabela 3-12 Principais propriedades do material para lastro (DNIT, 2015e).	47
Tabela 5-1 Investigações geotécnicas ao longo da diretriz do projeto do RFSP.	59
Tabela 5-2 Resumo estatístico por grupos de solos do RFSP (Vega, 2012).	66
Tabela 5-3 Sondagens realizadas na fase de projeto - corte da estaca 56 (Vega, 2015).	68
Tabela 5-4 Sondagens complementares - corte da estaca 56 (Vega, 2015).	69
Tabela 5-5 Parâmetros geotécnicos do corte na estaca 56 (Vega, 2015).	71

Tabela 5-6 Sondagens realizadas na fase de projeto - ponte sobre o rio Sossego (Vega, 2009).	76
Tabela 5-7 Sondagens complementares - ponte sobre o rio Sossego (Vega, 2014a).	77
Tabela 5-8 Parâmetros mecânicos da fundação da ponte sobre o rio Sossego (Vega, 2014b).	78
Tabela 5-9 Sondagens realizadas no encontro E2 da ponte sobre o rio Sossego.	81
Tabela 5-10 Propriedades do material do rejeito da Mina do Sossego (Vega, 2012).....	81
Tabela 5-11 Sondagens realizadas na fase de projeto – Túnel 0 (Vega, 2013).....	84
Tabela 5-12 Sondagens complementares – Túnel 0 (Vega, 2014a).	85
Tabela 5-13 Áreas de empréstimo para sublastro (Vega, 2009, 2012).	91
Tabela 5-14 Propriedades do material pétreo da pedreira na estaca 853+500 da EFC.	93

LISTA DE ABREVIATURAS

AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Office*
ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia
ATO – Acompanhamento Técnico da Obra
CBR – *California Bearing Ratio*
CNT – Confederação Nacional do Transporte
CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPT – *Cone Penetration Test*
DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura dos Transportes
EFC – Estrada de Ferro Carajás
EFVM – Estrada de Ferro Vitória a Minas
HRB – *Highway Research Board*
IBAMA – Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis
ISC – Índice de Suporte Califórnia
MST – Movimento dos Sem Terra
Q – *Rock Mass Quality*
RFFSA – Rede Ferroviária Federal S.A.
RFSP – Ramal Ferroviário Sudeste do Pará
RMR – *Rock Mass Rating*
RQD – *Rock Quality Designation*
SIG – Sistemas de Informações Geográficas
SPT – *Standard Penetration Test*
TAV – Trem de Alta Velocidade
TPPM – Terminal Portuário de Ponta da Madeira
TU – Tonelada Útil

1 INTRODUÇÃO

A malha ferroviária brasileira começou com a construção da Estrada de Ferro Mauá em 1854 no Rio de Janeiro, e teve seu pico no início da década de 1960, quando a extensão total atingiu 38 278 km. Na década de 1980, na tentativa de evitar o sucateamento generalizado por falta de investimentos, eliminaram-se vias deficitárias e ramais ferroviários antieconômicos, reduzindo a malha para 28 942 km. O fim na retração da extensão da malha ocorreu em função da inclusão da RFFSA (Rede Ferroviária Federal S.A.) no Plano Nacional de Desestatização em 1992, quando se iniciou o repasse do controle operacional à iniciativa privada. Em 2012 a malha ferroviária brasileira alcançou 30 129 km de extensão, incluindo os trens urbanos de passageiros. A Figura 1-1 apresenta a evolução da malha ferroviária brasileira de 1854 a 2012.

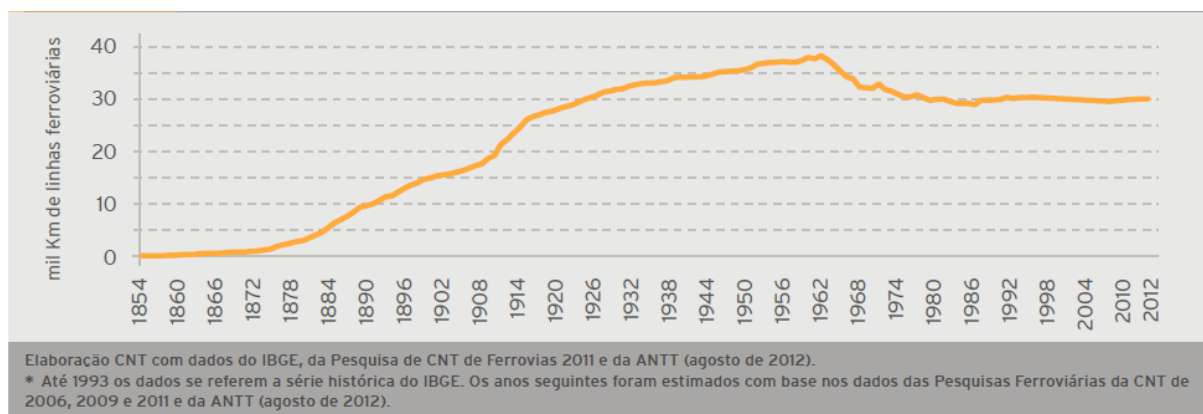


Figura 1-1 Evolução da extensão da malha ferroviária brasileira entre 1854 a 2012 (CNT, 2013).

Segundo os últimos dados divulgados pela Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2015), o atual sistema ferroviário brasileiro possui 29 291 km de extensão, com concentração da malha ferroviária nas regiões sul, sudeste e nordeste do país, conforme ilustrado na Figura 1-2. Se forem incluídos os trechos ferroviários destinados ao transporte metropolitano e turístico de passageiros, a extensão total da malha ferroviária brasileira é de 30 404 km. Trata-se de um sistema modesto, tendo em vista as dimensões continentais do Brasil, que representa uma densidade de 3,6 km de linhas férreas por 1 000 km² de território.

No período de 2011 a 2014, as principais mercadorias transportadas nas ferrovias brasileiras foram o minério de ferro, com 76,0% do total de toneladas útil (TU) transportadas, seguido pela soja com 3,4% e, pelo milho com 2,5%, o que indica que o modal ferroviário ainda é majoritariamente utilizado para o escoamento de *commodities* agrícolas e minerais (CNT, 2015).

Introdução

No ano de 2014 o sistema ferroviário brasileiro transportou 465,2 milhões de toneladas de TU de carga, estando 82,4% dos volumes transportados concentradas nas malhas das concessionárias MRS Logística S.A. e Vale S.A., detentora da EFC (Estrada de Ferro Carajás) e da EFVM (Estrada de Ferro Vitória a Minas). Do volume total de cargas transportadas, a MRS foi responsável por 29,8%, a EFVM por 27,1% e a EFC por 25,5% (CNT, 2015).

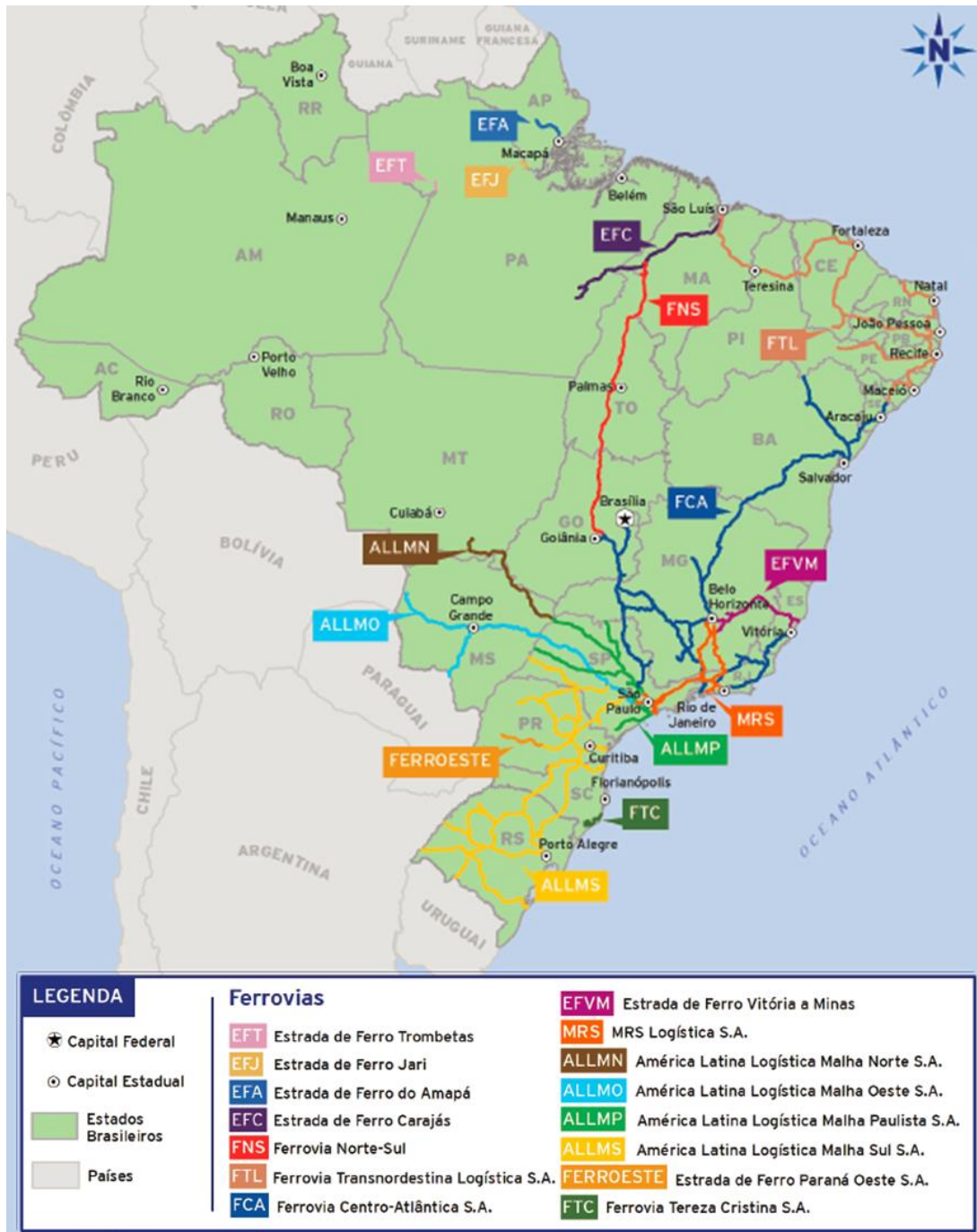


Figura 1-2 Sistema Ferroviário Brasileiro em 2015 (CNT, 2015).

A Estrada de Ferro Carajás (EFC) foi concessionada à CVRD – Companhia Vale do Rio Doce (atualmente Vale S.A.) em 1997 e integra o sistema multimodal da maior empresa de logística e a maior investidora privada em infraestrutura de logística do Brasil.

A EFC possui 892 km e liga a Mina de Carajás, no interior do Pará, ao principal porto marítimo da região Norte, o Porto de Ponta da Madeira, em São Luís, no Maranhão. Atualmente é a ferrovia mais moderna e produtiva do Brasil e uma das melhores do mundo. Movimentou 25,5% do volume total de carga transportada em 2014, com 118,5 milhões de TU, onde os principais produtos transportados são minério de ferro, manganês, ferro-gusa e combustíveis. No que se refere ao transporte de passageiros, são transportados em média 350 mil passageiros por ano entre Parauapebas e São Luís (CNT, 2015).

Em dezembro de 2016 foi inaugurado o maior projeto da história da Vale S.A., denominado Projeto S11D, cujo objetivo principal é o aumento da produção de minério de ferro a partir da exploração da Serra Sul de Carajás. Para o transporte do minério, foi necessário realizar a duplicação da Estrada de Ferro Carajás e a construção de um ramal para a nova mina. Esse ramal, denominado Ramal Ferroviário Sudeste do Pará é o objeto de estudo do presente trabalho. A Figura 1-3 apresenta a localização da Estrada de Ferro Carajás (EFC), onde está inserido o Ramal Ferroviário Sudeste do Pará (RFSP).

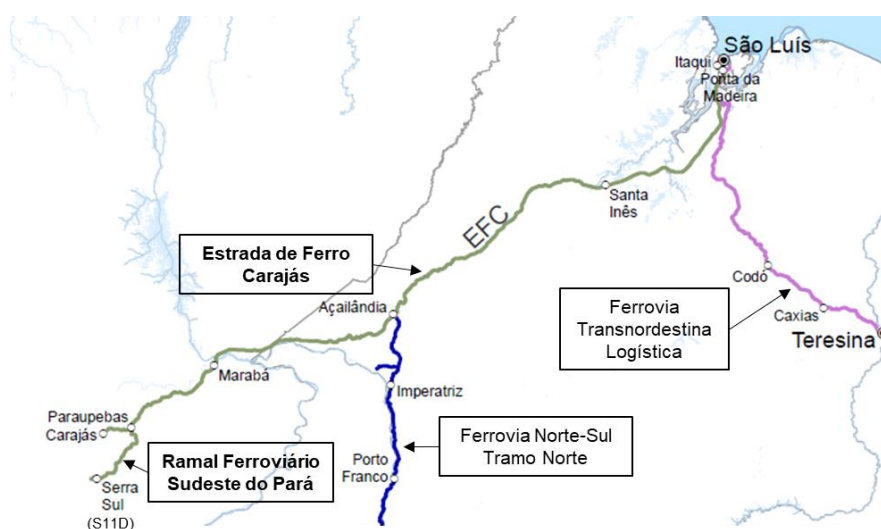


Figura 1-3 Localização da Estrada de Ferro Carajás (EFC) e do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará (RFSP). (Fonte: ANTT, 2017).

1.1 ENQUADRAMENTO DO TRABALHO

Um dos grandes desafios do setor ferroviário brasileiro é a expansão da malha ferroviária. Somente com a melhoria no planejamento e nos processos associados à execução

das obras de infraestrutura logística será possível expandir a malha de forma integrada. Para contribuir com esse objetivo a CNT – Confederação Nacional do Transporte apresentou o Plano CNT de Transporte e Logística 2014, que no âmbito ferroviário identificou a necessidade de 213 projetos de Integração Nacional para a melhoria e ampliação da malha ferroviária brasileira, compreendendo a construção, a duplicação e a recuperação de ferrovias, bem como a eliminação de gargalos (remoção de invasões da faixa de domínio e solução de passagens em nível críticas). Do total de intervenções propostas para o setor ferroviário brasileiro, 198 estão relacionadas ao transporte de cargas e 15 ao transporte de passageiros, conforme apresentado na Tabela 1-1.

Tabela 1-1 Projetos ferroviários de Integração Nacional do Plano CNT de Transporte e Logística 2014 (CNT, 2015).

Categoria	Quantidade de projetos	Extensão/Quantidade	Investimento mínimo (R\$ bilhões)
Duplicação de Ferrovia	4	960 km	2,37
Eliminação de Gargalos	59	381 un	1,72
Recuperação de Ferrovia ⁽¹⁾	36	9.413 km	31,35
Construção de Ferrovia	109	23.832 km	157,59
Construção de TAV ⁽²⁾	5	1.661 km	88,67
Total	213	-	281,70

Nota 1: Os projetos de recuperação de ferrovia contemplam 10 intervenções destinadas ao transporte de passageiros.
 Nota 2: Os projetos de construção de TAVs são destinados exclusivamente ao transporte de passageiros.
 Fonte: Plano CNT de Transporte e Logística 2014.

A autora do presente trabalho, nos seis anos de atuação na construção e reabilitação de ferrovias de carga, vivenciou inúmeros problemas de caráter geológico e geotécnico que resultaram na necessidade de elaboração de novos projetos, retrabalho e aumentos significativos no prazo e custo de execução das obras. Esta experiência despertou a curiosidade sobre como são elaborados os estudos geológico-geotécnicos, seus principais objetivos e atividades, como são aplicados aos diferentes tipos de obra que compõem uma ferrovia e como a Geotecnia pode atuar para evitar ou resolver esses problemas.

Diante da necessidade e importância do desenvolvimento de novos projetos ferroviários de carga no Brasil e a carência de estudos e de profissionais especializados nesse setor, principalmente pela falta de oferta em cursos de especialização em projeto e construção de ferrovias, procurou-se neste trabalho descrever os estudos geológico-geotécnicos de forma abrangente, desde a concepção da nova ferrovia até a operação, sem se restringir apenas a um talude problemático, mas aos mais variados elementos presentes neste tipo de projeto,

como escavações, aterros, obras de arte especiais, túneis e prospecção de materiais naturais de construção.

1.2 OBJETIVOS

A presente dissertação, elaborada no âmbito do Mestrado em Engenharia Geológica e de Minas da Universidade de Coimbra, teve como objetivo geral ampliar os conhecimentos sobre a construção de ferrovias, sob o ponto de vista da Geotecnia, mais especificamente no desenvolvimento dos estudos geológico-geotécnicos, utilizando como estudo de caso o Ramal Ferroviário Sudeste do Pará.

Os principais objetivos deste trabalho foram:

- Compreender os objetivos e principais atividades dos estudos geológico-geotécnicos desenvolvidos ao longo das fases de um projeto ferroviário, bem como os métodos de investigação e ensaios utilizados;
- Analisar as particularidades dos estudos geológico-geotécnicos de uma ferrovia, com destaque para obras de escavações, aterros, obras de arte especiais e túneis, além da prospecção de materiais naturais de construção;
- Apresentar o projeto e as características físicas da área de implantação do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará;
- Avaliar os estudos geológico-geotécnicos realizados no Ramal Ferroviário Sudeste do Pará e as particularidades de uma escavação, de um aterro, de uma obra de arte especial, de um túnel e ainda a prospecção de materiais naturais para as camadas de sublastro (sub-balastro) e lastro (balastro) ferroviário.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho tem a seguinte estruturação geral:

- Capítulo 1: refere-se à introdução do trabalho, com apresentação da malha ferroviária brasileira, enquadramento, objetivos e organização do trabalho;
- Capítulo 2: é realizada uma revisão bibliográfica sobre os estudos geológico-geotécnicos aplicados a ferrovias;
- Capítulo 3: são discutidas as particularidades dos estudos geológico-geotécnicos de ferrovias aplicados a escavações, aterros, obras de arte especiais, túneis e prospecção de materiais naturais de construção;

Introdução

- Capítulo 4: é apresentado o Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, escolhido para estudo de caso, com a descrição do projeto e das características físicas da área;
- Capítulo 5: são avaliados os estudos geológico-geotécnicos do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará ao longo das fases do projeto e particularmente aplicados a uma escavação, um aterro, uma obra de arte especial, um túnel e à prospecção de materiais naturais de construção;
- Capítulo 6: apresentação das principais conclusões e recomendações finais.

Em virtude da autora ser de nacionalidade brasileira e do trabalho tratar de um estudo de caso no Brasil, **o texto será escrito de acordo com o Português do Brasil**. Onde os termos apresentarem diferenças significativas em relação ao Português de Portugal, será escrito o termo português após o termo brasileiro entre parênteses.

2 ESTUDOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS DE OBRAS FERROVIÁRIAS

2.1 INTRODUÇÃO

As obras ferroviárias possuem elevada extensão e atravessam formações geológicas diversas com um traçado geométrico exigente, que implica curvas com grandes raios e rampas com inclinações mínimas. Nesse tipo de obra, as variações da geologia e da topografia constituem aspectos da maior importância, pela necessidade de ajustar o projeto às variações locais do relevo e das características geológicas e geotécnicas, obrigando a construção de grandes escavações, aterros, pontes e túneis, o que torna essas obras bastante complexas, demoradas e com elevados custos.

Segundo Vallejo *et al.* (2002), o objetivo geral dos estudos geológico-geotécnicos é conhecer e quantificar as condições do terreno que podem afetar a viabilidade, o projeto e a construção de uma obra. Dessa forma, devem estabelecer a viabilidade de se implantar o projeto em função das condições geológicas, geotécnicas e geoambientais, selecionar os traçados mais favoráveis, identificar os problemas de instabilidade e os riscos geológicos e determinar as propriedades geotécnicas necessárias para o projeto e construção das estruturas.

De acordo com o DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura dos Transportes (DNIT, 2015a) os **estudos geológicos** nos projetos de engenharia de infraestrutura ferroviária são constituídos nas fases de Projeto Básico e Projeto Executivo. Na fase de Projeto Básico, são examinadas todas as informações existentes da região atravessada pela ferrovia, realizada uma análise interpretativa das fotografias aéreas e imagens de satélites e percorridas as diretrizes de todas as alternativas de traçado. Na fase de Projeto Executivo, é realizado um plano de sondagens, mapeamento geológico, descrição geológica da região e recomendações para solução de problemas em zonas de instabilidade e solos compressíveis. O objetivo desse estudo é conhecer a região de implantação do projeto, como situação geográfica, clima, solos, vegetação, geologia, geomorfologia, hidrogeologia e ocorrência de materiais de construção. O reconhecimento geológico deve embasar a escolha do traçado e buscar soluções para grandes problemas geológicos como zonas de tálus (fragmento de rocha que se deposita na base de uma encosta), solos coluviais e solos compressíveis, zonas de instabilidade e passagens em meia-encosta íngreme.

Os **estudos geotécnicos**, também são desenvolvidos nas fases de Projeto Básico e Projeto Executivo. Na fase de Projeto Básico, os estudos consistirão na elaboração do plano de prospecção e ensaios (com base no reconhecimento geológico) e estudos relativos aos cortes, fundações de aterros, materiais naturais de construção e materiais para o sublastro (sub-balastro) e lastro (balastro) da ferrovia. Na fase de Projeto Executivo, será executado um novo plano de prospecção e ensaios, que irá complementar e aprofundar o conhecimento do projeto básico e servirá de base para o detalhamento dos estudos (DNIT, 2015b). O objetivo desse trabalho é obter o mapeamento geológico-geotécnico de toda a ferrovia, caracterizar os materiais ao longo da diretriz do traçado para elaboração do projeto de terraplenagem e dimensionamento da plataforma ferroviária, das fundações das obras de arte especiais e da escavação e suporte dos túneis.

Com relação a esse tema no Brasil, destaca-se o trabalho realizado pelo Serviço Geológico do Brasil (CPRM, 2009) para o projeto do TAV – Trem de Alta Velocidade, projetado para interligar as cidades de Campinas (São Paulo) e Rio de Janeiro. Os estudos geológico-geotécnicos foram divididos em três etapas, sendo a primeira etapa dedicada a mapeamentos geológico-geotécnicos integrados em SIG – Sistemas de Informação Geográfica; a segunda, à campanha de investigações e ensaios; e a terceira, à elaboração de modelos geológico-geomecânicos e seus riscos associados ao longo dos 511 km do traçado. Trata-se de um trabalho pioneiro no Brasil, desenvolvido com base nas mais recentes técnicas de trabalho em ambiente SIG, bases de dados, tratamento de imagens digitais e metodologias de processamento e modelagem digital de dados, que permitiram a constituição de um acervo consistente sobre o meio físico e as características geológico-geotécnicas e ambientais dos terrenos ao longo do traçado, para melhor subsidiar a tomada de decisões nas diversas etapas do projeto.

2.2 FASES DO PROJETO

As investigações geotécnicas devem seguir em consonância com as distintas fases do projeto (Oliveira, 1979; Rodrigues & Lopes, 1998; Vallejo *et al.*, 2002), sendo indicada a seguir a nomenclatura utilizada no Brasil e, quando adequado, o termo equivalente utilizado em Portugal:

- **Fase conceitual** (estudo prévio): definição conceitual do projeto, estudo informativos e de viabilidade;
- **Projeto básico** (anteprojeto): seleção de locais e traçado, estudo de soluções e estimativa aproximada dos custos;

- **Projeto detalhado/executivo** (projeto): definição detalhada de soluções, desenhos, orçamento, prazos e especificações;
- **Construção**: verificação do projeto, controle em obra do terreno e tratamentos de melhoria do mesmo;
- **Operação**: observação e controle da interação terreno-estrutura.

Tendo em conta a metodologia proposta para os estudos geológico-geotécnicos de barragens (Oliveira, 1979), para rodovias (Rodrigues & Lopes, 1998) e para investigações *in situ* (Vallejo *et al.*, 2002) foi elaborada a Tabela 2-1, que resume os objetivos dos estudos geológico-geotécnicos, as principais atividades e o tipo de documento emitido em cada uma das fases do projeto, procurando realçar os aspectos mais relacionados com as ferrovias. A compilação a partir de diferentes trabalhos foi necessária, pois, durante a revisão bibliográfica efetuada não foi encontrado nenhum trabalho que abordasse o tema específico das ferrovias.

Tabela 2-1 Estudos geológico-geotécnicos para o projeto de ferrovias (adaptado de Oliveira, 1979; Rodrigues & Lopes, 1998; Vallejo *et al.*, 2002).

Fase do projeto	Fase Conceitual (Estudo prévio)	Projeto Básico (Anteprojeto)	Projeto Detalhado (Projeto)	Construção	Operação
Objetivos dos estudos geológico-geotécnicos	Reconhecimento geológico dos traçados alternativos e de pontos críticos. Identificação de riscos. Disponibilidade de materiais de construção.	Escolha do traçado. Caracterização dos materiais naturais. Avaliação das exigências construtivas do traçado (aterros, escavações, túneis, viadutos). Zonamento geotécnico sumário.	Dimensionamento da obra. Caracterização dos materiais naturais de construção. Soluções construtivas para condicionantes geotécnicas. Zonamento geotécnico final.	Validação dos dados geotécnicos do projeto. Adequações do projeto às condições encontradas em obra.	Garantir a segurança e eficiência da exploração da ferrovia.
Principais atividades	Revisão da informação geológica existente. Interpretação de fotografias aéreas e imagens de satélite. Reconhecimento geológico e prospecção expedita.	Cartografia geológico-geotécnica. Investigação geofísica e mecânica. Ensaios <i>in situ</i> e de laboratório.	Cartografia geológico-geotécnica detalhada. Investigação mecânica. Ensaios <i>in situ</i> e de laboratório complementares.	Cartografia geotécnica das superfícies expostas. Prospecção e ensaios adicionais. Registro de informações da obra. Controle de qualidade.	Inspeção periódica preventiva. Estudo e resolução dos problemas ou anomalias suscetíveis de gerarem riscos ou acidentes.
Tipo de documento	Relatório preliminar	Relatório provisório	Relatório final	Relatório complementar	Relatório de operação

A Tabela 2-1 apresenta uma abordagem que se procura abrangente, pois os estudos dependem das condições geológicas do local e das especificidades de cada tipo de obra (escavações, aterros, pontes ou túneis).

O reconhecimento geológico dos terrenos é de extrema importância para a definição inicial das alternativas de traçado, pois fornece informações sobre as características e qualidade dos terrenos atravessados e a viabilidade da obra. Procura-se que o nível do conhecimento aumente progressivamente ao longo do desenvolvimento dos estudos de projeto, sendo utilizados métodos de investigação progressivamente mais elaborados e demorados (Oliveira, 1979), para que a informação obtida seja adequada para fundamentar as decisões a tomar.

Após a escolha do traçado, são realizadas campanhas de investigação geofísica, prospecção mecânica, ensaios *in situ* e de laboratório, para caracterizar os materiais que compõem as diversas unidades geológicas e geotécnicas atravessadas pela obra. Com a caracterização adequada dos terrenos é possível proceder ao zoneamento geológico-geotécnico, sendo os maciços agrupados em zonas de características geotécnicas distintas, definidas por parâmetros médios representativos.

A partir do conhecimento geotécnico dos maciços, obtidos principalmente nas fases de anteprojeto e de projeto, avança-se para o dimensionamento final da obra, nos diversos projetos que a compõem, como terraplenagem, pontes, viadutos, túneis, obras de contenção e drenagem. Na fase de projeto também são apresentadas soluções construtivas para condicionantes geotécnicas, definidas as especificações dos trabalhos a serem realizados na obra e emitidos os relatórios técnicos finais com toda a informação geológica e geotécnica do projeto.

Na fase de construção deve-se ter especial atenção na validação dos dados geotécnicos, onde é importante fazer a cartografia geotécnica das superfícies expostas para verificação da realidade do terreno e de possíveis diferenças entre o projeto e a obra, de modo a poder-se realizar as adequações necessárias, principalmente nos túneis onde a discrepância entre os elementos obtidos nos estudos de projeto e os obtidos na fase de construção poderá ser maior.

Todas as atividades realizadas no decorrer dos estudos geológico-geotécnicos devem ter o intuito de evitar a ocorrência de problemas geotécnicos, que para além das questões de segurança dos trabalhadores e da obra, também apresentam consequências no aumento dos prazos de execução e nos custos de construção e de operação da ferrovia.

2.3 MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO E ENSAIOS

Segundo Vallejo *et al.* (2002), as campanhas de investigação devem ser planejadas adequadamente, tendo em vista sua importância técnica e econômica para o projeto. Porém, essa é uma tarefa complexa, onde não existe uma regra geral, mas podem ser considerados os seguintes fatores:

- Objetivos do projeto: ações e solicitações das estruturas sobre o terreno;
- Informação prévia disponível;
- Condições geológicas regionais e locais;
- Acessos e características fisiográficas da área;
- Seleção dos métodos de investigação;
- Orçamentos e prazos.

Na seleção dos métodos de investigação, deve-se ter em conta a resolução, alcance, limitações e relação custo-benefício. As investigações devem estar situadas em lugares de **máxima representatividade geológica e geotécnica**, sendo que o número e profundidade das investigações dependerá da fase em que se encontra o projeto, do alcance do método e da extensão da área afetada pela obra.

A campanha de investigação será planejada com base nos estudos desenvolvidos na Fase Conceitual do projeto (estudo prévio), caracterizados pela revisão da informação geológica existente, interpretação de fotografias aéreas e imagens de satélite, reconhecimento geológico e prospecção expedita, citados na seção 2.2, Tabela 2-1.

Souza *et al.* (1998) classifica os métodos de investigação em métodos indiretos (ensaios geofísicos e sensoriamento remoto) e diretos (poços, trincheiras, sondagens mecânicas e ensaios) e alerta para a capacidade limitada desses métodos para caracterização do meio físico, sabendo-se que as informações obtidas por qualquer dos métodos requerem extrapolações, pelo que os resultados individuais podem ser otimizados, efetuando a análise conjunta dos resultados de vários métodos de investigação.

2.3.1 Investigações geofísicas

As investigações geofísicas permitem determinar a distribuição em profundidade de parâmetros físicos dos maciços e são muito úteis nas fases iniciais de investigação para orientar e complementar dados das sondagens mecânicas. Dentre os muitos métodos disponíveis, o que tem sido mais aplicado no reconhecimento geológico é a **sísmica de refração**.

A sismica de refração tem sido aplicada na determinação da profundidade do embasamento rochoso (*bedrock*), da espessura das camadas sotopostas ao embasamento, do nível freático, de falhas e localização de eventos cárnicos, além de fornecer subsídios que possibilitam a avaliação do grau de escavabilidade/ripabilidade de maciços rochosos. Este método consiste em medições da velocidade de propagação de ondas sísmicas nas diversas camadas geológicas, onde valores de velocidade menores que 1 000 m/s são representativos de solos, enquanto valores maiores que 4 000 m/s correspondem a rochas sãs (Souza *et al.*, 1998). Os valores intermediários de velocidade nem sempre são conclusivos e devem ser avaliados em conjunto com informações de furos de sondagens e a geologia local.

2.3.2 Investigações mecânicas

As investigações mecânicas podem incluir **sondagens a trado**, que visam identificar os tipos de solos presentes, sua espessura e distribuição e, **poços de inspeção** ou **trincheiras**, para obtenção de amostras indeformadas de solos e mapeamento das paredes. À medida que as investigações avançam aumenta-se o número de sondagens e estas passam a ser mais sofisticadas e com maior custo unitário, como as de percussão e rotativas com amostragem.

As **sondagens à percussão** são executadas com a finalidade de se obter amostras pouco deformadas e valores quantitativos de resistência dos solos por meio do ensaio de penetração dinâmica ou **ensaio SPT** – *Standard Penetration Test*. O avanço no solo é feito em geral com trado e trépano (ferramenta com terminação em bisel cortante), com diâmetro de 2,5" (63,5 mm) e profundidade em torno de 20 m, limitada pela ocorrência de material duro, como transição solo-rocha, matacões, seixos ou cascalhos. No ensaio SPT normalizado no Brasil, a cada metro da perfuração é feita a cravação de um amostrador padrão de 45 cm de comprimento, no fundo do furo, por meio do impacto de uma massa de 65 kg caindo em queda livre de 75 cm de altura sobre o ressalto da haste. O resultado do teste SPT corresponde à quantidade de golpes necessária para fazer penetrar os últimos 30 cm do barrilete amostrador no fundo do furo. As diretrizes para a execução de sondagens da ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (1990a) recomendam a paralisação da sondagem quando a penetração for inferior a 5 cm para cada 10 golpes sucessivos (Souza *et al.*, 1998).

As **sondagens rotativas** permitem a obtenção de amostras que visam não apenas a identificação da litologia e estruturas geológicas, mas também a identificação das características geotécnicas dos materiais e das descontinuidades. A profundidade habitual é até aos 100 m, mas pode chegar a 1.000 m (Vallejo *et al.*, 2002) especialmente quando utilizada para a prospeção de recursos. A sondagem é realizada por meio de um barrilete (de

3 a 5 m) conectado a uma coroa, que preserva testemunhos com diâmetros padronizados, sendo mais utilizados o NX (54,73 mm) e o HX (76,20 mm). Os testemunhos devem ser guardados em caixas, dispostos na sequência exata de sua posição no furo, da esquerda para direita e de cima para baixo. Na prática aplicada no Brasil realiza-se a sondagem percussiva com medidas do SPT nos trechos de solo e sondagem rotativa nos trechos em rocha, quando no local da sondagem, existe uma cobertura de material terroso acima do material rochoso. Nesse caso a sondagem é denominada **sondagem mista** (Souza *et al.*, 1998).

A posição do nível d'água (N.A.) é medida no furo e apresenta variações à medida que a perfuração avança e são interceptadas maior número de feições permeáveis. No final da sondagem, o N.A. medido no furo reflete o equilíbrio dinâmico dos vários níveis, podendo a água de circulação da sondagem interferir no nível medido. *“Para evitar esta situação é necessário esgotar o furo e, antes da medida do N.A., deve-se aguardar tempo suficiente para restabelecer o equilíbrio natural. Por isso, convém que as medidas sejam feitas diariamente pela manhã, antes do reinício da perfuração e 24 horas após a sua conclusão”* (Souza *et al.*, 1998).

A **sondagem a rotopercussão** é utilizada para avaliar preliminarmente a posição do topo da rocha, a presença de cavidades e a homogeneidade de um maciço rochoso. Nos túneis, utiliza-se para investigação horizontal de frentes de escavação. O furo geralmente tem 3” de diâmetro e comprimento de até 25 m. A avaliação do maciço é feita por meio do exame dos detritos da perfuração, velocidade e regularidade do avanço (Souza *et al.*, 1998).

2.3.3 Ensaios *in situ*

Os ensaios *in situ*, de acordo com Vallejo *et al.* (2002), têm grande importância na determinação das propriedades geotécnicas dos materiais como resistência, deformabilidade e permeabilidade e, são mais representativos que os ensaios de laboratório, por envolver um volume muito maior de material e que está em sua condição natural.

Para determinação da resistência, além do ensaio de penetração dinâmica **SPT**, executado em solos granulares, que permite correlações com a densidade relativa, ângulo de atrito (ϕ), carga admissível e assentamentos, temos o ensaio de penetração estática **CPT** – *Cone Penetration Test*, que se realiza em solos granulares e solos argilosos de consistência branda e permite correlações com o ângulo de atrito (ϕ) e com o módulo de Young (E) para solos granulares. Para determinação da resistência ao corte não drenada (coesão não drenada - c_u) de solos argilosos brandos (argilas muito moles, moles e médias), destaca-se o

ensaio de **vane shear test** (designado por ensaio de palheta no Brasil e por ensaio de molinete ou de corte rotativo em Portugal) (Vallejo *et al.*, 2002).

Para maciços rochosos, podem ser realizadas estimativas da resistência da matriz rochosa por meio do esclerómetro ou **martelo de Schmidt** e do **ensaio de carga pontual** (*point load test*). Nas discontinuidades, podem ser realizados o **ensaio de resistência ao corte** (que permitem a determinação da coesão e ângulo de atrito) e o **Tilt test** (ângulo de atrito). Para análise da qualidade do maciço rochoso mede-se o grau de fraturação, pelo índice de **RQD – Rock Quality Designation**, que representa a relação entre a soma dos comprimentos de testemunhos maiores que 10 cm e o comprimento total da sondagem (Vallejo *et al.*, 2002). Esses ensaios permitem classificar os maciços rochosos, sendo as **classificações geomecânicas** mais utilizadas na mecânica das rochas, a **RMR – Rock Mass Rating** de Bieniawski (1973) e a **Q – Rock Mass Quality** de Barton *et al.* (1974).

Nos ensaios de deformabilidade em maciços terrosos destacam-se o **ensaio pressiométrico** e o **ensaio de carga em placa**. Nos maciços rochosos, podemos citar o **ensaio dilatométrico**, **ensaio de carga em placa** em galerias e o **ensaio com macacos planos** (*flat jack*). Os **métodos sísmicos** são aplicáveis a solos e rochas e permitem estimar a deformabilidade dinâmica a partir da velocidade das ondas sísmicas (Vallejo *et al.*, 2002).

A permeabilidade dos maciços terrosos pode ser avaliada pelo **ensaio Lefranc**, realizado no interior dos furos de sondagem para medir o coeficiente de permeabilidade (k) em solos granulares situados abaixo do nível freático e em rochas muito fraturadas. A permeabilidade dos maciços rochosos constitui umas das propriedades com maior variação dentro de uma mesma formação rochosa e pode ser estimada pelo **ensaio Lugeon**, também realizado no interior dos furos de sondagem, permite avaliar a permeabilidade dos maciços rochosos em qualquer tipo de litologia e estado de fraturação (Vallejo *et al.*, 2002).

2.3.4 Ensaios de laboratório

Nas amostras de solos são realizados **ensaios de laboratório** de granulometria, limite de liquidez e plasticidade (limites de Atterberg), umidade natural, densidade *in situ*, compactação e ISC - Índice de Suporte Califórnia (CBR – *California Bearing Ratio*) (DNIT, 2015b). Com base em Rodrigues & Lopes (1998) apresentam-se a seguir alguns aspectos dos ensaios referidos.

Os **ensaios de granulometria e limites de Atterberg** são utilizados para classificar e determinar o estado dos solos. Os sistemas de classificação mais utilizados são o **SUCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos** e o **HRB – Highway Research Board** (também

conhecido como classificação da AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*).

O **ensaio de umidade natural** dos solos nas condições naturais de ocorrência é aplicado nas investigações das áreas de empréstimo para fins de compactação dos solos do subleito nas umidades consideradas ótimas.

O **ensaio de densidade *in situ*** é usado para a determinação da densidade dos materiais tal como eles se encontram no terreno, o que permite definir os volumes reais disponíveis e o fator de empolamento, ou seja, a relação entre o volume natural e o volume resultante do corte. Portanto, esse ensaio é aplicado na investigação dos maciços de cortes e áreas de empréstimo cujos materiais serão utilizados na construção de aterros e camadas finais de subleito e sublastro (sub-balastro).

O **ensaio de compactação** visa determinar as condições ótimas de umidade e densidade, nas quais deverão ser confeccionadas as camadas dos aterros, para que adquiram resistência adequada. Portanto, é útil na investigação das áreas de empréstimo de solos para aterros.

O **ensaio de ISC (CBR)** é realizado sobre corpos-de-prova compactados, moldados com amostras deformadas extraídas das investigações mecânicas. Seu resultado é utilizado na avaliação da capacidade de suporte da plataforma para o projeto de superestrutura.

Com relação ao estudo da Mecânica dos Solos, Matos Fernandes (2012) destaca dois ensaios principais, apresentados a seguir.

O **ensaio edométrico**, indicado para estudar a compressibilidade, ou seja, as deformações volumétricas sofridas pelo solo quando carregado, dos estratos de argila carregados em condições de confinamento lateral. Foi concebido para simular as condições de carregamento, de deformação e de drenagem existentes no campo.

O **ensaio triaxial**, ensaio de laboratório mais utilizado para caracterizar a resistência ao corte dos solos: coesão não drenada (c_u) e ângulo de resistência ao corte (ϕ').

3 PARTICULARIDADES DO ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O objetivo primordial dos estudos geológico-geotécnicos é conhecer a natureza e o comportamento geotécnico dos terrenos que constituem o maciço que irá receber a nova ferrovia. Porém, trata-se de uma obra linear, cujo traçado atravessa formações geológicas diversas e topografia variável, onde para além dos trabalhos de terraplanagem será necessário realizar obras especiais como pontes, viadutos e túneis, que exigem estudos específicos muito detalhados e diversificados.

Para compreender o conjunto de estudos geológico-geotécnicos realizados no âmbito de implantação de uma nova ferrovia, analisaremos as particularidades aplicadas às obras de escavações, aterros, obras de arte especiais, túneis e prospecção de materiais naturais de construção.

3.1 ESCAVAÇÕES

Nos projetos de rodovias e ferrovias, as escavações são denominadas por **cortes**. Segundo o DNIT (2009a), cortes são segmentos do traçado, em que a implantação requer a escavação do terreno natural ao longo da faixa terraplenada, composta pelo eixo e seções do projeto (*off sets*). Nas ferrovias, o subleito define a superfície acabada da terraplenagem, representada pela cota do projeto geométrico, que irá definir a profundidade da escavação. A Figura 3-1 apresenta um esquema de uma seção-tipo de corte.

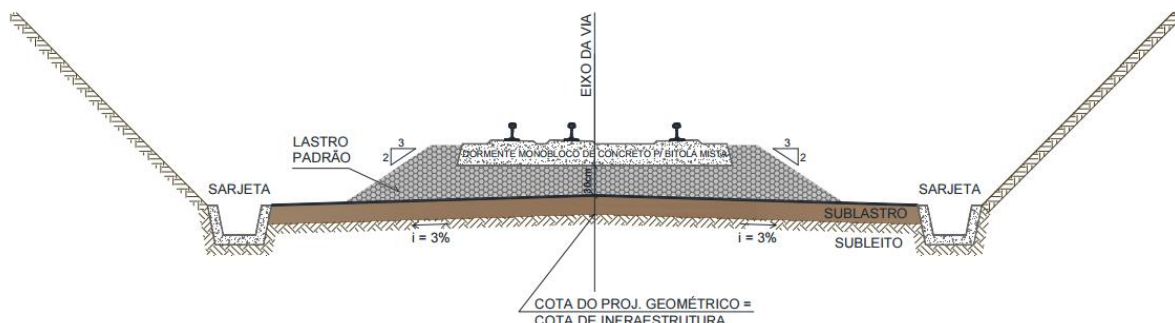


Figura 3-1 Seção-tipo de corte em tangente (DNIT, 2015b).

3.1.1 Métodos de escavação

Segundo Redaelli & Cerello (1998), o método de escavação requer estudos prévios dos fatores geológico-geotécnicos, como natureza e comportamento do material e, dos possíveis efeitos sobre o terreno e estruturas adjacentes. Também é importante definir os propósitos da escavação, os prazos previstos, a presença de água, a distância aos locais de disposição de estéreis e os tipos de equipamento disponíveis. Os métodos de escavação podem ser classificados quanto à categoria do material em:

- **Escavação comum:** escavação do material classificado como primeira categoria, composto por solo, material decomposto, aluviões e material homogêneo com blocos isolados de até 1 m³ que pode ser removido com o uso de equipamento comum;
- **Escavação de rocha por desagregação ou mista:** escavação de material intermediário, ou de segunda categoria, como rochas fraturadas, estratificadas, de diferentes graus de alteração, desmontadas e desagregadas por escarificadores (*rippers*), rompedores hidráulicos ou emprego descontínuo de explosivos de baixa potência;
- **Escavação de rocha por explosivos:** escavação de material de terceira categoria, composta por rocha sã ou pouco alterada.

A **escavabilidade** é a maior ou menor facilidade do maciço em ser escavado e depende de fatores como dureza, tenacidade, velocidade de propagação de ondas sísmicas, resistência à tração e compressão e densidade do maciço rochoso. O conhecimento da escavabilidade irá fundamentar a escolha do método de escavação. Por exemplo, a velocidade de ondas sísmicas é diretamente proporcional à dificuldade de escavação e pode ser estimada com base na velocidade sísmica, pelo método geofísico de **sísmica de refração**, que também permite determinar a profundidade do topo rochoso e a espessura das camadas sotopostas ao embasamento. A Tabela 3-1 relaciona o tipo de material com a velocidade de propagação destas ondas no maciço rochoso.

Tabela 3-1 Correlação entre velocidade sísmica e escavabilidade (Redaelli & Cerello, 1998).

Velocidade de ondas sônicas (m/s)	Característica do material	Categoria do material
300 a 800	Escavável (equipamento comum)	1ª categoria
800 a 2200	Escarificável (trator D-9)	1ª categoria
2200 a 2600	Transição	2ª categoria
> 2600	Escavação com explosivo	3ª categoria

3.1.2 Investigações *in situ*

O estudo geológico-geotécnico de uma escavação consiste na realização de sondagens manuais e mecânicas, com o objetivo de obter amostras do material de escavação (para identificar os tipos de materiais presentes, sua espessura e distribuição), ter referência do nível da água, realizar medidas de resistência de maciços terrosos e identificar a litologia, estrutura geológica e descontinuidades dos maciços rochosos (Souza *et al.*, 1998).

Segundo Vallejo *et al.* (2002), as investigações *in situ* para um projeto de escavação tem como objetivo o reconhecimento geológico do terreno afetado pela escavação, com a finalidade de obter os parâmetros necessários para desenhar os taludes, analisar sua estabilidade, escavar os materiais, calcular as medidas de estabilização e projetar as obras de drenagem.

No estudo dos cortes, o plano de sondagem deve ser elaborado para **investigações do suporte do subleito, da classificação dos materiais do corte e do estudo de estabilidade dos taludes**. Para tanto, deve ser feito uso de poços de inspeção, sondagens a trado, percussão, rotativa, mista e geofísica para melhor definição das camadas a serem escavadas (DNIT, 2015b).

Nas investigações do suporte do subleito e na classificação dos materiais de corte, são obtidos valores de SPT e realizados ensaios de análise granulométrica, limite de liquidez e plasticidade, umidade natural, densidade *in situ*, compactação e ISC (CBR) nas amostras obtidas nas sondagens realizadas em solos (DNIT, 2015b). Esses ensaios permitem a caracterização física e mecânica dos materiais, a classificação do material escavado (1ª, 2ª e 3ª categorias) e a análise da sua **aptidão para uso em aterros**. Aqui chama-se a atenção de dois conceitos importantes para o cálculo do volume de terras: **fator de empolamento**, definido como a relação entre o volume natural e o volume resultante do corte, e **fator de homogeneização**, relação entre o volume natural no corte (jazida) e o volume compactado no aterro (Rodrigues & Lopes, 1998).

3.1.3 Análise de estabilidade de taludes

De acordo com Filho & Virgili (1998), para avaliação da estabilidade de taludes em maciços terrosos, o ângulo de atrito (Φ) e a coesão (c) são parâmetros determinantes da **resistência ao cisalhamento (corte)**. Para os maciços rochosos, as **descontinuidades geológicas** determinam, em grande parte, a estabilidade das massas rochosas e podem condicionar diretamente o mecanismo e a geometria da ruptura. Os métodos de análise de estabilidade envolvem um conjunto de procedimentos visando a determinação de uma

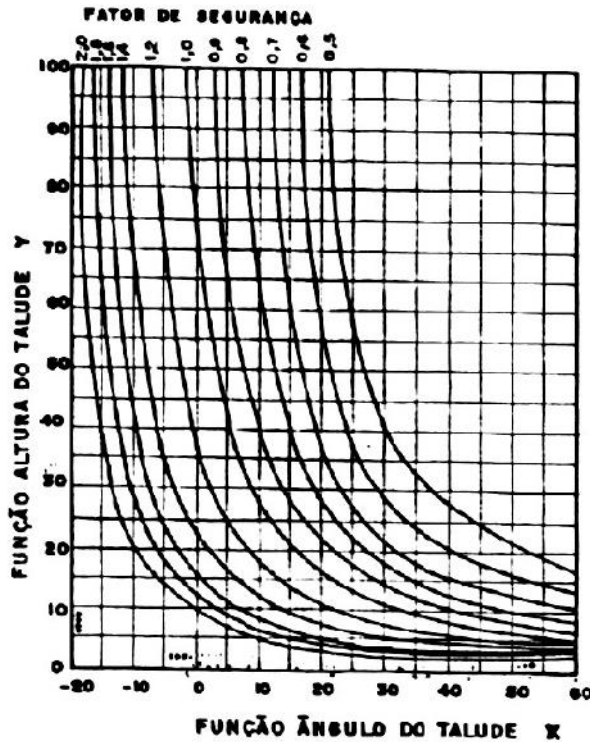
grandeza que permita quantificar o quão próximo da ruptura um determinado talude se encontra, num determinado conjunto de condicionantes atuantes. Segundo esses autores, os principais métodos de análise de estabilidade, baseados na teoria do equilíbrio-limite são:

- **Métodos analíticos:** expressam a estabilidade de um talude por um fator de segurança (FS), calculado pelo quociente entre a resistência do terreno e as forças motoras ao longo da superfície de movimentação. Os métodos mais conhecidos são Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu e Morgenstern-Price;
- **Retroanálise:** utilizando métodos determinísticos, são feitos cálculos tentativos do fator de segurança, até ajustar os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) à condição $FS=1,0$, considerando as condições geométricas, geotécnicas e hidrogeológicas de rupturas anteriores;
- **Ábacos de estabilidade:** consiste no emprego de ábacos que apresentam graficamente os resultados dos cálculos de estabilidade. Entre os mais utilizados, podem ser citados os de Taylor, Bishop-Morgenstern e Hoek-Bray;
- **Método da projeção estereográfica:** utilizado principalmente para maciços rochosos com estruturas geológicas marcantes, permite uma visualização rápida dos tipos potenciais de ruptura por meio da representação espacial das relações entre as atitudes das estruturas geológicas e as atitudes dos taludes.

Para determinar o fator de segurança em maciços terrosos, por meio de métodos que utilizam a teoria do equilíbrio-limite, é necessário ter conhecimento dos parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito). Esses parâmetros podem ser obtidos em ensaios de laboratório (corte direto e ensaio triaxial), ensaios *in situ* (SPT e CPT), por meio da aplicação de correlações estatísticas e, através de retroanálise de casos de ruptura observadas na região circunvizinha à área analisada (Gomes, 2003).

No Brasil, nos cálculos de retroanálise, é muito utilizado o método de projeto de taludes de Hoek (1972), que utiliza um ábaco com o fator de segurança, função da altura do talude Y e função do ângulo do talude X (Figura 3-2). A partir de um valor assumido de ângulo de atrito (Φ') é calculado o valor de X , referente à condição de presença de água presente no talude, que associada ao $FS=1$ no ábaco, permite encontrar o valor de Y . Com o valor de Y e as características hidrogeológicas da fenda de tração, calcula-se o valor da coesão (c'). Os valores obtidos de Φ' e c' para várias superfícies de ruptura são plotados em um gráfico e permitem estimar valores médios de coesão e ângulo de atrito (Calle, 2000).

Com o ábaco de Hoek, pode-se obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento/corte (coesão e ângulo de atrito) de um talude e o fator de segurança em função do seu ângulo de inclinação e da sua altura (Gomes, 2003).



Condição	Função
Talude Drenado	$X = \alpha - 1,2 * \phi$
Sem Fenda de Tração	$Y = \frac{\gamma * H}{c}$
Fluxo Normal Descendente	$X = \alpha - \phi * \left[1,2 - 0,3 * \frac{H_w}{H} \right]$
Fenda de Tração Seca	$Y = \left[1 + \left(\frac{\alpha - 2,5}{100} \right) * \frac{z_0}{H} \right] * \frac{\gamma * H}{c}$
Fluxo de água Horizontal	$X = \alpha - \phi * \left[1,2 - 0,5 * \frac{H_w}{H} \right]$
Fenda de Tração preenchida de água	$Y = \left[1 + \left(\frac{\alpha - 10}{100} \right) * \frac{z_0}{H} \right] * \frac{\gamma * H}{c}$

Figura 3-2 Ábaco de ruptura circular (Hoek, 1972 apud Calle, 2000) e funções (X,Y) para acompanhamento (Hoek, 1972 apud Jesus, 2008).

Segundo Vallejo *et al.* (2002), para o estudo do comportamento mecânico dos maciços rochosos, deve-se estudar as propriedades tanto da rocha matriz (litologia e estado de alteração) quanto das descontinuidades. A resistência à compressão simples é a propriedade mais frequentemente medida da rocha matriz. Na análise das descontinuidades são várias as características a serem analisadas: orientação, espaçamento, continuidade ou persistência, abertura, material de preenchimento, percolação ou presença de água, rugosidade, estado de alteração, resistência das paredes, número de famílias e o bloco unitário dos maciços rochosos. As descontinuidades influenciam de forma determinante o comportamento geomecânico dos maciços e condicionam a resistência, a deformabilidade e a permeabilidade. A combinação das descontinuidades com a altura e orientação do talude define os problemas de estabilidade que se podem apresentar (rupturas planas, em cunhas, tombamentos, queda de blocos).

3.1.4 Classificações geomecânicas

Para determinação da qualidade do maciço rochoso, podem ser utilizadas as classificações geomecânicas RMR – *Rock Mass Rating* (Bieniawski, 1973) e SMR – *Slope*

Mass Rating (Romana, 1985). Não é objetivo do presente trabalho descrever os métodos de classificação, mas antes apresentar as formas de aplicação dos métodos, descritas a seguir.

3.1.4.1 Classificação RMR

A classificação RMR – *Rock Mass Rating* de Bieniawski (1973) evoluiu e foi amplamente alterada em relação à versão original para adaptação a novos casos de estudo (1974, 1975, 1976, 1979, 1989). A classificação proposta por Bieniawski (1989) tem por base uma vasta experiência colhida em obras subterrâneas e leva em consideração seis parâmetros de caracterização dos maciços rochosos:

1. Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;
2. RQD - *Rock Quality Designation*;
3. Espaçamento das descontinuidades;
4. Condição das descontinuidades;
5. Influência da água;
6. Orientação das descontinuidades.

Com o valor do RMR é possível inferir valores de referência para o tempo de auto-sustentação do maciço, bem como características da seção de escavação e métodos de suporte recomendados. Baseado na aplicação prática da sua classificação a túneis construídos, Bieniawski (1979) propõem para um túnel em seção tipo ferradura, largura de 10 m, tensão vertical < 25 MPa, com escavação realizada com recurso a explosivos, diversas alternativas de suporte inicial, como apresentado na Tabela 3-2.

Bieniawski (1978) propôs uma correlação entre o valor do RMR e o módulo de deformabilidade do maciço rochoso (E_m) apresentado na Equação 1. Serafim e Pereira (1983) também apresentou uma proposta, conforme a Equação 2. O módulo de deformabilidade é dado em GPa.

$$E_m = 2 \cdot RMR - 100, \text{ para } RMR > 50 \quad \text{Eq. (1)}$$

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad \text{Eq. (2)}$$

Tabela 3-2 Guia para escavação e suporte de túneis (Bieniawski, 1979).

Seção tipo = ferradura; largura = 10 m; tensão vertical < 25 MPa; escavação com recurso a explosivos				
Classe do maciço	Escavação	Suporte		
		Pregagens (<i>rock bolts</i>)	Concreto (betão) projetado	Cambotas
Muito boa I RMR 81 - 100	Seção total; 3 m de avanço	Geralmente não requer suporte, com a exceção de pregagens ocasionais		
Boa II RMR 61 - 80	Seção total; 1 a 1,5 m de avanço; suporte completo a 20 m da frente	Pregagens de 3 m de comp., espaçadas de 2,5 m, ocasionalmente com malha	50 mm no teto quando necessário	Nenhum
Razoável III RMR 41 - 60	Seção parcial (frente e rebaixo); 1,5 a 3 m de avanço; início do suporte a cada fogo; suporte completo a 10 m	Pregagens sistemáticas com 4 m de comp., espaçadas de 2 m nas paredes e teto, com malha no teto	50-100 mm no teto e 30 mm nas paredes	Nenhum
Fraca IV RMR 21 - 40	Seção parcial (frente e rebaixo); 1 a 1,5 m de avanço; instalação do suporte concomitantemente com a escavação	Pregagens sistemáticas com 4-5 m de comp., espaçadas de 1-1,5 m, com malha no teto e nas paredes	100-150 mm no teto e 100 mm nas paredes	Cambotas leves espaçadas de 1,5 m
Muito fraca V RMR < 20	Seções múltiplas; avanço de 0,5-1,5 m; instalação do suporte concomitantemente com a escavação; concreto projetado logo após a escavação	Pregagens sistemáticas com 5-6 m de comp., espaçadas de 1-1,5 m, com malha no teto e nas paredes, pregagens na soleira	100-150 mm no teto e 100 mm nas paredes	Cambotas médias a pesadas espaçadas de 0,75 m. Fechamento da soleira.

3.1.4.2 Classificação SMR

A classificação SMR – *Slope Mass Rating* é uma extensão da classificação RMR proposta por Romana (1985) para taludes rochosos e se obtém somando um fator de ajuste que é função da orientação das juntas (e produto de três subfatores) e um fator de escavação que depende do método utilizado.

$$SMR = RMR + (F1.F2.F3) + F4 \quad \text{Eq. (3)}$$

Em que:

SMR: *Slope Mass Rating*;

RMR: *Rock Mass Rating*;

F1: depende do ângulo entre a direção do pendor das descontinuidades e do talude;

F2: depende do pendor das descontinuidades;

F3: depende da relação entre os ângulos dos pendores das descontinuidades e do talude;

F4: depende do método de desmonte utilizado.

Os valores de SMR obtidos são divididos em cinco classes de estabilidade (Romana, 1985), conforme a Tabela 3-3. Em função do valor do SMR, Romana *et al.* (2003) propõe diferentes medidas de estabilização conforme a Tabela 3-4.

Tabela 3-3 Classes de estabilidade segundo a classificação SMR (Romana, 1985 apud Freitas, 2011).

Classe	V	IV	III	II	I
Coesão (MPa)	<0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,3	0,3 - 0,4	0,4
Angulo de atrito (°)	15	15 - 25	25 - 35	35 - 45	>45
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100
Descrição	Muito má	Má	Normal	Boa	Muito boa
Estabilidade	Completamente instável	Instável	Parcialmente instável	Estável	Completamente estável
Roturas	Roturas de grandes dimensões por planos contínuos	Roturas planares ou roturas por cunhas de grandes dimensões	Algumas roturas planares ou muitas roturas por cunhas	Alguns blocos	Nenhuma
Sustimento	Re-escavação	Correcção	Sistemático	Ocasional	Nenhum

Tabela 3-4 Valor SMR para diferentes tipos de ruptura e respectivos métodos de suporte (Romana et al., 2003 apud Freitas, 2011).

Ruptura planar	Grande						Alguma				Nenhuma			
Basculamento				Grande			Alguma		Mínima		Nenhuma			
Queda de blocos	Possível						Nenhuma							
SMR	0 - 15	15 - 20	20 - 25	25 - 30	30 - 35	35 - 40	40 - 45	45 - 50	50 - 55	55 - 60	60 - 65	65 - 70	70 - 75	75 - 80
Reescavação	Modificação da geometria do talude e muros de contenção													
Drenagem	Drenagem superficial ou profunda													
Betão	Colocação de betão (betão projectado, contrafortes, muros no pé do talude)													
Reforço	Reforço do talude (pregagens, ancoragens)													
Protecção	Protecção do talude (redes metálicas, valas no pé dos taludes, protecção no pé dos taludes)													
Não aplicado											Não são aplicadas medidas de estabilização (possível retirada dos blocos instáveis)			

3.1.5 Métodos de estabilização e instrumentação

Entre os inúmeros problemas de caráter geológico-geotécnico que podem ocorrer em taludes, os mais típicos são a erosão e os movimentos de massa. A execução correta das obras de drenagem e de proteção superficial pode ser o principal instrumento na contenção de diversos problemas de instabilização. Vários são os métodos de estabilização disponíveis, como retaludamento, drenagem (superficial e subterrânea), proteção superficial (revestimento vegetal, concreto projetado, rede metálica) e obras de contenção (muro de arrimo, chumbadores, tirantes, cortina atirantada, estaca-raiz, etc). A adoção de um determinado tipo de obra de estabilização deve ser o resultado final do estudo de caracterização geológico-geotécnica e fenomenológica do talude (Filho & Virgili, 1998).

A instrumentação dos taludes fornece medidas de deformações, deslocamentos e pressões neutras que traduzem indiretamente as condições de estabilidade. Vários são os tipos de instrumentos utilizados, dentro dos quais, podemos citar: marcos superficiais, extensômetros, fissurômetros, inclinômetros, células de carga em tirantes e piezômetros (Filho & Virgili, 1998).

3.2 ATERROS

Segundo o DNIT (2009b), aterros são segmentos do traçado cuja implantação requer depósito de materiais, provenientes de cortes e/ou empréstimos, sobre o terreno natural ao longo da faixa terraplenada, composta pelo eixo e seções do projeto (*off sets*). Nas ferrovias, o subleito define a superfície acabada da terraplenagem, representada pela cota do projeto geométrico, que irá definir a altura do aterro. O subleito é composto pelo corpo do aterro e pela camada final, também denominada reforço do subleito, constituída de material selecionado, constituindo os 60 cm finais do subleito. Após o subleito, é depositada a camada de sublastro. A Figura 3-3 apresenta um esquema de uma seção-tipo de aterro.

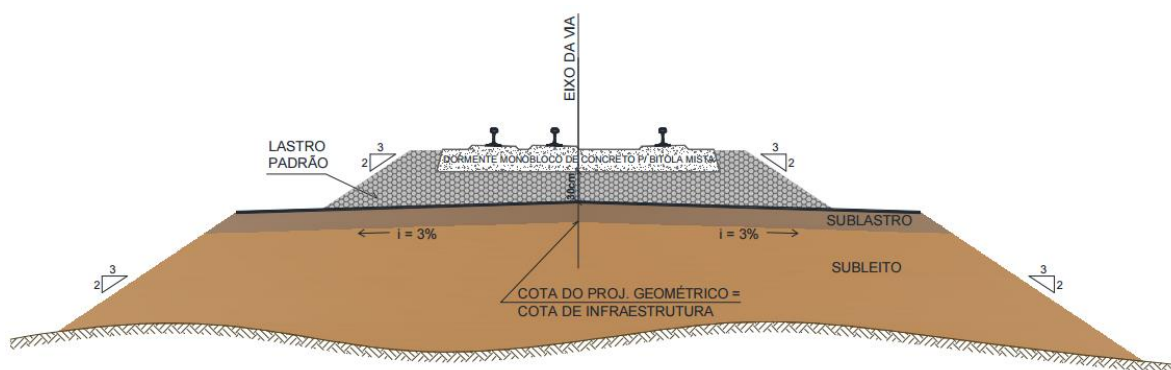


Figura 3-3 Seção-tipo de aterro (DNIT, 2015b).

3.2.1 Investigações *in situ*

No estudo das fundações dos aterros devem ser executadas sondagens para **investigações do suporte do subleito e ocorrência de solos compressíveis**. Nas áreas de solos compressíveis, deverão ser determinadas as espessuras médias das camadas moles e os valores de coesão e coeficiente de adensamento por sondagens e ensaios especiais (DNIT, 2015b).

Os materiais a serem utilizados na composição do subleito devem ser submetidos a ensaios de análise granulométrica, limite de liquidez e plasticidade, umidade natural, densidade *in situ*, compactação e ISC (CBR). Sempre que possível e economicamente indicado, esses materiais devem ser provenientes de cortes ou empréstimos resultantes de alargamento e/ou suavização dos taludes dos cortes projetados. Para serem utilizados como corpo de aterro, os materiais devem apresentar $ISC > 5$ e expansão $\leq 2\%$. Para as camadas finais, relativas aos últimos 60 cm, $ISC \geq 8$ e expansão $< 2\%$ (DNIT, 2015b).

3.2.2 Aterros de enrocamento

Segundo o DNIT (2015c), na disponibilidade de materiais rochosos, admite-se a execução de camadas de aterros rochosos (3ª categoria). Para tal, devem ser seguidas as seguintes recomendações:

- A rocha deve ser depositada em camadas, cuja espessura não deve ultrapassar 0,75 m. Os últimos 2,00 m de aterro deverão ser executados em camadas de, no máximo, 0,40 m de espessura;
- A conformação das camadas deverá ser executada mecanicamente, devendo o material ser espalhado com equipamento apropriado e devidamente compactado por meio de rolos vibratórios, de forma a obter um conjunto livre de grandes vazios;
- O diâmetro máximo dos blocos de pedra será limitado a 3/4 da espessura da camada;
- Não se admite construção de aterro rochoso na camada final de terraplenagem, 60 cm abaixo da cota do projeto geométrico, também denominada de reforço do subleito;
- Devem ser apresentadas especificações técnicas complementares para a execução de aterros rochosos, que serão partes obrigatórias integrantes do projeto de terraplenagem.

O presente trabalho destaca o estudo de aterros construídos com **material rochoso** (enrocamento), pois ao longo da experiência profissional da autora em obras ferroviárias, apercebeu-se da necessidade de aprofundar o conhecimento das propriedades, qualidades e formas de uso desse material. A reutilização do material proveniente de escavações de rocha

em cortes e túneis, foi de um modo geral insuficientemente realizada nas obras acompanhadas.

Na falta de especificações brasileiras sobre o tema, recorre-se à bibliografia portuguesa. O caderno de encargos da Estradas de Portugal (2009) classifica os tipos de materiais de aterro em função das características granulométricas conforme exposto na Tabela 3-5.

Tabela 3-5 Classificação de materiais de aterro em função das características granulométricas, onde “c” corresponde à espessura da camada depois de compactada (EP, 2009).

Tipo de material	Características granulométricas (peneiro ASTM)	Valor limite
Solo	Material retido no peneiro 19 mm (3/4")	≤ 30%
Material rochoso (Enrocamento)	Percentagem passada no peneiro 25 mm (1")	≤ 30%
	Percentagem passada no peneiro 0,075 mm (n° 200)	≤ 12%
	Dimensão máxima dos blocos (Dmax)	≤ 2/3 c ou 0,8 m
Solo-enrocamento	Material retido no peneiro 19 mm (3/4")	30 a 70%
	Percentagem passada no peneiro 0,075 mm (n° 200)	12 a 40%
	Dimensão máxima dos blocos (Dmax)	≤ 2/3 c ou 0,4 m

Ainda de acordo com o caderno de encargos citado, pedrapleno é todo aterro com materiais rochosos (enrocamento) de boa qualidade, que normalmente apresenta valores de resistência à compressão simples inferior a 30 MPa. Do ponto de vista da sua reutilização na construção de aterros e definição das condições de aplicação, os materiais rochosos podem ser classificados em função da resistência e fragmentabilidade conforme a Tabela 3-6.

Tabela 3-6 Classificação de materiais rochosos para construção de aterro (EP, 2009).

Tipo de rochas	Classificação
ROCHAS SEDIMENTARES Rochas carbonatadas (Calcários)	LA < 45: Calcários duros
	LA > 45 e $\gamma > 18 \text{ kN/m}^3$: Calcários de densidade média
Rochas Siliciosas (Grés, Brechas)	LA < 45: Rochas Siliciosas Duras
	LA > 45 e FR < 7: Rochas Siliciosas de Dureza Média
ROCHAS MAGMÁTICAS E METAMÓRFICAS	LA < 45: Rochas duras
	LA > 45 e FR < 7: Rochas de Dureza Média

Nota: γ – peso volúmico; LA – percentagem de desgaste no ensaio Los Angeles; FR – índice de fragmentabilidade

Nos aterros de grande porte (altura maior que 20 m) terão que ser verificadas em obra as características admitidas em projeto para as propriedades índice, nomeadamente: compressão simples, compressão por carga pontual (*point load test*), porosidade, massa

volúmica e expansibilidade. Deve ainda ser dada particular importância à resistência ao esmagamento, ao desgaste em meio úmido (*slake durability test*), ao desgaste de Los Angeles e à deformação unidimensional dos materiais.

Na parte superior do corpo do aterro devem ser utilizados materiais que permitam fazer a transição entre os materiais utilizados no corpo do aterro e os materiais das camadas finais (reforço do subleito). Só é permitida a utilização de solos sobre o corpo do aterro, se a altura de aterro sobre o pedrapleno for superior a 1,50 m.

O caderno de encargos da Estradas de Portugal (2009), o capítulo dos métodos construtivos refere que quando os materiais utilizados no corpo do aterro forem constituídos de enrocamento ou solo-enrocamento, os parâmetros de referência para avaliar as condições de execução, como grau de compactação, devem ser obtidos das conclusões dos aterros experimentais e dos correspondentes ensaios de laboratório.

Nos aterros com enrocamento ou misturas solo-enrocamento a colocação do material deverá ser feita em camadas, com a técnica conhecida por **deposição em cordão**, em que o material é descarregado 5 m antes da frente de aplicação e empurrado por meio de *bulldozer* com potência suficiente para espalhar o material em camada. Segundo Quinta-Ferreira & Veiga Pinto (1994), *“esta técnica aumenta o rendimento da colocação pois permite o rearranjo dos materiais de modo que os mais grossos se deslocam para a base da camada enquanto os mais finos preenchem os vazios entre os maiores, permitindo um bom imbricamento e diminuindo o índice de vazios. Obtém-se ainda uma superfície mais plana e relativamente uniforme para o topo da camada, o que facilita a circulação dos veículos de transporte e a utilização do cilindro vibrador”*.

De acordo com o caderno de encargos da Estradas de Portugal (2009), a espessura das camadas, o número de passagens do cilindro (normalmente 6 a 10), a energia de compactação, a quantidade de água (normalmente 10% em relação ao volume de material) e o índice de vazios de referência, serão determinadas após a realização de ensaios de laboratório e de um **aterro experimental**. Na compactação desses aterros é obrigatória a aplicação de cilindros vibradores com carga superior a 4,5 KN/m e a altura da camada não deve ser superior a 1,0 m.

Os aterros experimentais servem para validar os pressupostos de projeto e deve ser realizado de acordo com a seguinte metodologia:

- Seleciona-se uma área no local com 30 m de comprimento por 15 m de largura, removendo-se o solo orgânico superficial;

- Espalha-se o material a usar no aterro em três faixas com 5 m de largura e com três espessuras diferentes;
- Em cada faixa do aterro experimental colocam-se 16 placas metálicas de nivelamento e, com apoio topográfico, medem-se os assentamentos por cada duas passagens do cilindro até que os assentamentos estabilizem;
- Realizam-se ensaios macro para determinação do índice de vazios de referência e confirmação da granulometria e peso volúmico do material utilizado.

A seleção da espessura da camada deverá ser feita com base nas conclusões do aterro experimental e dos ensaios de laboratório subsequentes de modo a que se garanta a sua eficaz compactação com o número de passagens do cilindro adequado ao rendimento da obra.

No controle de qualidade da execução das camadas de aterros com materiais deste tipo deverão ser realizados **nivelamentos de precisão** sobre placas metálicas de referência colocadas à superfície do enrocamento e **ensaios macro**, efetuando a abertura de poços, com vista à determinação do peso volúmico, índice de vazios e granulometria (Quinta-Ferreira & Veiga Pinto, 1994). A granulometria deverá satisfazer ao especificado na Tabela 3-5 e o índice de vazios não deverá ser superior ao definido no aterro experimental.

O ensaio macro consiste na abertura de uma cavidade cilíndrica ou prismática, com dimensões em planta cinco vezes superior ao diâmetro máximo da partícula (D_{max}) e altura igual à espessura da camada. A cavidade é coberta com uma membrana de polietileno impermeável e o seu volume é determinado por meio do seu enchimento com água (Figura 3-4). O material retirado é pesado e determinado o teor em água por secagem em laboratório. A partir da determinação do teor em água e do peso volúmico é possível determinar o índice de vazios (Brazão, 2011).



Figura 3-4 Realização de ensaio macro (JAE/LNEC, 1999 apud Brazão, 2011).

3.3 OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

Segundo o DNIT (2015d), entende-se por obras de arte especiais (OAE) toda e qualquer estrutura projetada para resolver interferências com o traçado da ferrovia, como pontes, viadutos, passagens superiores, passagens inferiores e passarelas (ponte para peões).

Vallejo *et al.* (2002) explica que toda estrutura há de se apoiar no terreno, que em comparação com os materiais estruturais, como o concreto e o aço, apresenta menor resistência e maior deformação. Dessa forma, é preciso dotar a estrutura de **fundações** capazes de repartir e transmitir ao terreno pressões que sejam compatíveis com sua resistência e deformabilidade.

3.3.1 Tipos de fundações

A forma e dimensões das fundações são função das cargas atuantes e da natureza do terreno. Quando este permite, podem ser utilizadas fundações a pouca profundidade, chamadas **fundações superficiais** ou diretas. Em outras situações que o terreno não tem resistência ou rigidez adequada, é necessário fazer uso de **fundações profundas**, que transmitem a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência lateral) ou por uma combinação das duas.

Entre os diferentes tipos de fundações, o estudo de caso do presente trabalho utilizou dois tipos de fundações profundas: estaca raiz e estaca hélice contínua. A definição desses tipos de fundação segundo a ABNT NBR 6122 (2010) é:

- **Estaca raiz:** “é uma estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada *in loco*, executada através de perfuração rotativa ou rotopercussiva, revestida integralmente no trecho em solo, por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis”;
- **Estaca hélice contínua:** “estaca de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente com a sua retirada, sendo que a armadura é introduzida após a concretagem da estaca”.

3.3.2 Investigações *in situ*

Na elaboração do projeto da obra de arte especial, além dos aspectos geométricos e operacionais da ferrovia, deve-se especial atenção aos estudos hidrológicos e geológico-geotécnicos do local de implantação da obra. Com relação aos estudos geológico-geotécnicos, a especificação DNIT (2015d) destaca:

- Sondagens de reconhecimento em número e profundidade tais que permitam a caracterização do subsolo, em toda a extensão da futura obra de arte especial, suficientes para a definição da concepção do projeto;
- Apresentação de planta com a localização das sondagens e perfil geológico-geotécnico longitudinal ao terreno, com dados das sondagens (SPT, recuperação, RQD, nível da água) e perfil provável do subsolo e nível freático;
- Compatibilidade das fundações com a natureza dos maciços.

Vallejo *et al.* (2002) resume os objetivos de uma investigação geotécnica para o estudo de fundações em:

- Conhecer a natureza dos solos e rochas que formam o terreno da fundação na profundidade afetada pelas obras, assim como a distribuição e espessura das diferentes formações geológicas;
- Determinar as propriedades de identificação, deformabilidade e resistência dos solos e rochas que constituem cada uma das formações;
- Conhecer a profundidade do nível freático e as condições hidrogeológicas, como pressões piezométricas, rede de fluxo e variações do nível freático;
- Detectar a existência de cavidades e presença de solos instáveis, como solos compressíveis, expansíveis e colapsíveis;
- Averiguar a eventual agressividade dos componentes químicos das águas freáticas ou solos aos materiais de construção.

3.3.3 Exigências de projeto

De acordo com Abrahão & Velloso (1998), o estudo das fundações deve abordar a caracterização dos materiais com ênfase em sua **deformabilidade** e **resistência**, sendo os ensaios edométricos e triaxiais os mais utilizados. A deformabilidade é medida pela relação entre a carga aplicada e a deformação, e corresponde à inclinação da curva tensão x deformação, chamada módulo de deformabilidade. Uma estrutura que se apoie sobre materiais que tenham rigidez (módulos de deformabilidade) diferentes, está sujeita a **recalques diferenciais** que podem comprometer a estrutura. Quando o estado de tensão no interior do material de fundação supera a resistência disponível, desenvolve-se a **ruptura**, que se caracteriza pela destruição da estrutura dos solos ou rochas ao longo de determinadas superfícies. As tensões são avaliadas a partir do peso específico do solo ou rocha mais as tensões aplicadas pela estrutura. Deve-se ter uma descrição detalhada dos materiais de fundação e suas estruturas e a determinação de parâmetros de resistência que permitam a criação do modelo geomecânico, para fornecer ao projetista das fundações condições de

determinar as possíveis formas de ruptura, sua prevenção e o correto dimensionamento das estruturas.

De acordo com Vallejo *et al.* (2002), para que o projeto de uma fundação seja adequado, a fundação deve ser estável, as deformações do terreno devem ser toleradas pela estrutura e as premissas de projeto devem ser mantidas durante toda a vida útil da estrutura. A metodologia a ser seguida no projeto geotécnico de uma fundação é:

- **Condições da estrutura:** localização dos pilares, cota inicial da fundação, tensões e distribuição de cargas ao terreno;
- **Reconhecimento geotécnico do terreno:** revisão bibliográfica, experiência local, reconhecimento geológico-geotécnico e investigações *in situ*;
- **Estudo geotécnico:** análise da resistência e deformabilidade do terreno, tipo de fundação recomendada, cargas admissíveis, profundidade da fundação e recomendações construtivas;
- **Desenho da fundação:** cálculo da fundação, dimensionamento dos elementos estruturais, soluções construtivas e estimativa de custos;
- **Controle geotécnico durante a construção:** observação direta das escavações, ensaios complementares e de controle, verificação do projeto e adoção de medidas adicionais.

De acordo com Abrahão & Velloso (1998), a **capacidade de carga** de uma fundação é a carga que provoca a sua ruptura. Depende principalmente da resistência e da compressibilidade do solo em que a fundação se apoia e da posição do nível de água. Para o dimensionamento das fundações, o valor da capacidade de carga é diminuído, dividindo-o por um **fator de segurança**, que dá origem ao conceito de pressão ou **carga admissível**. A carga admissível é a carga que, aplicada sobre a estaca, provoca apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e, simultaneamente, oferece segurança contra a ruptura ou escoamento do solo ou do elemento de fundação.

Segundo a ABNT NBR 6122 (2010), o projeto de fundação deve assegurar segurança quanto ao estado-limite último (colapso da fundação) e estado-limite de serviço (deformações, fissuras ou vibrações que comprometem o uso da obra). A grandeza fundamental para o projeto de fundações profundas por estacas é a **carga admissível**. Os métodos de dimensionamento são baseados em resultados de ensaios de prova de carga estática, métodos estáticos (teóricos e semi-empíricos) ou resultados de ensaios de carregamento dinâmico. A prova de carga estática é obrigatória em função do número e carga das estacas.

Os métodos semi-empíricos de Aoki & Velloso (1975) e o de Decourt & Quaresma (1978) são amplamente utilizados na prática corrente no Brasil. São métodos relativamente simples, baseados na experiência de seus autores e com base em estudo estatísticos, que permitem estimar a carga admissível das estacas por meio de correlações com o ensaio SPT.

3.3.4 Principais condicionantes geológico-geotécnicos

Abrahão & Velloso (1998) afirma que, definidos o tipo e a dimensão da estrutura da obra de arte especial, os principais condicionantes para o projeto de fundação são as condições geológico-geotécnicas do terreno. Atenção especial deve ser dada à identificação de cavidades e de solos compressíveis, expansivos e colapsíveis. Também deve-se identificar o comportamento hidrogeológico da área do projeto, com indicações sobre a posição do lençol freático e sua variação, para estabelecimento das cargas hidráulicas atuantes.

Segundo a ABNT NBR 6122 (2010), **solos compressíveis** são solos que apresentam deformações elevadas quando solicitados por sobrecargas pouco significativas ou mesmo por efeito de carregamento devido ao seu próprio peso; **solos expansivos** são solos que, por sua composição mineralógica, aumentam de volume quando há acréscimo do teor de umidade; **solos colapsíveis** são solos que apresentam brusca redução de volume quando submetidos a acréscimos de umidade, sob a ação de carga externa. Estes solos são caracterizados por ensaios de laboratório específicos, como ensaios de adensamento, ensaios de expansão em células de recalque e ensaios de colapsibilidade.

Segundo Milititsky *et al.* (2015), a causa mais frequente de problemas de fundações está relacionada com a investigação do subsolo. O programa de investigação pode se mostrar inadequado à identificação de aspectos que acabam comprometendo o comportamento da fundação projetada. Isso pode se dar devido a investigações insuficientes, investigações com falhas, interpretação inadequada dos dados do programa de investigação ou ocorrência de casos especiais, como colapsibilidade, expansibilidade, zonas cársticas e ocorrência de matacões.

3.4 TÚNEIS

Nos projetos de rodovias e ferrovias, os túneis são passagens subterrâneas executadas para atravessamento de zonas montanhosas ou áreas urbanas com condicionamentos à superfície.

Segundo Francis & Rocha (1998), as obras de túneis exigem maior conhecimento da geologia da área e maior exatidão das investigações geológicas e geotécnicas. Nessas obras o maciço é o principal material de construção e ao longo de sua extensão os diferentes materiais atravessados, de características geológicas e geotécnicas diversas, devem ter as suas características mecânicas determinadas para a adequação das estruturas de suporte e a melhor previsão da interação maciço-estrutura.

Vallejo *et al.* (2002) descreve a **metodologia básica** para a realização dos estudos geológico-geotécnicos para túneis, apresentada na Figura 3-5.

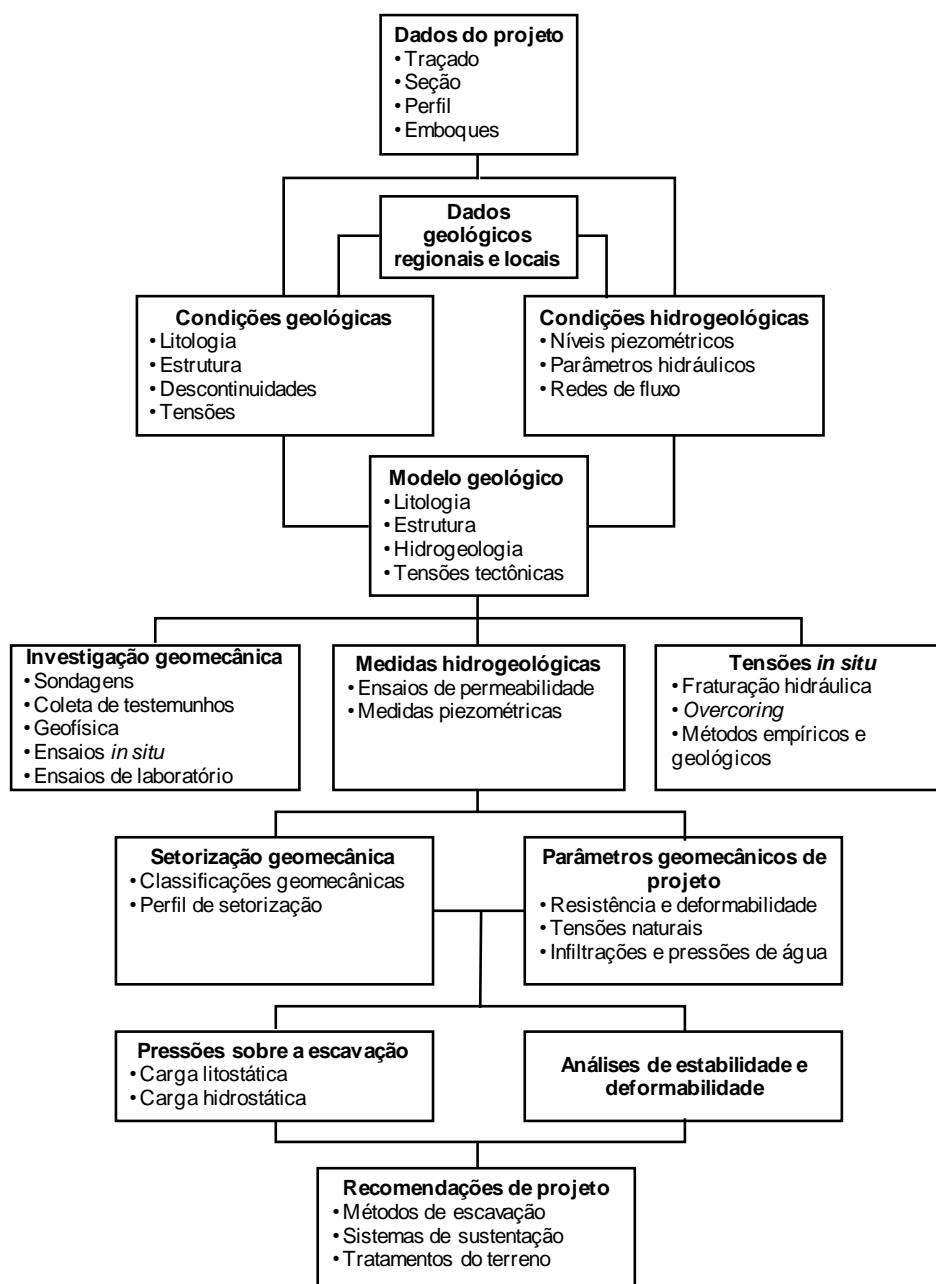


Figura 3-5 Metodologia dos estudos geológico-geotécnicos para túneis (Vallejo *et al.*, 2002).

Segundo os autores, essa metodologia tem como objetivos:

- Levantamento das condições geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas do traçado;
- Identificação de pontos singulares ou zonas de maior complexidade geológica, hidrogeológica ou geotécnica;
- Classificação e zonamento geomecânico, propriedades e parâmetros de projeto do maciço rochoso;
- Critérios geomecânico para o cálculo de suportes e métodos de escavação;
- Localização, escavação e estabilização dos portais (emboques) e acessos intermédios;
- Recomendações para a escavação, suporte e processo construtivo do túnel;
- Tratamentos do terreno para a estabilização, reforço, drenagem ou impermeabilização do terreno.

3.4.1 Investigações *in situ*

Segundo Vallejo *et al.* (2002), os métodos de investigação devem estar de acordo com os objetivos, alcance e fases do projeto, como apresentado na Tabela 3-7, sendo importante identificar desde as etapas iniciais aqueles problemas geológicos que possam ser condicionantes devido ao seu risco ou implicações no processo construtivo, como falhas e zonas tectonizadas, estruturas tectónicas que possam assumir anisotropias tensionais elevadas, terrenos brandos e/ou expansivos, materiais abrasivos, zonas com grande risco de infiltrações ou possibilidade de encontrar gases ou gradiente térmico elevado.

De acordo com esses autores, uma das tarefas mais importantes do planejamento das investigações é decidir a **localização das sondagens**. Não existem regras gerais, mas devem ser considerados alguns critérios como: cortar o maior número de formações geológicas presentes ao longo do traçado do túnel; fornecer informações sobre a estrutura geológica; ultrapassar a cota da soleira; permitir a realização de ensaios no seu interior (permeabilidade, tensão-deformação e geofísica) e; estudar os problemas de estabilidade das zonas dos portais (emboquilhamento).

Para Vallejo *et al.* (2002), os métodos de **investigação geofísica** mais utilizados são: a sísmica de refração em zonas de pouco recobrimento, ensaios *down-hole*, *cross hole* e diagrfias no interior das sondagens, e sísmica de reflexão para o estudo de estruturas geológicas profundas. Os **ensaios hidrogeológicos** mais habituais são os do tipo Lugeon e Lefranc e medidas piezométricas. Os **ensaios geotécnicos *in situ*** dependem do tipo de material e da problemática do túnel, sendo que entre os mais utilizados estão os pressiométricos, dilatométricos e de fraturação hidráulica.

Tabela 3-7 Fases, objetivos e conteúdo das investigações para túneis (Vallejo et al., 2002).

Fases e objetivos	Tarefas	Conteúdos
<p>Estudos prévios</p> <ul style="list-style-type: none"> • Reconhecimento geológico geral do traçado ou corredores • Identificação de riscos geológicos para a execução do túnel • Classificação geológico-geotécnica básica dos materiais • Planejamento de investigações para a fase seguinte • Análises de alternativas de traçado 	Revisão da informação	<ul style="list-style-type: none"> • Topografia • Hidrologia e hidrogeologia • Mapas geológicos • Túneis e minas próximas • Sismicidade
	Sensoriamento remoto	<ul style="list-style-type: none"> • Fotografias aéreas • Imagens de satélite
	Reconhecimentos geológicos	<ul style="list-style-type: none"> • Geomorfologia e estabilidade de encostas • Litologias • Falhas e estruturas tectônicas • Dados hidrogeológicos
	Investigações <i>in situ</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Sondagens espaçadas • Geofísica de superfície
	Interpretação geológica-geotécnica	<ul style="list-style-type: none"> • Mapas e cortes geológicos (1:10.000 – 1:2.000)
<p>Projeto básico e detalhado</p> <ul style="list-style-type: none"> • Seleção do traçado e emboques • Estudo geológico-geotécnico detalhado • Avaliação dos problemas geológico-geotécnicos e sua incidência na escavação • Características geomecânicas dos materiais • Critérios geomecânicos para o projeto • Recomendações para a escavação, suporte e tratamentos do terreno 	Cartografia geológica-geotécnica	<ul style="list-style-type: none"> • Litoestratigrafia • Estrutura • Condições geomecânicas • Geomorfologia • Mapas à escala 1:2.000 – 1:500
	Dados hidrológicos e hidrogeológicos	<ul style="list-style-type: none"> • Regionais e locais • Estimativa dos caudais e pressões
	Investigações geotécnicas	<ul style="list-style-type: none"> • Poços de inspeção e trincheiras • Sondagens • Geofísica • Ensaios <i>in situ</i> • Ensaios de laboratório
	Interpretação geológica-geotécnica	<ul style="list-style-type: none"> • Classificações geomecânicas • Propriedades geomecânicas • Recomendações para a escavação e suporte • Tratamentos do terreno
<p>Construção</p> <ul style="list-style-type: none"> • Controle geológico-geotécnico e instrumentação • Adequação do projeto às condições do terreno • Medidas de controle de instabilidades, infiltrações e tratamentos do terreno 	Controle geológico-geotécnico	<ul style="list-style-type: none"> • Cartografia geológica-geotécnica do interior do túnel • Sondagens em avanço, galeria de exploração, geofísica e ensaios
	Instrumentação	<ul style="list-style-type: none"> • Instrumentação geotécnica
	Controle de qualidade	<ul style="list-style-type: none"> • Ensaios
	Assistência técnica	<ul style="list-style-type: none"> • Acompanhamento e controle da execução • Soluções construtivas e tratamento do terreno

As **zonas de emboquilhamento** (portais ou emboques) devem ser estudadas de forma particularizada. Vallejo *et al.* (2002) explica que a pequena espessura de recobrimento dá lugar a maiores graus de alteração, e maior permeabilidade e fluxo de água, fatores que em

conjunto predeterminam uma maior deformabilidade e menor resistência que no restante traçado. Dessa forma, deve ser investigado nessa área o risco de deslizamentos e a necessidade de aumentar as medidas de reforço e contenção.

3.4.2 Problemas geológico-geotécnicos

Durante a construção de um túnel podem ocorrer diversos problemas de índole geológica e geotécnica, cuja incidência depende principalmente do grau de conhecimento prévio do meio geológico. A solução, em grande parte, consiste em enfrentar esses problemas antecipadamente, com base no conhecimento dos fatores de risco (Vallejo *et al.*, 2002):

- Problemas derivados do cruzamento de falhas, cavalgamentos ou zonas de fraturas importantes;
- Contatos entre rochas de comportamento hidráulico e mecânico muito diferente;
- Queda de grandes cunhas de rocha ou instabilidade de terrenos brandos, especialmente sob pressões de água;
- Interseção de planos de resistência de cisalhamento muito baixa e zonas alteradas;
- Existência de tensões importantes que dão lugar a fortes descompressões e convergências;
- Presença de cavidades;
- Fluxos de água;
- Solos ou rochas expansivas;
- Fenômenos de explosão de rochas (*rockburst*) ou grandes deformações sob cargas elevadas;
- Rochas agressivas, abrasivas, águas ácidas, etc;
- Presença de gases explosivos ou tóxicos e altas temperaturas (de água ou geotérmicas).

3.4.3 Parâmetros geomecânicos de projeto

Segundo Vallejo *et al.* (2002), os parâmetros geomecânicos necessários ao projeto de um túnel são compostos por:

- Dados geológicos e geomecânicos representados em plano, cortes e perfis de zoneamento geotécnico;
- Dados de resistência e deformabilidade do maciço rochoso;
- Magnitude e direção das tensões naturais;
- Caudais e pressões de água.

Os perfis geotécnicos devem ser elaborados ao longo do eixo do túnel, na cota de escavação e devem incluir de forma resumida informações relevantes quanto à litologia e grau de fraturação, pontos singulares do tipo litológico, tectônico e hidrogeológico, zonas de infiltração importantes, classificação geomecânica, parâmetros geomecânicos de projeto e recomendações sobre os métodos de escavação, suporte e tratamentos do terreno.

A resistência do maciço pode ser estimada pelo método de Hoek & Brown (1980) ou Mohr-Coulomb (Mohr, 1900; Coulomb, 1776). A deformabilidade pode ser avaliada usando ensaios *in situ* e métodos geofísicos; correlações com o módulo de deformabilidade da matriz rochosa, o módulo dinâmico e o RQD e; métodos empíricos a partir dos índices RMR, Q e GSI.

A previsão de estados tensionais elevados do tipo tectônico ou gravitacional pode recorrer ao índice SRF – *stress relief factor* (Vallejo *et al.*, 1988) ou ao método de Sheorey (1994). Para a determinação da direção das tensões, podem ser utilizados métodos geológicos ou medidas diretas mediante ensaios *in situ*.

A estimativa dos caudais de infiltração pode ser feita a partir de dados de permeabilidade, leituras piezométricas e construção de redes de fluxo, com obtenção de resultados aproximados, quando se trata de aquíferos sem anisotropias importantes.

3.4.4 Classificações geomecânicas

As classificações geomecânicas constituem um método fundamental para a caracterização geomecânica dos maciços rochosos, pois permitem obter parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço e estimar o suporte do túnel (Vallejo *et al.*, 2002). As classificações mais utilizadas em túneis são: classificação RMR – *Rock Mass Rating* de Bieniawski (1973) e sistema Q – *Rock Mass Quality* de Barton *et al.* (1974).

As classificações RMR e Q baseiam-se no **índice RQD** – *Rock Quality Designation* de Deere *et al.* (1967), desenvolvido para quantificar a qualidade do maciço rochoso por amostras de furo de sondagem. O índice é definido pela relação entre a soma dos comprimentos de testemunhos com mais de 10 cm e o comprimento total da furação, expresso em percentagem. O diâmetro mínimo dos testemunhos deve ser 48 mm. A Tabela 3-8 apresenta a relação entre o índice RQD e a qualidade da rocha.

Palmström (1982) sugeriu uma estimativa do RQD a partir do número de descontinuidades por unidade de volume, para casos em que não há testemunho de sondagem disponíveis, mas traços de descontinuidades visíveis na superfície do maciço exposto ou nas galerias de exploração. A relação sugerida é:

$$RQD=115-3,3J_v \quad \text{Eq. (4)}$$

O valor de J_v é designado por índice volumétrico e é determinado pelo somatório do número de descontinuidades de cada família por metro de amostragem.

Tabela 3-8 Relação entre o índice RQD e a qualidade da rocha (Deere, 1968).

RQD (%)	Qualidade da rocha
< 25	A – Muito ruim
25 – 50	B – Ruim
50 – 75	C – Razoável
75 – 90	D – Bom
90 – 100	E - Excelente

A aplicação da classificação RMR foi apresentada na secção 3.1.4.1 e a do Sistema Q é apresentada a seguir.

3.4.4.1 Sistema Q

O sistema de classificação Q foi desenvolvido por Barton, Lien e Lunde em 1974 a partir do estudo de um grande número de túneis e consiste na avaliação numérica de seis fatores considerados relevantes para a caracterização do comportamento dos maciços rochosos. O valor do índice Q varia entre 0,001 e 1000 e classifica os maciços rochosos conforme apresentado na Tabela 3-9. O índice Q é determinado pela expressão:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad \text{Eq. (5)}$$

Onde:

RQD – *Rock Quality Designation* (designação da qualidade da rocha);

J_n é o índice de influência do número de famílias das descontinuidades;

J_r é o índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades;

J_a é o índice de influência da alteração das paredes das descontinuidades;

J_w é o índice de influência das condições hidrogeológicas;

SRF – *Stress Reduction Factor* é o índice de influência do estado de tensões no maciço no entorno da cavidade.

O valor de Q é considerado como uma função de apenas três parâmetros onde (RQD/J_n) representa uma medida aproximada do tamanho do bloco, (J_r/J_a) constitui a

rugosidade e o grau de alteração das paredes das descontinuidades e (Jw/SRF) define o estado de tensões no maciço.

Tabela 3-9 Classificação do maciço rochoso no sistema Q (Barton et al., 1974).

Índice Q	Classes do maciço rochoso
0,001 – 0,01	Excepcionalmente fraca
0,01 – 0,1	Extremamente fraca
0,1 – 1	Muito fraca
1 – 4	Fraca
4 – 10	Média
10 – 40	Boa
40 – 100	Muito boa
100 – 400	Extremamente boa
400 – 1000	Excepcionalmente boa

Grimstad & Barton (1993) sugeriram uma fórmula para estimar o módulo de deformabilidade (E_m) relacionado com o valor Q, para valores de Q maiores que 1, apresentada na Equação 6. Barton (2002) apresentou a fórmula apresentada na Equação 7.

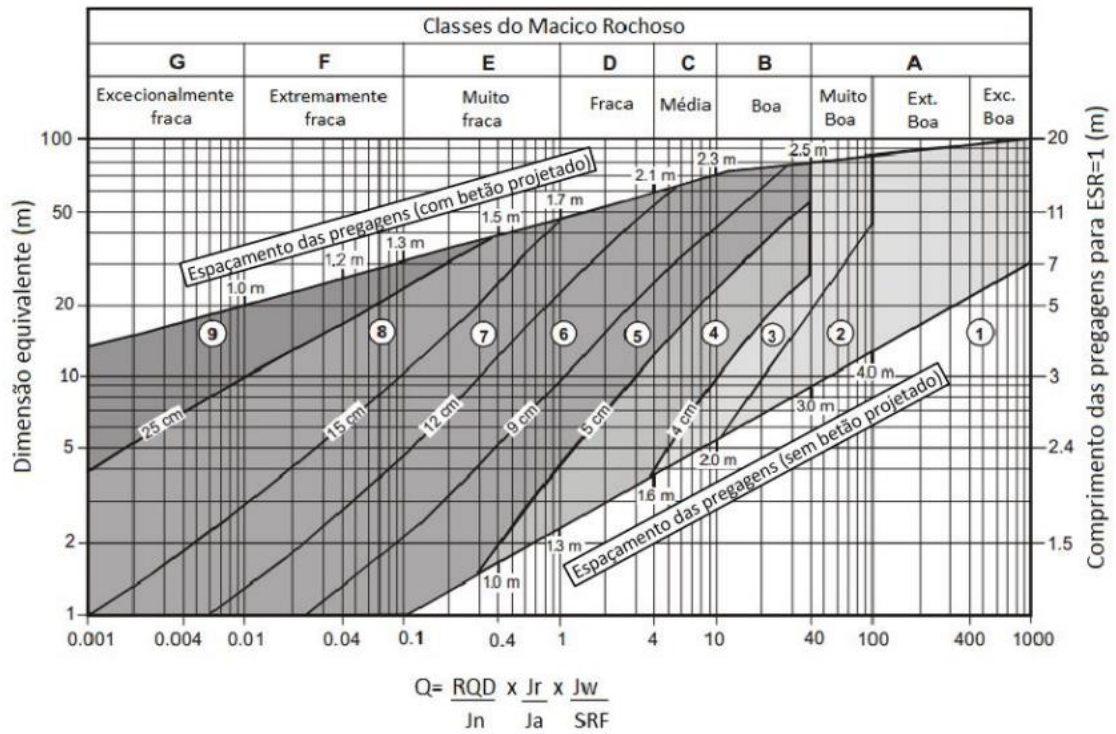
$$E_m = 25 \cdot \log Q, \text{ para } Q > 1 \quad \text{Eq. (6)}$$

$$E_m = 10 \left[Q \left(\frac{\sigma_c}{100} \right) \right]^{\frac{1}{3}} \quad \text{Eq. (7)}$$

Baseado no sistema de classificação Q são propostas recomendações quanto ao tipo de suporte necessário à estabilidade de maciços rochosos na construção de túneis. A Figura 3-6 apresenta um gráfico proposto por Grimstad & Barton (1993) e adaptado por Palmstrom & Broch (2006) que permite estimar o tipo de suporte em função do valor designado por Dimensão Equivalente (D_e) da escavação. Esta grandeza é obtida dividindo o vão, diâmetro ou altura da escavação por um índice ESR – *Excavation Support Ratio* (Tabela 3-10), que constitui um fator de segurança definido em função do tipo de obra.

Vários autores tentaram estabelecer correlações entre as classificações RMR e Q com base em casos históricos. Na engenharia de túneis, a mais conhecida é de Bieniawski (1976), apresentada na Equação 8.

$$RMR = 9 \cdot \ln Q + 44 \quad \text{Eq. (8)}$$



CATEGORIAS DE SUPORTE

- 1 Sem suporte
- 2 Pregagens pontuais
- 3 Pregagens sistemáticas
- 4 Pregagens sistemáticas com 4 a 5 cm de betão projetado
- 5 Betão projetado com fibras com 5 a 9 cm de espessura e pregagens
- 6 Betão projetado com fibras com 9 a 12 cm de espessura e pregagens
- 7 Betão projetado com fibras com 12 a 15 cm de espessura e pregagens
- 8 Betão projetado com fibras com 15 a 25 cm de espessura, com cambotas e pregagens
- 9 Revestimento de betão moldado

Figura 3-6 Categorias de suporte estimadas com base no índice Q (Grimstad & Barton, 1993, adaptado por Palmstrom & Broch, 2006, apud Tavares, 2014).

Tabela 3-10 Índice de segurança ESR para diferentes obras subterrâneas (Barton et al., 1974 apud Lima et al., 2012).

Classe	Tipo de escavação	ESR
A.	Cavidades mineiras temporárias	3-5
B.	Poços verticais de secção circular	2,5
	Poços verticais de secção quadrada ou rectangular	2,0
C.	Cavidades mineiras definitivas, túneis de aproveitamentos hidráulicos (excepto túneis sob pressão), túneis piloto, túneis de desvio, escavações superiores de grandes cavidades	1,6
D.	Cavernas de armazenagem, estações de tratamento de águas, pequenos túneis rodo-ferroviários, chaminés de equilíbrio, túneis de acesso	1,3
E.	Centrais subterrâneas, túneis rodo-ferroviários de grande dimensão, abrigos de defesa, bocas de entrada, intersecções	1,0
F.	Centrais nucleares subterrâneas, estações de caminhos de ferro, fábricas	0,8

3.4.5 Métodos de escavação e suporte

Segundo Price (2009), os métodos de escavação de túneis podem ser definidos em dois tipos principais: **escavação com recurso a explosivos** (*drilling & blasting*) e **escavação mecanizada**. A escavação mecanizada pode utilizar diversos tipos de equipamentos, consoante a natureza do terreno, como escavadoras convencionais, escavadoras com martelo hidráulico acoplado, fresas ou roçadoras (*roadheader*) e tuneladoras (TBM – *Tunnel Boring Machine*).

Para a execução de falso túnel, destacam-se os métodos vala recoberta pelo método direto (*cut-and-cover*) e vala recoberta pelo método indireto (*cover-and-cut*). Essas técnicas são recomendadas para áreas com pequeno recobrimento, com afluxos de água e terrenos com fracas características mecânicas, sendo frequentemente utilizadas nas zonas de emboquilhamento dos túneis (Travagin, 2012).

As escavações com recurso a explosivos, também conhecidas por escavações a fogo, ainda são predominantemente executadas nas escavações subterrâneas em rocha. **A sequência tradicional de abertura de túneis** (Figura 3-7) caracteriza-se por ciclos de: perfurações da rocha conforme planos de fogo; carregamento de explosivos; detonação e desmonte de rocha; ventilação da frente de trabalho; saneamento do teto e hasteais; rega e limpeza da frente; instalação de suporte e; aplicação de revestimento.

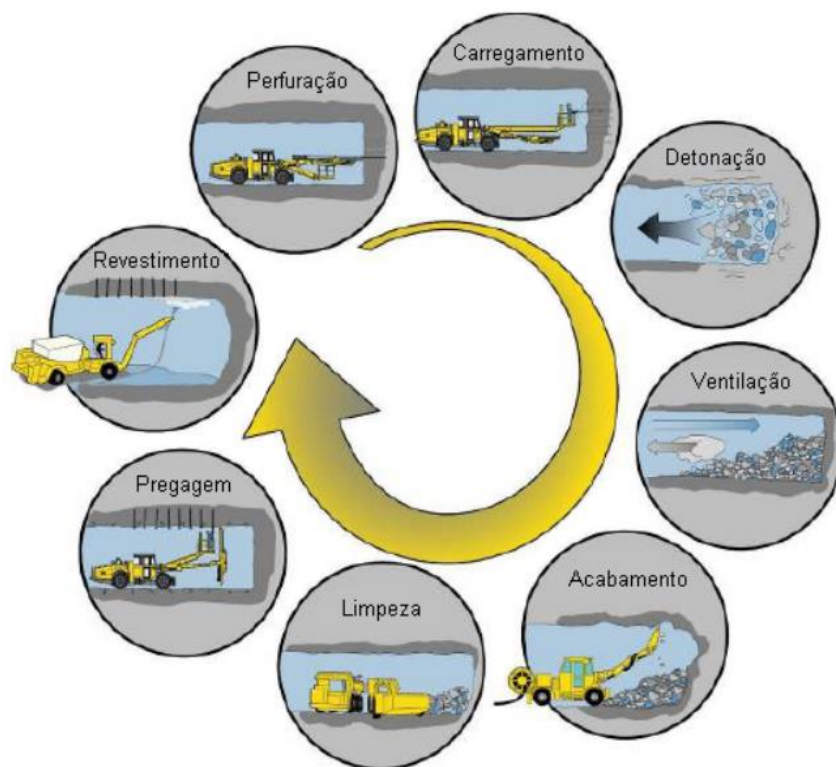


Figura 3-7 Sequência tradicional de abertura de túneis por escavação a fogo. (Wennmohs, 2011 apud Travagin, 2012).

3.4.5.1 NATM – New Austrian Tunneling Method

O NATM é um procedimento especial de construção de túneis, desenvolvido entre 1957 e 1965, que teve como principais contribuidores Rabcewicz, Müller e Pacher. O método é aplicável a qualquer tipo de terrenos e segundo Francis & Rocha (1998) favorece a deformação do maciço adjacente ao contorno escavado para redistribuir e reduzir as tensões máximas induzidas, sem permitir sua desagregação e conseqüente perda de coerência. O método conduz a uma estabilização do maciço com a redistribuição de tensões de forma controlada, reduzindo as tensões máximas induzidas. Aplicado à escavação em solos é chamado de Método de Escavação Sequencial (Foá, 2005 *apud* Silva, 2007).

Segundo Vallejo *et al.* (2002), esse método considera que os deslocamentos causados pela alteração das tensões mobilizam a resistência da rocha ao redor da escavação e permitem, junto com a instalação de suporte flexível, chegar a pressões de trabalho mais baixas, sendo que o revestimento definitivo tenderá a absorver menores pressões.

O método NATM é composto, em suma, por duas atividades que se alternam: escavação e instalação de suporte (Travagin, 2012). A escavação pode ser em seção plena ou com parcialização. O suporte inicial geralmente é constituído por concreto (betão) projetado com tela (malha) ou adição de fibras. Nas situações em que a aplicação desse suporte não for suficiente, devem ser realizados tratamentos de melhoria ou reforço do maciço, como pregagens, ancoragens, enfilagens, *jet grouting*, cambotas metálicas, injeções, entre outros. O sistema de suporte é mera conseqüência do maciço escavado (Silva, 2007).

O objetivo principal deste método é a estabilização da escavação com a aplicação progressiva de sistemas de suporte, com monitorização sistemática dos deslocamentos até que estabilizem. A filosofia do método é a otimização do sistema de suporte por meio do aproveitamento da capacidade de auto-sustentação do maciço, o que exige uma instrumentação ativa durante todo o processo construtivo (Silva, 2007).

Segundo Gomes (2006) *apud* Travagin (2012), o método é baseado em vários princípios, destacando-se:

- O principal suporte de um túnel é o maciço que o circunda;
- As deformações controladas do maciço e dos suportes devem ser rigorosamente observadas por meio de monitorização sistemática;
- Deve ser aplicado concreto (betão) projetado logo após o avanço da frente de escavação para minimizar a descompressão e a deformação excessiva do terreno;
- Os suportes devem ser flexíveis e aplicados no tempo correto, respeitando as características geomecânicas do maciço;

- A extensão do túnel sem suporte durante a construção deve ser a menor possível;
- A geometria da escavação deve ser adequada ao maciço, com possível parcialização da seção de escavação;
- O método de construção é flexível e baseado na monitorização, podendo existir diversas alterações na seção de escavação e tipos de suporte aplicados;
- O zonamento geotécnico determina as necessidades de suporte e serve de guia a eventuais reforços;
- Minimização das pressões neutras por meio de drenagem.

3.4.5.2 Zonas de emboquilhamento

O processo de emboque do túnel pode ser considerado uma das fases mais críticas da execução do túnel, pois, em geral, as características do maciço são mais desfavoráveis nas camadas superficiais.

Segundo Vallejo *et al.* (2002), as zonas de emboquilhamento são formadas pelos taludes frontal e laterais de escavação e o início do túnel. A definição do local de implantação da zona de emboquilhamento deve realizar-se em função das condições geológico-geotécnicas e o projeto deve considerar os seguintes critérios:

- Evitar zonas afetadas por deslizamentos ou outros tipos de movimentos;
- O dimensionamento dos taludes deve ter um coeficiente de segurança adequado (1,3 para taludes temporários e 1,5-2,0 para taludes permanentes), com a instalação de elementos de estabilização;
- Reforçar o terreno no primeiro trecho de escavação do túnel com enfilagens ou outra medida de reforço;
- As investigações *in situ* incluem sondagens, sísmica de refração, ensaios de permeabilidade e deformabilidade, piezômetros e instrumentação (inclinômetros e extensômetros).

3.4.6 Controle geológico-geotécnico e instrumentação

A construção de um túnel defronta-se sempre com um grau de indeterminação devido às dificuldades de investigação e reconhecimento do terreno antes e durante a escavação. Por isso é imprescindível realizar um controle permanente durante todo o processo construtivo, com os seguintes objetivos (Vallejo *et al.*, 2002):

- Comprovar os critérios e especificações do projeto referentes às escavações, suporte e tratamentos;

- Controlar os problemas de estabilidade, deformações e infiltrações;
- Adaptar o sistema construtivo, avanços e suportes às condições da obra;
- Prever e adotar as medidas adequadas para evitar desprendimentos, queda de rochas, grandes infiltrações e outros possíveis problemas do terreno;
- Verificar a resposta do terreno, dos aquíferos e de estruturas ou edificações adjacentes que possam ser afetadas pela escavação;
- Controle ambiental: contaminação de rios e solos, desperdício de materiais de escavação não reutilizados, etc.;
- Controle de qualidade e segurança da obra.

De acordo com Vallejo *et al.* (2002), a **cartografia geotécnica** fornece os critérios básicos para definir os métodos construtivos e suportes. Porém, é necessário complementar essa informação com dados de **instrumentação**, resultado da medida sistemática das deformações e tensões como consequência do processo de escavação e suporte primário. Essas medidas são lidas em seções cujo espaçamento depende da qualidade geomecânica do terreno e em intervalos frequentes nas fases imediatas à escavação, da ordem de uma medida diária na primeira semana e, mais espaçadas ao longo do tempo. A instrumentação é composta por:

- Controle de deformações na seção da escavação e sistemas de suporte, utilizando medidas de convergência;
- Controle dos níveis piezométricos;
- Medida dos deslocamentos à superfície e no interior do terreno, com extensômetros e inclinômetros;
- Medida dos deslocamentos na região do emboque do túnel, principalmente dos taludes;
- Controle de deslocamentos em estruturas e edifícios próximos;
- Controle de tensões e deformações no suporte ou revestimento do túnel.

A especificação de Projeto de Túneis do DER/SP - Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (2005) cita que as medições são realizadas por meio de diversos instrumentos, como: marcas superficiais; marcas referenciais ou *benchmark*; pinos de assentamento (recalque); extensômetros ou tassômetros; medidores de convergência; piezômetros; indicadores de nível d'água; inclinômetros; perfilômetros ou inclinômetros subhorizontais; células de carga e; células de pressão.

A instrumentação permite a elaboração de relatórios interpretativos com base nos valores de deformações, deslocamentos e tensões. Para melhor controle, devem ser definidos

limites de alerta que servem de comparação com os valores medidos e aferir se a obra apresenta um comportamento esperado.

Segundo o DER/SP (2005), toda obra de túnel deverá ter acompanhamento técnico de obra (ATO) realizado por equipe profissional especializada e experiente.

3.5 MATERIAIS NATURAIS DE CONSTRUÇÃO

Diversos são os materiais naturais empregados na construção de uma ferrovia, dentro os quais podemos citar os materiais para composição de corpos de aterros, materiais para camadas de sublastro (sub-balastro), materiais granulares para agregado, filtros e colchões drenantes (areias e cascalhos) e materiais pétreos para agregados de concreto (betão) e lastro (balastro) (DNIT, 2015a, 2015b). Em virtude do grau de importância, o presente trabalho irá abordar as características dos materiais para constituição das camadas de **sublastro** (sub-balastro) e de **lastro** (balastro) da superestrutura ferroviária.

De acordo com Stopatto (1987), a superestrutura ferroviária é constituída por trilhos (carris), dormentes (travessas), fixações, lastro (balastro) e sublastro (sub-balastro), conforme apresentado na Figura 3-8. As principais funções da via permanente são: orientar a passagem dos trens (comboios) de maneira estável e segura e transmitir os esforços resultantes da passagem dos veículos à fundação.



Figura 3-8 Componentes da superestrutura ferroviária (adaptado de Carvalho, 2013).

3.5.1 Sublastro (Sub-balastro)

Segundo Brina (1983) o sublastro é a camada que separa o lastro e o subleito. Suas principais funções são: aumentar a capacidade de suporte da plataforma; evitar a penetração do lastro na plataforma; aumentar a resistência do leito à erosão e à penetração de água; gerar um apoio elástico ao lastro, tornando a via mais flexível e; realizar a drenagem da plataforma. A espessura dessa camada varia de 20 a 30 cm, dependendo do tipo de plataforma e da espessura do lastro.

Segundo o DNIT (2015e), os materiais a serem empregados no sublastro poderão ser obtidos *in natura* (lateritas, cascalhos, solos arenosos, etc) ou obtidos pela mistura de dois ou mais materiais (areias e cascalhos) em usina ou na pista, de modo que o produto resultante tenha sempre as seguintes características:

- A granulometria do material deverá se enquadrar no sistema de classificação HRB, de preferência no grupo A1;
- Índice de Suporte Califórnia (ISC) > 20, com expansão máxima de 1,0%;
- O agregado retido na peneira nº 10 deve ser constituído de partículas duras e duráveis, isentas de fragmentos moles, alongados ou achatados, isento de matéria vegetal ou outra substância prejudicial;
- A percentagem do material que passa na peneira nº 200 não poderá superar 2/3 da percentagem que passa na peneira nº 40. A fração que passa na peneira nº 40 deve apresentar um limite de liquidez (LL) \leq 25% e um índice de plasticidade (IP) \leq 6%;
- O índice de grupo (IG) deverá ser igual a zero;
- No caso de solos lateríticos a expansão máxima admitida será de 0,5% no ensaio de ISC. A fração que passa na peneira nº 40 deverá ter LL \leq 40% e IP \leq 15%.

Para o dimensionamento do sublastro deve-se considerar a pressão admissível dos materiais que compõem as camadas com base em ensaios triaxiais de carga cíclica, ISC (CBR) e módulo de elasticidade.

No Brasil os solos lateríticos são correntemente aplicados na construção de camadas de sublastro (sub-balastro) ferroviário e em camadas de sub-base e base de pavimentos rodoviários. Esses solos são típicos de climas quentes com regime de chuvas de moderadas a intensas, apresentam cor avermelhada típica, variando para amarelo dependendo dos teores de ferro e alumínio presentes e, possuem alta capacidade de suporte quando compactados. São pouco expansivos, com baixa susceptibilidade à erosão e a fração argila é composta predominantemente de minerais cauliníticos (Delgado *et al.*, 2016).

3.5.2 Lastro (Balastro)

De acordo com o DNIT (2015e), o lastro é a camada situada entre os dormentes e o sublastro, geralmente composta de pedra britada. Tem as funções de: distribuir uniformemente sobre a plataforma os esforços resultantes das cargas dos veículos; impedir deslocamentos verticais e horizontais dos dormentes; formar um suporte elástico que reduz as trepidações resultante da passagem dos veículos; suprimir as irregularidades da plataforma e; facilitar a drenagem da superestrutura. A espessura dessa camada varia de 25 a 40 cm, podendo ser desprezada em casos especiais de plataforma rígida de concreto armado.

O lastro de pedra britada deve ter constituição homogênea, com fragmentos duros, limpos, resistentes e duráveis, com superfícies ásperas e angulosas, forma cúbica, com reduzida capacidade de absorção, livres de quantidades prejudiciais de substâncias nocivas, elaborada com base nas normas da ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (NBR 5564: 2011) e AREMA – *American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association*, conforme Tabelas 3-11 e 3-12.

Tabela 3-11 Granulometria do material para lastro (DNIT, 2015e).

Abertura nominal da malha	Porcentagem acumulada que passa (%)	Porcentagem acumulada retida (%)
2 ½" (63,5 mm)	100	0
2" (50,8 mm)	80 – 100	0 – 20
1 ½" (39,1 mm)	40 – 70	30 – 60
1" (25,4 mm)	10 – 30	70 – 90
¾" (19,1 mm)	0 – 10	90 – 100
½" (12,7 mm)	0 – 5	95 – 100

Tabela 3-12 Principais propriedades do material para lastro (DNIT, 2015e).

Características	Valor
Forma média das partículas	Cúbica
Partículas máximas não cúbicas	15%
Massa específica aparente mínima	2.500 kg/m ³
Absorção máxima de água	0,8%
Porosidade aparente máxima	1,5%
Resistência ao desgaste – abrasão Los Angeles máxima	30%
Resistência ao choque – índice de tenacidade <i>Tretton</i> máximo	25%
Resistência mínima à compressão axial	100 MPa
Fragmentos macios e friáveis máximo	5,0%

Conforme apresentado na Tabela 3-11, a granulometria será limitada entre as dimensões que variam entre 19,1 mm (3/4") e 50,8 mm (2"), admitindo-se uma tolerância máxima de 5% na menor dimensão até 12,7 mm (1/2").

De acordo com Brina (1983), as principais rochas utilizadas como material de lastro são: arenito, calcário, mármore, dolomita, micaxisto, quartzito, diorito, basalto, diabase, granito, gnaisse. As quatro primeiras, entretanto, nem sempre atendem às especificações atuais.

Segundo o DNIT (2015e), no Projeto Detalhado deverá constar:

- Definição dos materiais a serem utilizados no sublastro e lastro;
- Apresentação das ocorrências de materiais, com indicação dos locais de extração e beneficiamento, acompanhados dos boletins de sondagens e ensaios que demonstrem a sua qualidade;
- Plantas com curvas de nível, indicando a localização com amarração precisa em relação ao eixo da ferrovia e posição dos furos de sondagens, área prevista para exploração, volume estimado de decapagem, volume útil, informações relativas ao proprietário da área e resumo das características petrográficas, físicas e mecânicas da rocha analisada;
- Dimensionamento do sublastro e lastro na via principal, vias secundárias e pátios ferroviários, com definição das espessuras das camadas;
- Cálculo dos volumes e distâncias de transporte dos materiais empregados.

4 O RAMAL FERROVIÁRIO SUDESTE DO PARÁ

4.1 INTRODUÇÃO

A Província Mineral de Carajás, localizada no Brasil, Estado do Pará, é uma das maiores províncias minerais do mundo, que contém grandes depósitos de minério de ferro, manganês, cobre, níquel e ouro. A exploração de minério de ferro na região iniciou em 1985 com a abertura da Mina de Carajás, com a produção de 1 milhão de toneladas métricas naquele ano, transportados pela Estrada de Ferro Carajás (EFC), com 892 km de extensão, até o Terminal Portuário de Ponta da Madeira (TPPM), em São Luís, Estado do Maranhão (Vale, 2012).

O projeto Ferro Carajás S11D, cujo nome é referência à localização do depósito na Serra Sul de Carajás (corpo S11, bloco D), representa a expansão da atividade de extração e beneficiamento de minério de ferro no Complexo Minerador de Carajás. O projeto tem potencial mineral de 2,78 bilhões de toneladas de reserva e produção estimada de 90 milhões de toneladas métricas de minério de ferro por ano, com 66,7% de teor de ferro e vida útil de 48 anos. Quando estiver em plena capacidade, prevista para 2020, a produção total de minério de ferro no Complexo Minerador de Carajás deverá alcançar 230 milhões de toneladas métricas por ano, que permitirá à mineradora brasileira Vale S.A. manter sua posição de líder mundial no fornecimento de minério de ferro (Vale, 2012).

O minério lavrado a céu aberto é levado da usina de beneficiamento à Estrada de Ferro Carajás (EFC) por um novo ramal ferroviário com 100 km de extensão, denominado Ramal Ferroviário Sudeste do Pará (RFSP). Para garantir o escoamento da produção, a EFC será duplicada e remodelada e o Terminal Portuário de Ponta da Madeira (TPPM) terá sua capacidade ampliada. Também faz parte do projeto a construção de uma rodovia entre o projeto Ferro Carajás S11D e o município de Canaã dos Carajás. Um esquema geral do Complexo Minerador de Carajás é apresentado na Figura 4-1.

O projeto Ferro Carajás S11D foi inaugurado em dezembro de 2016, com o *startup* das operações da mina, da usina e do ramal. Os investimentos totais são de US\$ 14,3 bilhões, onde US\$ 6,4 bilhões são destinados à implantação da mina e usina e US\$ 7,9 bilhões, à construção do RFSP, à expansão da EFC e à ampliação do TPPM (Vale, 2016).

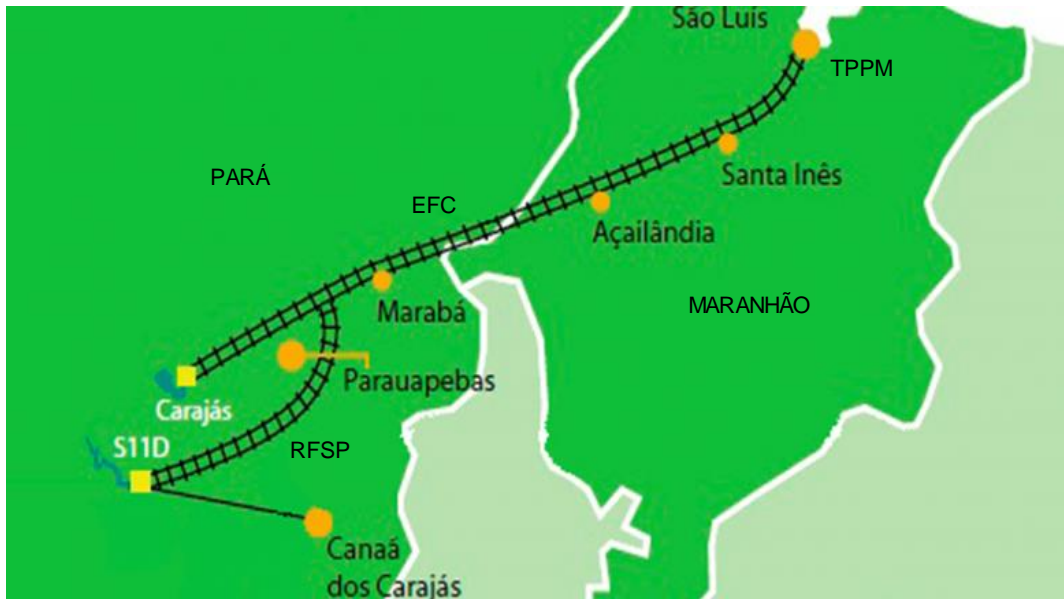


Figura 4-1 O Complexo Minerador de Carajás. Localização da Mina de Carajás, projeto Ferro Carajás S11D, RFSP – Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, EFC – Estrada de Ferro Carajás e TPPM – Terminal Portuário de Ponta da Madeira, nos Estados do Pará e Maranhão (Adaptado de Vale, 2012).

4.2 LOCALIZAÇÃO

O Ramal Ferroviário Sudeste do Pará localiza-se no norte do Brasil, na região sudeste do Estado do Pará, tendo-se como referência os limites geográficos dos paralelos 5°30' e 6°30' de latitude S e pelos meridianos 49°30' e 50°30' de longitude W (Figura 4-2).



Figura 4-2 Localização do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará e do estado do Pará na divisão política do Brasil (Adaptado de Vasquez et al., 2008).

O traçado da ferrovia desenvolve-se na altura do km 858 da EFC, junto à Estação Parauapebas, desvia a leste da expansão da cidade de Parauapebas e acompanha o limite leste da Floresta Nacional dos Carajás, paralela ao Rio Parauapebas, no município de Parauapebas e, ao Rio Sossego, no município de Canaã dos Carajás, passando próximo à Mina do Sossego, até chegar à usina de beneficiamento do projeto S11D (Figura 4-3).



Figura 4-3 Localização do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará com indicação das principais obras e destaque para as obras que serão objeto de estudo do presente trabalho (Adaptado de Arcadis, 2011b).

4.3 DESCRIÇÃO DO PROJETO

O Ramal tem como objetivo principal transportar o minério de ferro do projeto Ferro Carajás S11D para o Terminal Portuário de Ponta da Madeira, onde será embarcado para os mercados interno e externo, por meio da Estrada de Ferro Carajás. Além do minério de ferro, espera-se transportar também cobre da Mina do Sossego, níquel da Mina Níquel do Vermelho e outros produtos da região como grãos, couro e combustíveis. A capacidade de transporte prevista é de cerca de 138 milhões de toneladas por ano, onde o minério de ferro do projeto S11D é responsável por 90 milhões.

A Figura 4-4 mostra os principais projetos e reservas da Vale S.A. no sudeste do Pará, destacando a importância do investimento em infraestrutura ferroviária para transporte do potencial mineral da região.



Figura 4-4 Principais projetos e reservas da Vale S.A. no sudeste do Pará (Góes, 2015).

As principais características do projeto do RFSP são:

- Extensão de linha: 100 km;
- Linha singela em bitola larga: 1,60 m;
- 1 pátio de conexão com EFC, 6 pátios de cruzamento e 1 pátio de carregamento;
- Faixa de domínio com largura de 40 m a cada lado do eixo da via e entrevia de 5 m;
- Geometria compatível com a EFC, com rampa máxima de 0,4% no sentido de exportação e 1,0% no sentido de importação e raio de curva mínimo de 859 m;
- 4 túneis, 4 pontes ferroviárias, 2 viadutos ferroviários e 2 viadutos rodoviários;

- Volumes estimados de terraplenagem: 14,9 Mm³ de corte e 12,0 Mm³ de aterro;
- Sublastro: 325 712 m³ e Lastro: 496 713 m³;
- Trilho TR 68, dormentes de concreto, lastro de pedra britada, AMVs 1:12 e 1:20;
- Composições com 4 locomotivas de 4 400 HP (DASH 9) e 330 vagões (modelo GDT, para minérios), com extensão total de 3,5 km, peso total vazio de 7 650 toneladas e peso carregado de 41 970 toneladas;
- Velocidade de circulação de 80 km/h vazio e 70 km/h carregado;
- Capacidade para até 14 pares de trens por dia, transportando 138 milhões de toneladas por ano.

4.4 GEOLOGIA

A Província Mineral de Carajás (Figura 4-5) faz parte do Cinturão Itacaiúnas, na porção sudeste do Cráton Amazônico. Engloba importantes depósitos de ferro, cobre, ouro, manganês e níquel, sendo limitada ao leste pelos rios Araguaia-Tocantins, ao oeste pelo rio Xingu, ao norte pela Serra do Bacajá e ao sul pela Serra dos Gradaús (Hirata *et al.*, 1982 *apud* Arcadis, 2011a). Em ordem crono-estratigráfica, a Província Mineral de Carajás é composta por duas unidades básicas:

- Supergrupo Itacaiúnas: composto por rochas metavulcano-sedimentares dos grupos Igarapé-Salobo, Igarapé Pojuca, Grão Pará, Igarapé Bahia e Buritirama;
- Complexo Xingu: composto por rochas de composição gnáissica tonalítica a trondhjemítica de idade superior a 2,9 Ga (Docegeo, 1988; Machado *et al.*, 1988 *apud* Leite & Souza Filho, 2007).

Os litotipos do Supergrupo Itacaiúnas compreendem metassedimentos detríticos, químicos e vulcanoclásticos, rochas metavulcânicas félsicas a máficas, além de formações ferríferas. Apresentam metamorfismo variando desde fácies xisto-verde inferior até anfibolito superior, com deformação variando desde rochas com estruturas primárias preservadas até rochas com estruturas completamente obliteradas (Docegeo, 1988 *apud* Shimizu, 2012).

Repousando discordantemente sobre as rochas do Supergrupo Itacaiúnas, o Grupo Rio Fresco/Formação Águas Claras é um pacote siliciclástico, composto por arenitos, siltitos, argilitos e conglomerados (Docegeo, 1988 *apud* Arcadis, 2011a).

Dentre as intrusões arqueanas citam-se os granitóides Estrela, Plaquê, Planalto, Serra do Rabo, Cristalino, Velho Salobo e Itacaiúnas, com idades entre 2,76 e 2,56 Ga e composição alcalina e metaluminosa. Os episódios intrusivos paleoproterozóicos (~1,88 Ga) são

representados pelos granitoides Serra dos Carajás, Cigano, Pojuca, Young Salobo, Musa, Jamon, Breves, Velho e Guilherme, de composição alcalina e subalcalina e características químicas e tectônicas de granitos tipo A. Ainda ocorrem intrusões máficas-ultramáficas como o Complexo Luanga (Neves, 2006 *apud* Shimizu, 2012).

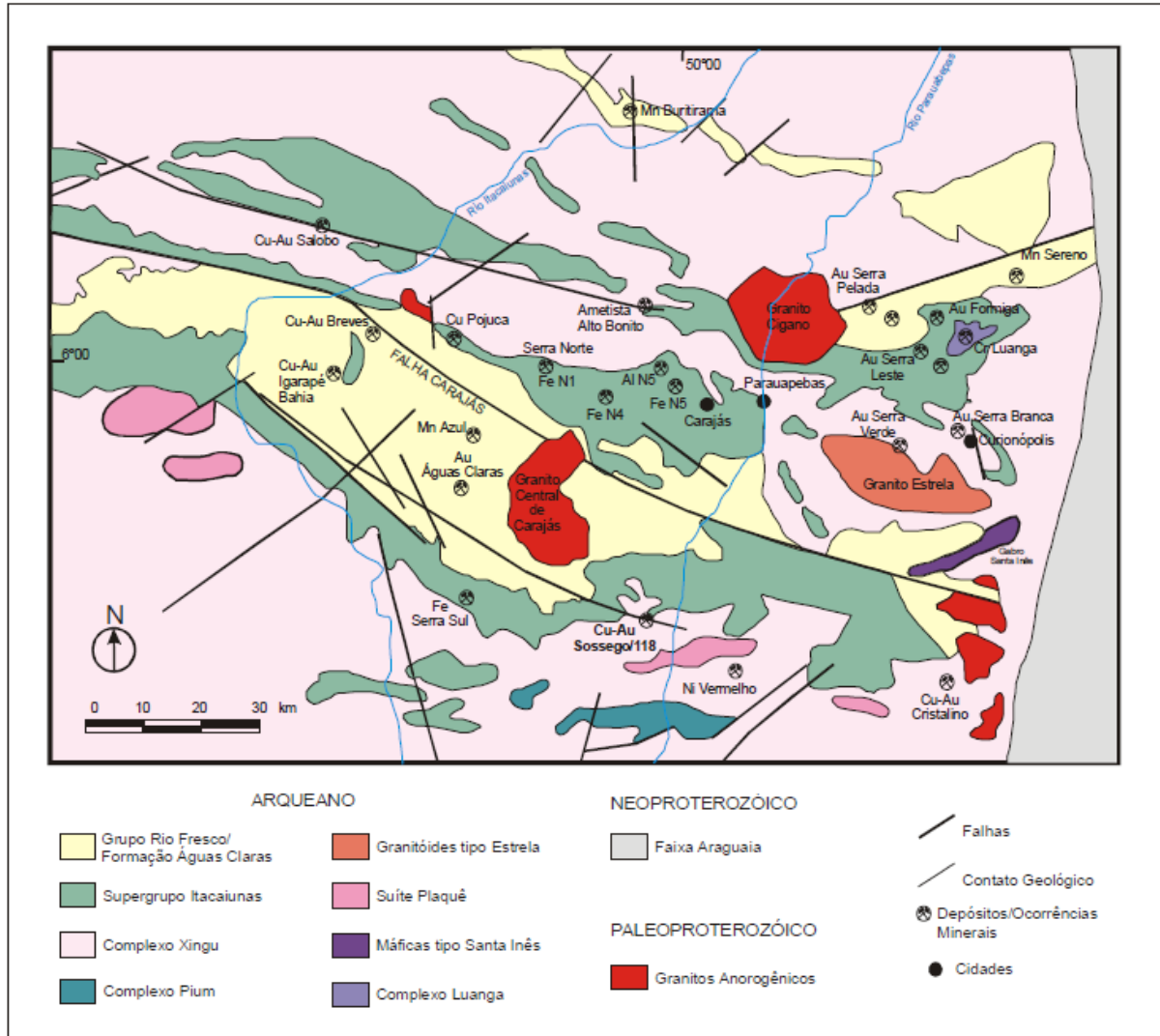


Figura 4-5 Mapa geológico simplificado da Província Mineral de Carajás (Docegeo, 1988; Machado et al., 1988; Dardene & Schobbenhaus, 2001 *apud* Leite & Souza Filho, 2007).

As grandes falhas transcorrentes E-W que cortam as rochas do Supergrupo Itacaiúnas e da Formação Águas Claras compõem a Zona de Cisalhamento Itacaiúnas, que é formada pelos sistemas transcorrentes Cinzento e Carajás. O sistema transcorrente Carajás é marcado por uma estrutura sigmoidal e é atravessado longitudinalmente pela Falha Carajás, de direção geral WNW-ESSE, que representa a estrutura mais proeminente do sistema (Pinheiro & Holdsworth, 2000 *apud* Shimizu, 2012).

Do ponto de vista regional, a atividade sísmica pode ser caracterizada como permanente, regular e de magnitude baixa a média (Arcadis, 2011a).

4.5 GEOMORFOLOGIA

Com base no levantamento e mapeamento geomorfológico elaborado no Projeto Radam (1974) o Ramal Ferroviário Sudeste do Pará situa-se em duas unidades morfoestruturais, reconhecidas como: a) Planalto Dissecado do Sul do Pará, constituída por maciços residuais (serras) de topos aplainados; e b) Depressão Periférica do Sul do Pará, constituída por uma superfície plana resultante de processos erosivos (pediplanação) pós-pliocênicos. As Figuras 4-6 e 4-7 apresentam uma visão dessas duas unidades.

Na descrição apresentada pela Arcadis (2011a), o Planalto Dissecado do Sul do Pará é composto por maciços residuais de topo aplainado e conjunto de cristas e picos interpenetrados por faixas de terreno rebaixados. As altitudes variam geralmente entre 500 e 600 m, com trechos mais elevados, onde a Serra de Carajás atinge 700 m em média.

A Serra de Carajás e suas ramificações situadas à Sudeste (Serra do Rabo e Serra da Estrela) constituem um conjunto de formas tabulares com eixo de 160 km no sentido leste-oeste e um eixo de 60 km no sentido norte-sul. Seus setores norte e sul, respectivamente Serra Norte e Serra Sul, constituem sinclinais suspensos em alguns trechos. Essas feições estão geralmente deformadas por uma elevada densidade de vales encaixados.

A declividade do domínio é predominantemente alta (> 20%) e localmente média (9 a 20%) nas encostas inferiores das elevações e a densidade de drenagem no conjunto é média, com padrão dendrítico.

A Depressão Periférica do Sul do Pará é caracterizada como uma depressão que circunda o Planalto Dissecado do Sul do Pará, onde a dissecação fluvial originou morros e colinas de topos aplainados, predominantemente moldadas em rochas granitóides (granitos, gnaisses, etc.), rochas metavulcânicas e metassedimentares pré-cambrianas. Em função das diferenças litológicas ou da elaboração de zonas de eversão, ocorrem *inselbergs* (morros testemunho) remodelados em morrotes.

O sistema de morros apresenta aspecto de serras baixas ou cristas, geralmente isoladas, em média entre 100 e 300 m, com encostas côncavo-convexas cujas declividades variam de íngremes a moderadas e topos de formas variáveis. A rede de drenagem apresenta um arranjo dendrítico, com baixo grau de organização e hierarquização.



Figura 4-6 Vista da Depressão Periférica em primeiro plano ao nível do rio Parauapebas e do Planalto Dissecado ao fundo, topograficamente mais elevada e acidentada (Minerconsult, 2004).



Figura 4-7 Geomorfologia da área do projeto, com representação das unidades Planalto Dissecado e Depressão Periférica e principais obras na diretriz do RFSP. (Fonte: Google Earth, com exagero vertical 3x).

4.6 CLIMA

O clima e as condições meteorológicas da região em estudo são fortemente condicionados pela localização geográfica (latitude) e relevo, que em ação conjunta com os grandes sistemas atmosféricos (massas de ar), controlam a distribuição pluviométrica, evaporação, temperatura, umidade do ar e regime de ventos.

Pela classificação de Köppen, o clima da Amazônia é do tipo A, ou seja, tropical úmido com temperatura média do mês mais frio superior a 18°C. Na região do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, apresenta a subclassificação Aw: clima tropical úmido, com inverno seco e precipitação média menor que 60 milímetros para o mês mais seco (Arcadis, 2011a).

Para caracterização do regime pluviométrico no âmbito do Estudo de Impacte Ambiental, foram utilizados dados das estações meteorológicas operadas pela ANA – Agência Nacional de Águas na região. Foram considerados os dados das estações Fazenda Caiçara, Serra dos Carajás (Mina N5), Eldorado, km 60/PA-150, Fazenda Santa Elisa e Fazenda Surubim, no período de 1985 a 2008 (Figura 4-7).

O volume de precipitação anual é da ordem de 1.800 mm. O período chuvoso durante o trimestre janeiro, fevereiro e março concentra cerca de 50% da precipitação do ano, com valores médios mensais em torno de 300 mm. O período seco ocorre em junho, julho e agosto e concentra menos de 5% da chuva anual.

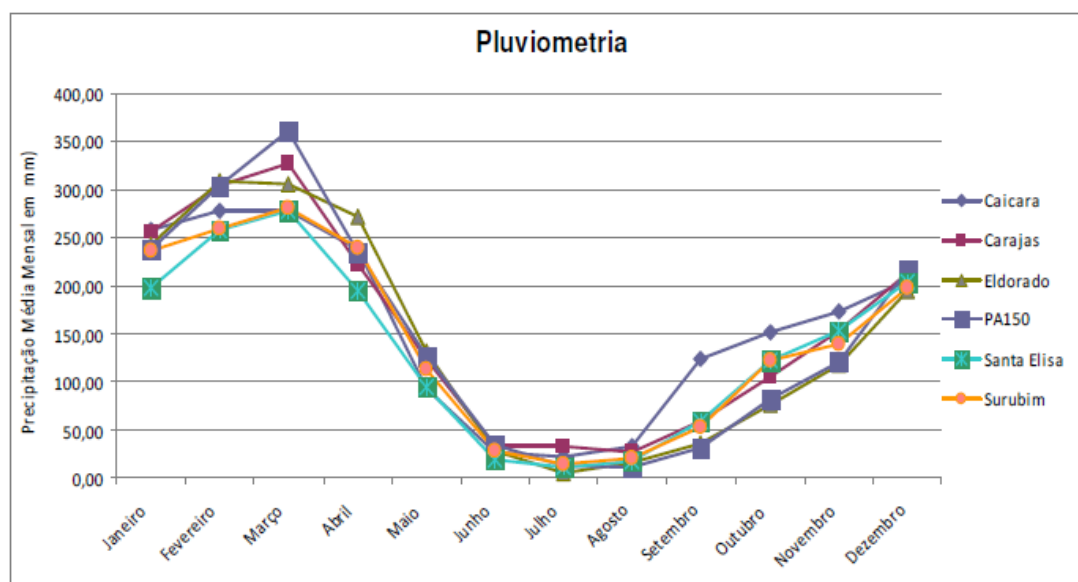


Figura 4-8 Precipitações médias mensais. Estações meteorológicas operadas pela ANA – Agência Nacional de Águas no período de 1985 a 2008 (ANA, 2009 apud Arcadis, 2011a).

As temperaturas médias mensais apresentam pequena variação. O equilíbrio térmico na região é favorecido pela densidade da rede hidrográfica e da massa florestal. Os meses de temperatura mais amenas correspondem ao período de janeiro a março, coincidindo com os maiores índices pluviométricos e a presença de maior nebulosidade, com temperatura média mensal de 23°C e umidade relativa do ar média de 85%. As maiores temperaturas são registradas nos meses de junho a agosto, coincidindo com os menores volumes de precipitação, com média mensal de 24°C e umidade relativa do ar média de 70%.

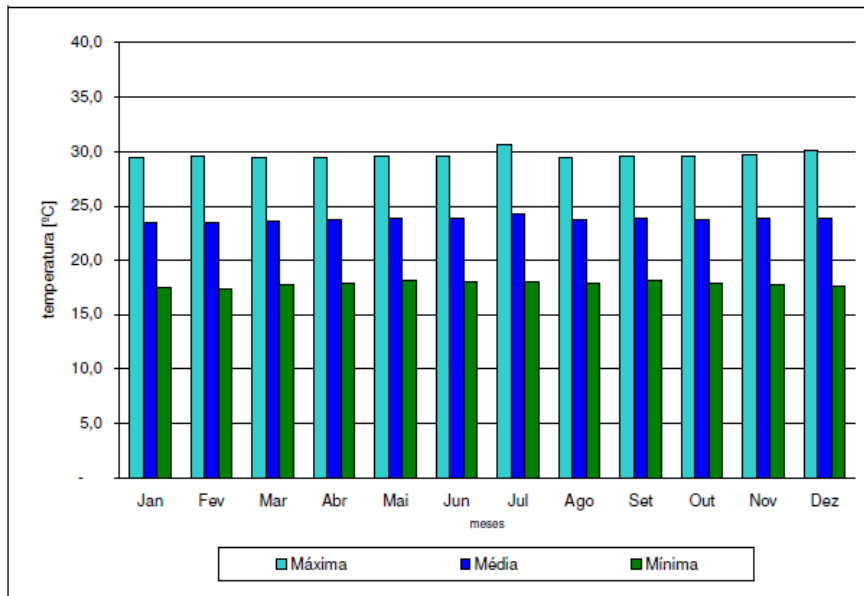


Figura 4-9 Temperaturas médias mensais. Estação meteorológica do Núcleo Urbano de Carajás no período de 1983 a 1990 (Arcadis, 2011a).

5 OS ESTUDOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS DO RAMAL FERROVIÁRIO SUDESTE DO PARÁ

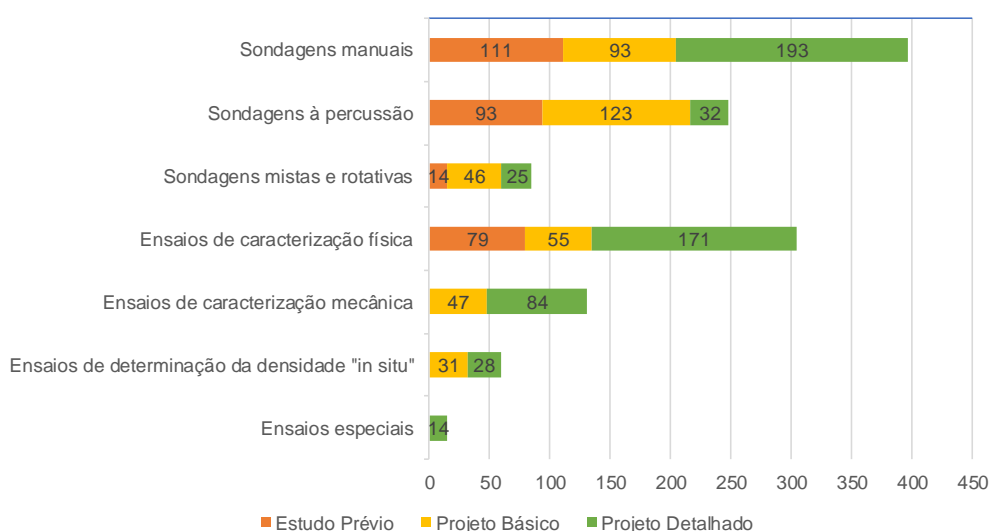
5.1 ESTUDOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

Os estudos geológico-geotécnicos de projeto do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará (RFSP) foram realizadas ao longo de nove anos, em três etapas distintas, ao longo do desenvolvimento do projeto (Tabela 5-1). As etapas foram objeto de concurso específico e realizadas por diferentes empresas, sendo responsável pela Fase Conceitual a empresa Minerconsult Engenharia (Minerconsult, 2004) e pelos Projetos Básico e Detalhado, a empresa Vega Engenharia e Consultoria (Vega, 2009, 2012, 2013, 2014, 2015). Os serviços de sondagem e ensaios foram subcontratados. Pelo modelo de contrato adotado pela Vale, torna-se difícil separar os custos dos estudos geológico-geotécnicos do custo do projeto.

Tabela 5-1 Investigações geotécnicas ao longo da diretriz do projeto do RFSP.

Estudo Prévio / Fase Conceitual (2004-2006)	Projeto Básico / Anteprojeto (2007-2009)	Projeto Detalhado / Projeto (2011-2012)
111 sondagens manuais	93 sondagens manuais	193 sondagens manuais
93 sondagens à percussão	123 sondagens à percussão	32 sondagens à percussão
14 sondagens mistas e rotativas	46 sondagens mistas e rotativas	25 sondagens mistas e rotativas
1.861 m de sísmica de refração	4.740 m de sísmica de refração	171 ensaios de caracterização física
79 ensaios de caracterização física	55 ensaios de caracterização física	84 ensaios de caracterização mecânica
	47 ensaios de caracterização mecânica	28 ensaios de densidade <i>in situ</i>
	31 ensaios de densidade <i>in situ</i>	4 ensaios de cisalhamento direto
		10 ensaios triaxiais

Fonte: Vega, 2012.



A Tabela 5-1 apresenta as campanhas de investigação geotécnicas realizadas ao longo da diretriz do projeto. No projeto de terraplenagem foi considerado que todo o material necessário para execução do subleito dos aterros será proveniente das escavações ou alargamento dessas. As investigações das áreas de empréstimo foram realizadas apenas para o material da camada de sublastro (sub-balastro) e serão abordadas na secção 5.6.

As sondagens manuais foram executadas com picareta, pá e trado helicoidal para investigação das fundações dos aterros e áreas de cortes. As sondagens mistas são muito utilizadas no Brasil e correspondem à execução de sondagem à percussão no trecho em solo e rotativa no trecho em rocha. Foram utilizadas para investigação de cortes de maior altura, fundações das obras de arte especiais e túneis. As sondagens geofísicas (sísmica de refração) foram realizadas nos túneis e cortes com altura superior a 20 m.

Os ensaios de caracterização física referem-se a ensaios de análise granulométrica e limites de liquidez e plasticidade para aplicação da classificação HRB – *Highway Research Board*. Os ensaios de caracterização mecânica correspondem a ensaios de compactação e ISC (CBR) que avaliam a aptidão desses solos para material de subleito. Os ensaios especiais correspondem a 4 ensaios de cisalhamento (corte) direto rápidos, 4 ensaios triaxiais rápidos e 6 ensaios triaxiais cíclicos realizados para obtenção dos parâmetros necessários ao dimensionamento do pavimento ferroviário.

5.1.1 Estudo Prévio

No Estudo Prévio (Fase Conceitual) do projeto, que ocorreu entre os anos de 2004 e 2006, as principais informações utilizadas para reconhecimento geológico, identificação de riscos e estudo das alternativas de traçado foram (Minerconsult, 2004):

- Projeto RADAM do DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral, volume 4, de 1974;
- Carta geológica folha Serra dos Carajás SB.22-Z-A, escala 1:250.000, executada pela CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais, de 1991;
- Fotografias aéreas, escala 1:15.000, de setembro de 2001;
- Restituição aerofotogramétrica, escala 1:10.000, de janeiro de 2002;
- Restituição aerolaser, escala 1:5.000, de setembro de 2004.

Foram avaliadas seis alternativas de traçado para estabelecer a ligação entre o km 858 da Estrada de Ferro Carajás e o Projeto S11D. As alternativas desenvolvidas foram condicionadas pela transposição de três grandes interferências, nomeadamente, a área de

expansão urbana do município de Parauapebas, a Serra do Rabo e a área operacional e de expansão da Mina do Sossego.

A interpretação das fotografias aéreas, o reconhecimento geológico e a campanha de prospecção ao longo dos eixos permitiram a identificação de possíveis alternativas de traçado, com maiores benefícios econômicos na implantação da ferrovia, em especial na execução de cortes, aterros, pontes, viadutos e túneis. Destaca-se uma quantidade expressiva de sondagens e ensaios realizados nessa fase, como sísmica de refração ao longo de aproximadamente 1 861 m no provável eixo dos túneis e um total de 218 sondagens mecânicas, que representa uma média de uma sondagem para cada 460 m da ferrovia, valor muito significativo para essa fase do projeto.

A avaliação das alternativas teve como objetivo: minimizar a extensão da ferrovia; o volume de terraplenagem; as interferências com a Floresta Nacional de Carajás, unidades de conservação e comunidades instaladas; o número de propriedades atingidas; os custos de construção e operação da ferrovia e; o prazo de execução (Arcadis, 2011a).

5.1.2 Projeto Básico

Após a definição do traçado, deu-se início a um programa massivo de investigações na fase de Projeto Básico (Anteprojeto), entre os anos de 2007 a 2009, com a realização de 262 sondagens e 133 ensaios, para caracterização geológica e geotécnica dos materiais presentes na diretriz do traçado e avaliação das exigências construtivas, como escavações, aterros, pontes, túneis e viadutos. A soma das sondagens da Fase Conceitual e Projeto Básico representaria uma média de uma sondagem para cada 200 m da ferrovia, porém esse número é aproximado, visto que algumas sondagens estavam em alternativas de traçado que foram abandonadas.

Com base na cartografia geológica e geotécnica e na campanha de investigação e ensaios, deu-se início ao zoneamento geotécnico, onde foram identificadas e individualizadas oito unidades geológico-geotécnicas ao longo da diretriz do traçado, que refletem uma tendência de comportamento dos terrenos frente às solicitações da implantação da infraestrutura da via, sob o ponto de vista da geologia de engenharia, apresentadas a seguir (Vega, 2009; Arcadis, 2011a):

- **Unidade Suítes Graníticas:** compõem essa unidade as Formações Granitos Anorogênicos e Suíte Plaquê, com presença de granitos alcalinos e pórfiros granulares e granitoides estratoides a duas micas. Apresenta relevo ondulado a fortemente ondulado e solos rasos de textura argilo-arenosa e saprólito silto-arenoso, incluídos

em 1ª categoria de escavação, com interceptação de material de 3ª categoria em cortes acima de 15 m. Os solos apresentam suscetibilidade alta à erosão e capacidade de suporte satisfatória. Os Granitos Anorogênicos ocorrem do início do trecho ao Túnel 0 (estaca 4+700) e a Suíte Plaquê como faixas alongadas intercaladas no Complexo Xingu, da Mina do Sossego (67+300) ao ponto final do trecho. Essa é a única unidade que oferece condições para instalação de pedreiras;

- **Unidade Rio Novo:** essa unidade já foi mapeada como um enclave anfibolítico no Complexo Xingu e é composta por rochas vulcano-sedimentares, com predominância de metabásicas/anfibolitos, xistos e formações ferríferas associadas. Apresenta relevo suave ondulado a forte ondulado e solos argilosos residuais vermelhos, às vezes com fragmentos de relictos de rocha dura e, expansividade mediana a alta. A escavação é de 2ª categoria, com interceptação de 3ª categoria em cortes acima de 10-15 m. Quando expostos apresentam suscetibilidade à erosão média e capacidade de suporte baixa a média. Essa unidade ocorre do Túnel 0 (4+700) até as proximidades do viaduto sobre a rodovia PA-275 (16+100);
- **Unidade Complexos Gnáissicos:** abrange as litologias do Complexo Xingu e Granitóides tipo Estrela e é composta por gnaisses granobláticos, migmatitos e granito-gnaisses anisotrópicos, com faixas milonitizadas. Apresenta relevo suave ondulado – com altos de relevo alinhados e alongados – e solos com textura argilo-arenosa, com espessuras de 15 a 20 m, incluídos em 1ª categoria de escavação. Os solos apresentam elevada suscetibilidade à erosão e capacidade de suporte satisfatória. Essa unidade ocorre: a) do viaduto sobre a rodovia PA-275 (16+100) até as proximidades do rio Verde (30+900) e; b) do rio Sossego (65+750) até a pêra (pátio) de carregamento (96+200), intercalada com a unidade Suítes Graníticas (Suíte Plaquê);
- **Unidade Águas Claras:** composta pelos metarenitos conglomeráticos, siltitos e argilitos rítmicos subordinados da Formação Águas Claras. O relevo apresenta superfícies onduladas suaves e os solos são de pequena espessura, de areia siltosa com eventual pedregulho e de solos argilosos dos argilitos. Os metarenitos milonitizados mantêm-se como rocha e representa a 3ª categoria de escavação, eventualmente 2ª categoria. Os solos apresentam elevada suscetibilidade à erosão e capacidade de suporte boa a regular. Essa unidade ocorre das proximidades do rio Verde (30+900) até o Túnel 1 (45+400), no início da Serra do Rabo;
- **Unidade Parauapebas:** composta pela Formação Parauapebas do Grupo Grão Pará, apresenta rochas metabásicas, metadacitos, metariolitos e anfibolitizados intensamente fraturados. O relevo é fortemente ondulado a montanhoso, caracterizado como Serra do Rabo e os solos são siltes argilosos, frequentemente recobertos por

solos argilosos laterizados e crostas, com escavação em 1ª, 2ª e 3ª categorias. Os solos são pouco suscetíveis à erosão e apresentam baixa capacidade de suporte. Essa unidade ocorre do Túnel 1 (45+400) até o rio Sossego (65+750) e constitui o segmento com maiores restrições à implantação do Ramal;

- **Unidade Detrito-laterítica:** representa os solos de cobertura das demais unidades e é composta por concreções e carapaças ferroalíticas em matriz areno-argilosa, oólitos e pisólitos ferruginosos, seixos e cascalhos quartzosos retrabalhados. O relevo apresenta superfícies suave onduladas e os solos são camadas esbeltas de 2 a 3 m de espessura, de areia siltosa com pedregulho e concreções (A-1-b), enquadradas na 1ª categoria de escavação. Quando exposta à ação das águas superficiais é suscetível à erosão e apresenta capacidade de suporte boa a ótima, crescente com o aumento da energia de compactação. Essa é a unidade onde será possível obter os solos estabilizados necessários para a camada de sublasto (sub-balastro) da ferrovia e revestimento primário das estradas de serviço;
- **Unidade Aluviões:** composta por sedimentos arenosos, com poucas intercalações de lentes de argilas e rara ocorrência de matéria orgânica. Ocorre nas partes baixas e aplainadas do relevo, em fundos de vale e sopé de encostas, em relevo plano a plano-ondulado. Apresenta a 1ª categoria de escavação, baixa suscetibilidade à erosão e boa capacidade de suporte quando associada à drenagem superficial. Está associada às unidades Águas Claras e Complexos Gnáissicos (após o rio Sossego, estaca 65+750);
- **Unidade Colúvios:** composta pelos solos residuais que ocorrem na Serra do Rabo e em terreno menos acidentados, de relevo suave a ondulado, como nas unidades Suites Graníticas, Complexos Gnáissicos e Águas Claras, confundindo-se com as superfícies da unidade detrito-laterítica.

Um ponto de atenção ao reconhecimento geológico, é que a região de Carajás representa uma das mais importantes províncias espeleológicas do Brasil, não só pela grande quantidade de cavernas registradas, mas também pela diversidade litológica das ocorrências. Nessa região, as litologias propícias à formação de cavidades são: com grande potencial as rochas carbonáticas, formações ferríferas e evaporitos; com médio potencial os quartzitos e arenitos; e com baixo potencial as rochas ígneas e outras (Maurity & Kotschoubey, 2005; Piló & Auler, 2009 *apud* Arcadis, 2011a). Na área do projeto, foram identificadas três cavidades: GEM-1441 e GEM-1442 nas proximidades do km 52, a 340 e 110 m do traçado da ferrovia e GEM-1614 nas proximidades do km 91, dentro do perímetro da pêra (pátio) de carregamento. Na classificação do grau de relevância das cavidades, segundo o Decreto Federal Nº 6.640, destaca-se a cavidade GEM-1614 (Figura 5-1) que atingiu máxima relevância: a) por ter sido

até aquele momento a maior cavidade registrada em ferricrete (colúvios ferruginizados) no Brasil, com 1 546 m de projeção horizontal; b) apresentar gênese rara e; c) interação ecológica única.

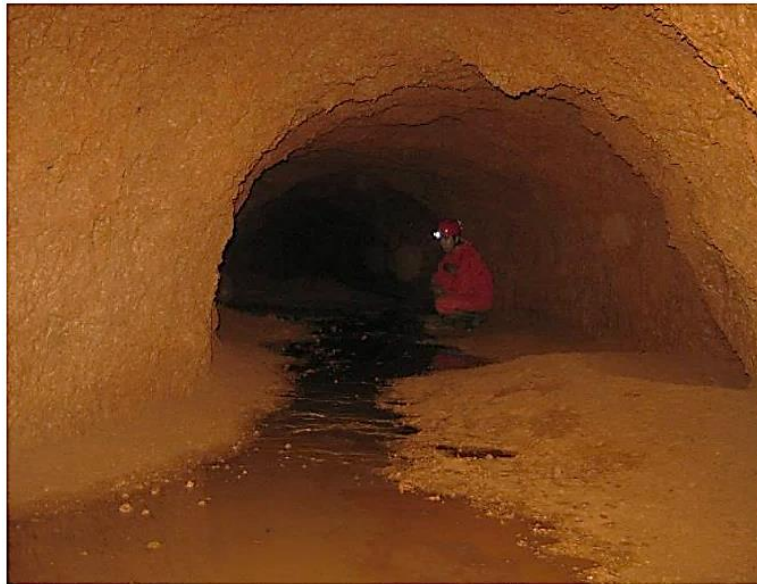


Figura 5-1 Interior da cavidade GEM-1614 (Carste, 2010 apud Arcadis, 2011a).

5.1.3 Projeto Detalhado

Na fase de Projeto Detalhado, que ocorreu nos anos de 2011 a 2012, ainda foram estudadas quatro variantes ao traçado definido no Projeto Básico: variante do km 17, variante do km 32, variante da travessia da Floresta Nacional de Carajás e variante da pêra (pátio de formação e de carregamento) no final do trecho.

A variante do km 17, posicionada entre as estacas 15+200 e 18+400, teve como objetivo desviar a diretriz da via de uma propriedade localizada na margem da rodovia PA-275, alvo de especulação imobiliária e problemas de desapropriação, com a consequente alteração do projeto do viaduto sobre a rodovia PA-275. Não foi possível desviar integralmente da propriedade, sendo desenhada uma diretriz que atingiu o fundo da propriedade, onde o interesse imobiliário era mais remoto, devido às condições do relevo local.

A variante do km 32, posicionada entre as estacas 29+500 e 36+700, teve como objetivo a redução do volume de escavação em rocha (3ª categoria) em um corte, com a consequente alteração das posições das pontes do rio Verde e do rio Cabloco. Foi estudada a possibilidade de fazer um túnel, mas optou-se pelo corte, com altura máxima de 32 m. Os estudos geológico-geotécnicos dessa área foram condicionados pela restrição de acesso à área, que na altura estava invadida pelo MST – Movimento dos Sem Terra.

A travessia da Floresta Nacional de Carajás foi tema de muita discussão durante o processo de licenciamento ambiental do projeto. O IBAMA – Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis solicitou alternativas de traçado que privilegiassem o abrandamento dos efeitos das obras sobre o meio ambiente natural, em detrimento da lógica da engenharia ferroviária e dos custos de implantação. Para tal, foram desenvolvidas quatro alternativas ao Projeto Básico, entre as estacas 61+400 e 66+600, com diferentes posições para as pontes sobre o rio Parauapebas e Sossego e o Túnel 3. A conclusão foi manter o traçado do Projeto Básico, todavia, o projeto teve que ser desenvolvido sem detalhamento dos estudos geológico-geotécnicos realizados no Projeto Básico porque o órgão ambiental não renovou a licença de permissão para realização de sondagens e ensaios na área de proteção.

A posição da pêra (pátio de formação e de carregamento) foi alterada entre as estacas 80+800 e 100+200 por solicitação do IBAMA – Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis, para retirar do perímetro da pêra a caverna mapeada nos levantamentos espeleológicos (GEM-1614), respeitando a área de proteção, com raio de 250 m. Aproveitaram a alteração para atender à solicitação da equipe de operação logística, de elevar a cota da pêra em 8 m e, da equipe de desapropriação, para desviar de uma propriedade.

O estudo dessas variantes exigiu trabalhos adicionais e consumiu tempo e recursos importantes na fase de Projeto Detalhado. Ao todo, as variantes correspondem a 35 km de via, que representam alterações em 35% do traçado. As indefinições comprometem a campanha de prospecção e ensaios e o dimensionamento da obra, tendo em vista que as variantes além de causarem alterações à terraplenagem, também obrigam à relocação de pontes, viadutos e túneis. Com isso, perdem-se estudos e projetos desenvolvidos no Projeto Básico, sendo necessária a execução de nova campanha de prospecção e ensaios para a elaboração de novos projetos. Todo o trabalho ainda foi condicionado pelas restrições de acesso às áreas, devido à presença do MST ou falta de licença do IBAMA.

Durante o Projeto Detalhado, foram realizadas 193 sondagens manuais para investigações das fundações de aterros e áreas de cortes e 171 ensaios de caracterização física, que normalmente já não deveriam ocorrer em grande número nessa fase, onde deveriam ser realizados estudos mais complexos e complementares. As sondagens mecânicas foram programadas para complementar as investigações dos cortes de maior altura, das fundações das pontes e viadutos e dos túneis. Porém, devido às restrições de acesso às áreas, que impossibilitaram o estudo de 4 pontes (sobre os rios Verde, Caboclo, Parauapebas e Sossego) e o Túnel 3, só foram realizadas 25 sondagens mistas e rotativas.

Os ensaios especiais – cisalhamento (corte) direto, triaxiais rápidos e triaxiais cíclicos (resiliência) – foram realizados para obtenção dos parâmetros necessários ao dimensionamento do pavimento ferroviário.

Com o resultado dos estudos geológico-geotécnicos e o projeto geométrico da ferrovia, obteve-se como volumes totais de terraplenagem: 14,9 milhões de m³ de escavação (12,4 milhões de m³ de material de 1ª categoria, 1,5 milhões de m³ de material de 2ª categoria e 1,0 milhão de m³ de material de 3ª categoria) e 12,0 milhões de m³ de aterro.

A Tabela 5-2 apresenta um resumo estatístico dos solos agrupados segundo a classificação HRB – *Highway Research Board*, onde são listadas a frequência de ocorrência e as características geotécnicas médias.

Tabela 5-2 Resumo estatístico por grupos de solos do RFSP (Vega, 2012).

Classificação H.R.B.	Frequência (%)	% que passa na peneira n° 200	Dens. Seca Max. (kgf/m ³)	Expansão (%)	ISC (%)	Humidade natural (%)	Humidade ótima (%)
A-7-5	44,0	64,0	1635	0,8	14,4	16,9	20,8
A-6	20,9	62,9	1662	1,3	8,6	17,5	14,4
A-7-6	13,3	59,8	1638	0,7	13,9	16,9	19,2
A-2-4	9,4	28,4	1881	0,1	18,2	7,4	11,2
A-4	4,3	46,8	1736	0,6	15,0	-	15,7
A-1-b	3,6	20,4	2028	0,1	27,9	-	9,9
A-2-6	2,5	29,3	1915	0,6	22,1	15,0	12,4
A-2-7	2,5	33,2	1722	0,2	21,2	15,7	19,2

Da análise da Tabela 5-2, destaca-se a predominância de solos argilosos do tipo A-7-5 e A-7-6, representados por argilas plásticas com presença de matéria orgânica (alta compressibilidade) e A-6, representados por argilas siltosas medianamente plásticas com pouco ou nenhum material grosso (baixa compressibilidade). Segundo a classificação HRB esses solos argilosos possuem comportamento geral como subleito de fraco a pobre, todavia, pela especificação DNIT (2015b), esses solos podem ser aplicados em corpo de aterro, pois possuem ISC > 5 e expansão ≤ 2% e, no reforço do subleito (últimos 60 cm), pois possuem ISC ≥ 8 e expansão < 2%.

5.1.4 Construção

Tendo em vista as restrições de acesso às áreas ocupadas pelo MST – Movimento dos Sem Terra e sem licença do IBAMA– Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis, foi executada uma campanha de investigação complementar na fase de

Construção, no ano de 2014. Além de investigações nessas áreas, que envolvem a localização das pontes sobre o rio Verde, Caboclo, Parauapebas e Sossego, o viaduto sobre a rodovia PA-275 e o Túnel 3, foram realizadas investigações para adequações do projeto às condições encontradas em obra, onde destaca-se o corte do km 56 e, solicitações ambientais de implantação de passagens para fauna. Ao todo foram realizadas 118 sondagens mistas (percussiva em solo e rotativa em rocha), valor muito expressivo quando comparado às investigações da fase de projeto da Tabela 5-1.

5.2 CORTE DA ESTACA 56

Para avaliar as particularidades dos estudos geológicos e geotécnicos de uma escavação do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, utilizaremos o corte da estaca 56, que se desenvolve entre as estacas 55+700 e 56+400. Trata-se de uma escavação com orientação N09°E/65°W, que se desenvolve à margem do rio Parauapebas, numa dissecação de platôs com forte declividade transversal (superior a 60%), que constituem a feição orográfica denominada Serra do Rabo. O corte desenvolve-se na unidade geológico-geotécnica Parauapebas, ao longo de 700 m de extensão, com altura máxima de 75 m, em materiais enquadrados em 1ª, 2ª e 3ª categorias de escavação, conforme descrito na secção 3.1.1 (Vega, 2015). A Figura 5-2 apresenta uma visão geral do corte.



Figura 5-2 Visão geral do corte na estaca 56. (Crédito: Salviano Machado, Vale S.A.).

O projeto desse corte previa a execução de um muro de suporte com ancoragens para estabilizar a cobertura em solos residuais e colúviais. Na fase de Construção, a solução foi considerada de alto risco construtivo, pois exigiria a escavação e manutenção de taludes provisórios muito íngremes. Dessa forma, em 2014 foi realizada uma campanha complementar de sondagens mistas, já na fase de Construção, para elaboração de um novo projeto, que excluía o muro e propunha novas contenções.

5.2.1 Investigações *in situ*

No estudo do corte, foram realizadas um total de 31 sondagens, sendo 20 na fase de projeto e 11 na campanha complementar, listadas nas Tabelas 5-3 e 5-4.

Tabela 5-3 Sondagens realizadas na fase de projeto - corte da estaca 56 (Vega, 2015).

Referência da sondagem	Tipo de sondagem	Data	Estaca	Profundidade atingida (m)
ST-209	Trado	Abr/2007	55+940	2,96
SPV-238	Percussão	Mar/2008	55+905	5,14
SPV-238A	Percussão	Mar/2008	55+905	5,04
SPV-238B	Percussão	Mar/2008	55+905	5,03
SPV-239	Percussão	Mar/2008	56+005	4,06
SPV-239A	Percussão	Mar/2008	56+005	5,07
SPV-239B	Percussão	Mar/2008	56+005	4,20
SPV-240	Percussão	Mar/2008	56+105	5,13
SPV-240A	Percussão	Mar/2008	56+105	5,05
SPV-240B	Percussão	Mar/2008	56+105	4,10
SPV-241	Percussão	Mar/2008	56+205 7m LE	4,05
SPV-241A	Percussão	Mar/2008	56+205 7m LE	3,27
SPV-241B	Percussão	Mar/2008	56+205 7m LE	3,08
SPV-242	Percussão	Mar/2008	56+307 13m LE	4,12
SPV-242A	Percussão	Mar/2008	56+307 13m LE	5,21
SPV-242B	Percussão	Mar/2008	56+307 13m LE	5,02
SPV-68	Percussão	Abr/2008	56+325	8,05
SPV-68A	Percussão	Abr/2008	56+325	7,20
SPV-68B	Percussão	Abr/2008	56+325	7,52
SMD-167	Mista	Out/2011	55+860 18m LE	17,40

LE – refere-se a sondagem realizada no Lado Esquerdo do eixo.

Ao analisarmos a Tabela 5-3 e a profundidade das sondagens realizadas na fase de projeto, concluímos que a presença de matacões na zona do solo residual/saprólito impossibilitou o avanço da sondagem à percussão até a cota da plataforma da ferrovia. Foram

muitas tentativas de avanço, com deslocação das sondagens para evitar os matacões, representadas pelos sufixos A e B, também sem sucesso.

O corte da estaca 56 chega a ter zonas com altura de escavação de 20 m ao longo do eixo da ferrovia e a sondagem no eixo com maior profundidade foi de 8,05 m. Mesmo a sondagem SMD-167, que conseguiu maior avanço, por estar deslocada em relação ao eixo, ainda ficou 8,25 m acima da cota da plataforma. A profundidade atingida nas sondagens da fase de projeto impossibilitou a classificação dos materiais da escavação e a análise de estabilidade dos taludes.

Tabela 5-4 Sondagens complementares - corte da estaca 56 (Vega, 2015).

Referência da sondagem	Tipo de sondagem	Data	Estaca	Profundidade atingida (m)
SM-RF-101	Mista	Jun/2014	55+860	20,00
SM-RF-102	Mista	Jun/2014	56+000	20,00
SM-RF-103	Mista	Mai/2014	56+000 35m LE	30,00
SM-RF-104	Mista	Jun/2014	56+067	20,00
SM-RF-105	Mista	Jun/2014	56+260	20,00
SM-RF-106	Mista	Jul/2014	56+260 29m LE	30,05
SM-RF-107	Mista	Mai/2014	56+260 39m LE	40,00
SM-RF-108	Mista	Jun/2014	55+930 1m LE	20,00
SM-RF-109	Mista	Jun/2014	56+146 2m LE	20,00
SM-RF-110	Mista	Jul/2014	56+212 6m LE	20,00
SM-RF-111	Mista	Jul/2014	56+320 6m LE	20,80

LE – refere-se a sondagem realizada no Lado Esquerdo do eixo.

As sondagens complementares listadas na Tabela 5-4 foram realizadas para possibilitar uma melhor caracterização do maciço e a elaboração do novo projeto do corte. Com o resultado das investigações, a projetista elaborou perfis geológico-geotécnicos longitudinais e transversais ao corte, como o exemplo da Figura 5-3, que apresenta um extrato do perfil longitudinal ao longo do eixo da ferrovia com a representação das sondagens realizadas entre as estacas 55+860 e 56+060. Nesse perfil pode ser visualizada a superficialidade das sondagens da fase de projeto (SPV-238, ST-209 e SPV-239A) e a necessidade de realização das sondagens complementares para recolha de informações como o contato solo-rocha, nível freático e características do material de escavação.

Ao analisarmos o nível freático representado no perfil da Figura 5-3, percebemos que este está acima da cota da plataforma apenas na sondagem SM-RF-108. Isso pode ser explicado pela maior integridade do maciço, representada no alto grau de recuperação da

amostra, que sugere que nessa região a água está circulando pelas fraturas da rocha, o que altera o nível freático.

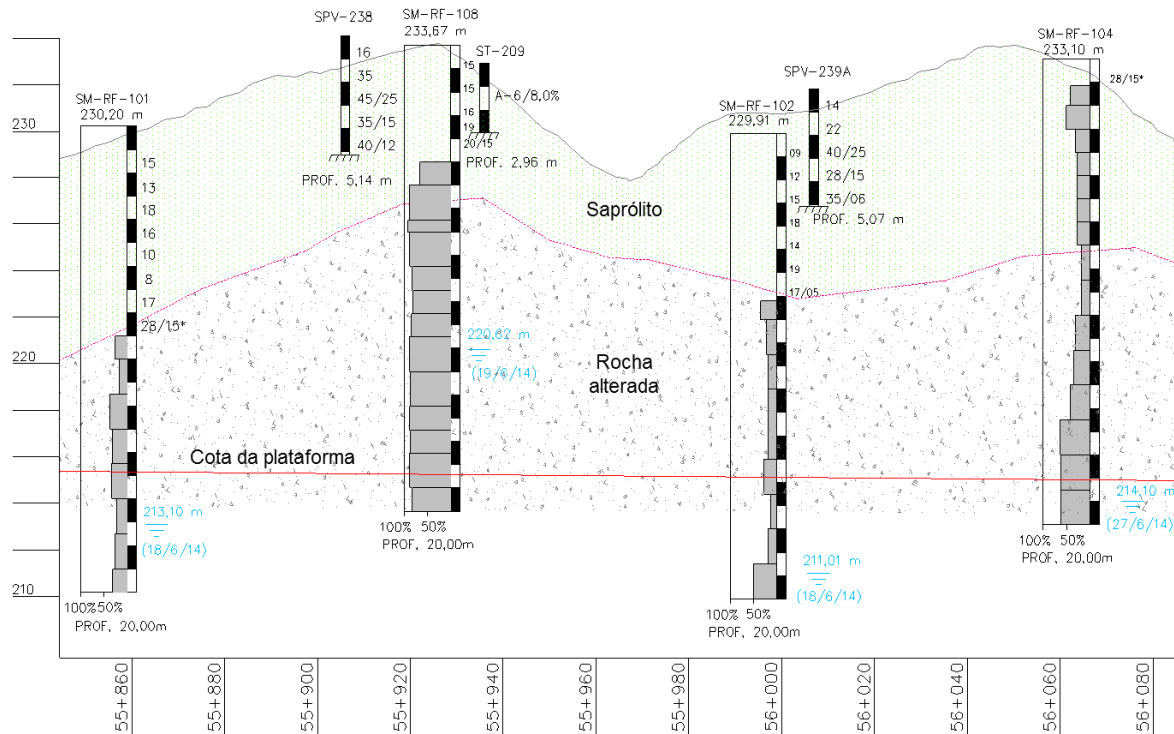


Figura 5-3 Perfil longitudinal do corte entre as estacas 55+860 e 56+060 (adaptado de Vega, 2015).

5.2.2 Análise de estabilidade do talude

Baseada no projeto geométrico da ferrovia e nas características geológico-geotécnicas do maciço, a projetista utilizou o software GEO5 para realizar a análise de estabilidade dos taludes. Para o primeiro talude, constituído de rocha básica alterada, enquadrada como escavação de 3ª categoria, procedeu-se à análise de deslizamentos em cunha, por meio da técnica de **projeção estereográfica**, com a orientação média de 9 descontinuidades principais e a simulação de 3 inclinações para o talude: 1:3 (NW/71NE), 1:2 (NW/65NE) e 1:1,5 (NW/55NE).

Na análise de estabilidade dos taludes seguintes, constituídos por rocha alterada, solo residual/saprolítico e coluvial, enquadrados como escavações em 1ª e 2ª categorias, foram utilizados os métodos: ábacos de estabilidade, retroanálise e analítico. Por meio do método de retroanálise de superfícies de escorregamentos existentes calculou-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento (corte) do solo para o fator de segurança FS=1, com base nos valores médios de coesão e ângulo de atrito obtidos dos ábacos de estabilidade de Hoek (1972), apresentados na secção 3.1.3. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram

inseridos no software GEO5 para calcular a estabilidade do talude, com base no método analítico **Bishop simplificado**. Nos horizontes das seções geológico-geotécnicas foram adotados, para efeito de cálculo, os parâmetros geotécnicos apresentados na Tabela 5-5.

Tabela 5-5 Parâmetros geotécnicos do corte na estaca 56 (Vega, 2015).

Material	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Densidade (kN/m ³)
Solo coluvial	28	24	15,0
Solo residual	35	32	20,0
Rocha alterada	70	35	26,5

Para se obter um gabarito de terraplenagem que facilitasse a escavação, drenagem superficial e manutenção, optou-se pela inclinação de 65° em relação à horizontal para o talude em rocha (material de 3ª categoria) e pela proporção 5,5H:8V para os taludes em rocha alterada, solo residual e coluvial (materiais de 1ª e 2ª categoria), com banquetas de 2,5 m de largura em planta como ilustra a Figura 5-4. Com isso, calculou-se o volume de escavação em 247 840 m³, dos quais 38 670 m³ (16%) correspondem a material de 3ª categoria e o restante (84%) a 1ª e 2ª categorias (Vega, 2015).

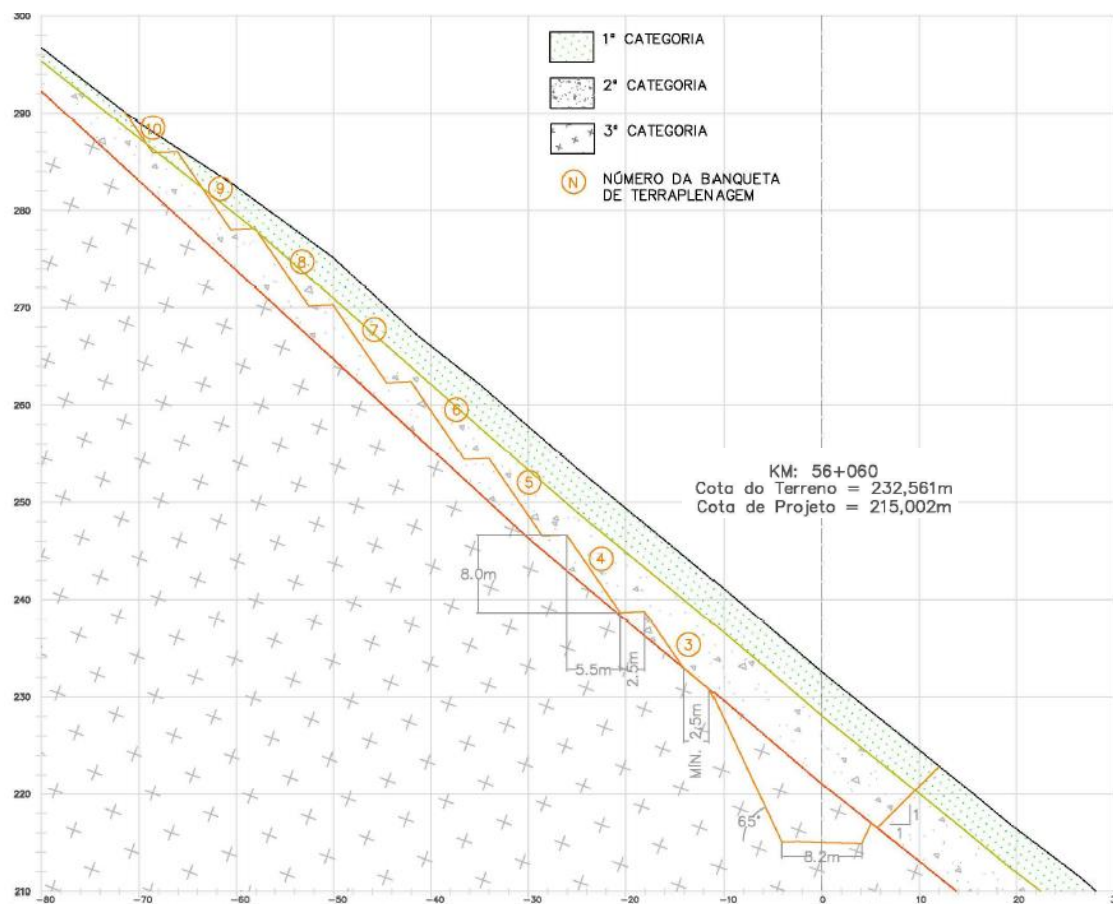


Figura 5-4 Seção de escavação na estaca 56+060 (Vega, 2015).

A definição da geometria de um talude é limitada primeiramente pela faixa de domínio da ferrovia, que no caso do RFSP, é de 40 m. Todavia, como os taludes nesse caso em estudo se desenvolveram ao longo de rocha básica alterada a muito alterada e interceptando zonas de contato litológico, foi necessário estender o *offset* para além da faixa de domínio, chegando a 71 m na seção 56+060, conforme apresentado na Figura 5-4.

Todas as seções simuladas apresentaram resultados insatisfatórios na análise de estabilidade, com o fator de segurança variando de 0,87 a 1,10, com evidentes necessidades de implementação de métodos de estabilização para alcançarem fatores de segurança aceitáveis ($FS \geq 1,5$) (Vega, 2015).

A autora considera que os valores de resistência do terreno (coesão e ângulo de atrito) são decisórios no cálculo de estabilidade de taludes e variam ao longo do corte devido aos diferentes materiais presentes, à forma como estão distribuídos e seus respectivos graus de alteração e de fraturação. Por isso, seria interessante comparar os valores obtidos por dois ou mais métodos para melhorar o grau de confiança. Para além do método de retroanálise de superfícies de escorregamentos utilizado pela projetista, poderiam ter sido utilizados ensaios de laboratório (corte direto e triaxiais) e ensaios *in situ* (SPT e CPT).

5.2.3 Classificações geomecânicas

Não foram encontrados nos documentos do projeto, alusão ao uso de classificações geomecânicas para caracterizar a qualidade do maciço ao longo do corte. Para tal, poderiam ser utilizadas as classificações RMR (Bieniawski, 1973) e SMR (Romana, 1985) citadas na seção 3.1.4, considerando-se as suas respectivas atualizações. Essas classificações, associadas à cartografia geológica-geotécnica dos taludes, possibilitam uma melhor classificação do maciço e orientação quanto ao tipo de problema antecipado e ao método de estabilização.

5.2.4 Métodos de estabilização e instrumentação

Definida a geometria e conhecida a necessidade de aumentar os fatores de segurança do talude, foi dimensionado o sistema de contenção a ser aplicado. Foram indicados chumbadores (grampos) com barra de 25 mm de diâmetro e 18 tf de capacidade, numa malha 2x2m, com comprimentos de 8 e 12 m, cuja necessidade e disposição deveriam ser alteradas durante a obra pela equipa de ATO – Acompanhamento Técnico da Obra de modo a serem adequadas às condições encontradas.

O projeto também indica a aplicação de revestimento, com tela vegetal (biomanta) e hidrossemeadura (hidrossementeira) para evitar erosão superficial e, sobre esta, tela (rede) metálica de proteção para evitar a queda de blocos na via. Para a drenagem, além dos dispositivos de drenagem superficial, foi indicada a instalação de drenos horizontais profundos de 2" de diâmetro com 6 m de comprimento, sempre que houver exurgência de água ou humidade excessiva no talude, conforme ilustrado na Figura 5-5 (Vega, 2015).

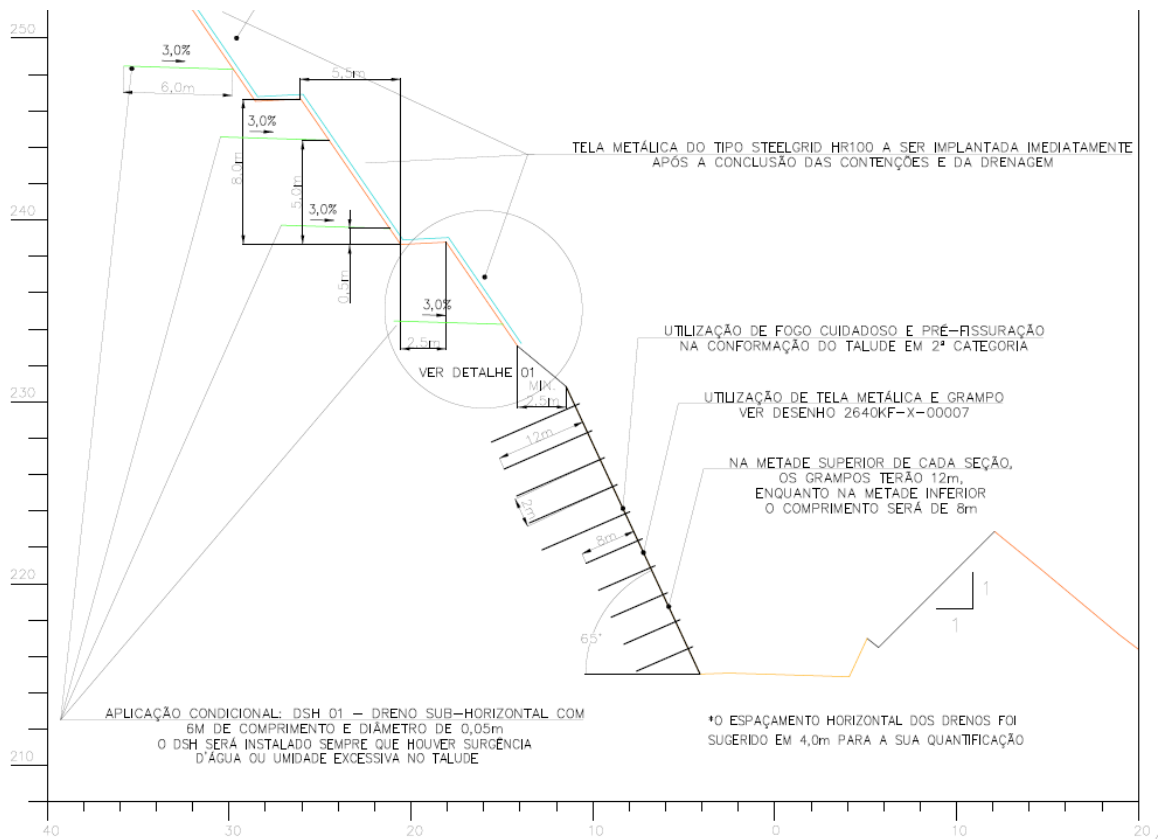


Figura 5-5 Contenção a ser aplicada no corte da estaca 56 (Vega, 2015).

Os chumbadores foram implantados ao longo de todos os taludes, com o acompanhamento e orientação da equipa de ATO. Em duas zonas, onde a rocha se encontrava mais alterada, foi indicado o uso de ancoragens pré-tensionadas, ligadas por vigas de concreto (betão) de 1,20 m de largura por 0,50 m de espessura ao longo da altura do primeiro talude, formando uma cortina atirantada, que pode ser visualizada na Figura 5-2.

Para a instrumentação do talude, foram implantadas marcas superficiais de controle topográfico ao longo de duas seções, com a finalidade de monitorizar possíveis movimentações nas zonas de alteração de rocha, solos residuais e coluviais, com recurso a estação total. Não foram implantados piezómetros nem inclinómetros porque a zona é de difícil acesso, o que condicionaria as medições.

5.3 PONTE SOBRE O RIO SOSSEGO

Para avaliar as particularidades dos estudos geológicos e geotécnicos de uma obra de arte especial do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, utilizaremos a ponte ferroviária sobre o rio Sossego (Figuras 5-6 a 5-8). Essa ponte faz parte de uma solução tecnológica para o trecho do traçado que passa na área da Floresta Nacional de Carajás, solicitada pelo IBAMA – Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis, no âmbito da aprovação do Estudo de Impacto Ambiental do Ramal, visando minimizar as interferências na Unidade de Conservação.

“Uma vez que o traçado na área da Unidade de Conservação está projetado acima do nível do solo, foi considerada a construção de uma via elevada, apoiada em uma estrutura semelhante a uma ponte, em vez de aterros, permitindo que a vegetação se regenere sob o traçado do ramal ferroviário, minimizando a supressão da vegetação, os potenciais efeitos de isolamento da fauna de cada lado do traçado e as chances de atropelamento”. (Arcadis, 2011b).

A Figura 5-6 apresenta um esboço da solução tecnológica que exigiu a extensão da ponte sobre o rio Parauapebas até o início do Túnel 3, ficando com extensão total de 1 271 m, e a ponte sobre o rio Sossego tivesse seu início no final do Túnel 3, ficando com extensão total de 1 096 m. O Túnel 3 tem extensão de 622 m.



Figura 5-6 Traçado do Ramal na área da Floresta Nacional de Carajás (Arcadis, 2011b).



Figura 5-7 Visão geral da ponte sobre o rio Sossego e o trecho em viaduto na área da Floresta Nacional de Carajás até o Túnel 3 (Crédito: Salviano Machado, Vale S.A.)

O projeto inicial da ponte ferroviária sobre o rio Sossego considerava a implantação de 32 pilares, numerados de P1 a P32, onde os pilares P1 a P28 referem-se à seção de travessia da Floresta Nacional de Carajás e os pilares P29 a P32 à travessia sobre o rio Sossego. Durante a fase de Construção o encontro E1 foi relocado e excluídos os pilares P1, P2 e P3, ficando a ponte com 29 pilares, numerados de P4 a P32, e 30 vãos de 35 m, conforme ilustrado na Figura 5-8.

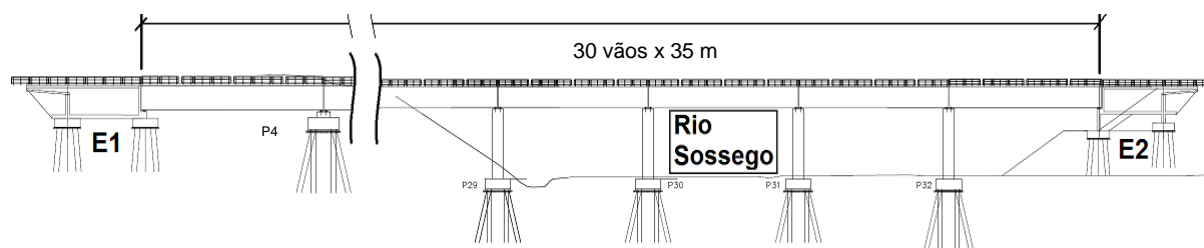


Figura 5-8 Esboço do perfil longitudinal da ponte sobre o rio Sossego (Kot, 2014).

A superestrutura da ponte é composta de viga metálica e tabuleiro em concreto (betão). A mesoestrutura, pelos encontros E1 e E2 e pilares em concreto, com comprimentos compreendidos entre 1,7 e 15,7 m. A infraestrutura é composta por blocos de coroamento sobre estacas raiz e estacas hélice contínua.

5.3.1 Investigações *in situ*

Durante a campanha de prospecção da ponte realizada na fase de Projeto Básico (anteprojeto), foram realizadas 7 sondagens apenas na região de travessia do rio Sossego, nas proximidades dos pilares P29 a P32, pois a extensão da ponte foi uma solicitação à *posteriori*. Na elaboração do Projeto Detalhado (projeto), não foi possível realizar prospecção na área, pois não havia autorização de acesso à área da Floresta Nacional de Carajás, sendo necessário definir o tipo de fundação e dimensionar o projeto com base apenas nas sondagens da Tabela 5-6.

Tabela 5-6 Sondagens realizadas na fase de projeto - ponte sobre o rio Sossego (Vega, 2009).

Referência da sondagem	Tipo de sondagem	Data	Estaca	Profundidade atingida (m)
SMV-139	Mista	Dez/2008	65+602	23,80
SPV-140	Percussão	Jun/2008	65+630	8,45
SMV-141	Mista	Out/2008	65+655	9,25
SPV-142	Percussão	Jun/2008	65+680	7,06
SMV-143	Mista	Out/2008	65+705	17,20
SPV-144	Percussão	Jun/2008	65+730	7,38
SMV-145	Mista	Out/2008	65+761	28,50

Nas sondagens foram identificadas alterações de anfibolitos e rochas máficas gnaissificadas, sem definição clara da zona de contato, com topo rochoso variando entre 5 e 19 m de profundidade. A litologia apresentada nas sondagens aponta para solos residuais com presença de matacões, fato que fez a projetista optar por **estacas raízes**, que além de contar com ferramentas que permitem atravessar matacões, podem ser executadas inclinadas.

O projeto inicial foi elaborado pela empresa JM Engenharia (JM, 2012) com base no método dos elementos finitos e revisado pela empresa Kotchergenkenko Engenha (Kot, 2014). No projeto emitido para construção a projetista insere uma nota que recomenda a realização de prospecção geotécnica para definição do comprimento das estacas dos pilares P1 a P28.

Diante do exposto, foi necessária a realização de uma campanha de investigação complementar, que ocorreu durante a fase de Construção no ano de 2014, para prospecção do terreno na região dos encontros E1 e E2 e dos pilares P1 a P29. Essa campanha contou com a realização de 31 sondagens mistas (percussão e rotação), apresentadas na Tabela 5-7 e realização de ensaios de SPT, Lugeon e Lefranc.

Tabela 5-7 Sondagens complementares - ponte sobre o rio Sossego (Vega, 2014a).

Referência da sondagem	Tipo de sondagem	Data	Local	Profundidade atingida (m)
SM-S-P01	Mista	Jun/2014	Pilar P01	30,00
SM-S-P02	Mista	Jun/2014	Pilar P02	30,00
SM-S-P03	Mista	Mai/2014	Pilar P03	31,70
SM-S-P04	Mista	Mai/2014	Pilar P04	30,00
SM-S-P05	Mista	Jun/2014	Pilar P05	26,10
SM-S-P06	Mista	Jun/2014	Pilar P06	30,00
SM-S-P07	Mista	Jun/2014	Pilar P07	22,00
SM-S-P08	Mista	Jun/2014	Pilar P08	20,00
SM-S-P09	Mista	Jun/2014	Pilar P09	18,60
SM-S-P10	Mista	Jun/2014	Pilar P10	18,00
SM-S-P11	Mista	Jun/2014	Pilar P11	20,00
SM-S-P12	Mista	Jun/2014	Pilar P12	20,00
SM-S-P13	Mista	Jun/2014	Pilar P13	20,00
SM-S-P14	Mista	Jun/2014	Pilar P14	24,00
SM-S-P15	Mista	Jun/2014	Pilar P15	23,00
SM-S-P16	Mista	Jul/2014	Pilar P16	20,00
SM-S-P17	Mista	Jul/2014	Pilar P17	23,50
SM-S-P18	Mista	Jul/2014	Pilar P18	29,00
SM-S-P19	Mista	Jul/2014	Pilar P19	26,00
SM-S-P20	Mista	Jul/2014	Pilar P20	26,50
SM-S-P21	Mista	Jul/2014	Pilar P21	27,00
SM-S-P22	Mista	Jul/2014	Pilar P22	20,00
SM-S-P23	Mista	Jul/2014	Pilar P23	23,88
SM-S-P24	Mista	Jul/2014	Pilar P24	20,50
SM-S-P25	Mista	Jul/2014	Pilar P25	23,00
SM-S-P26	Mista	Jul/2014	Pilar P26	26,50
SM-S-P27	Mista	Jul/2014	Pilar P27	20,50
SM-S-P28	Mista	Jul/2014	Pilar P28	23,00
SM-S-P29	Mista	Ago/2014	Pilar P29	15,15
SM-S-E1	Mista	Jun/2014	Encontro E1	25,00
SM-S-E2	Mista	Ago/2014	Encontro E2	30,10

Na análise dos documentos do projeto não foi possível obter elementos que apresentassem tratamento das informações obtidas nas campanhas de investigação, como perfis geológico-geotécnicos com localização das sondagens, distribuição das diferentes formações geológicas e propriedades de deformabilidade e resistência dos solos e rochas na profundidade afetada pelas obras. Também não foi representada a profundidade do nível

freático e as condições hidrogeológicas, nem referência à possível existência de cavidades e solos instáveis, como solos compressíveis, expansíveis e colapsíveis.

5.3.2 Exigências de projeto

Com base nas sondagens efetuadas, o projeto foi revisado pela empresa Vega (Vega, 2014b), utilizando o método dos elementos finitos por meio do software SAP2000. Para modelação dos elementos estruturais constituintes da ponte, foram adotados os parâmetros mecânicos da fundação apresentados na Tabela 5-8.

Tabela 5-8 Parâmetros mecânicos da fundação da ponte sobre o rio Sossego (Vega, 2014b).

Espessura da camada de fundação	Módulo de elasticidade (kPa)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito interno	Coefficiente de Poisson
Primeira camada = 15 m	300.000	15	35°	0,30
Segunda camada = 10 m	500.000	12	40°	0,30
Terceira camada = 10 m	700.000	17	40°	0,30

O dimensionamento das estacas foi verificado por meio do método semi-empírico de Décourt & Quaresma (1978), com base em correlações com o ensaio SPT. Foram consideradas 28 estacas para cada pilar e 20 estacas em cada encontro, totalizando 852 estacas. As estacas são de dois tipos: **estaca raiz**, com 45 cm de diâmetro e comprimentos variando de 10 a 12 m e; **estaca hélice contínua**, com 50 cm de diâmetro e comprimentos variando de 10 a 12 m.

No controle de qualidade de execução das estacas, foram realizados os ensaios de **teste de integridade da estaca** (PIT – *Pile Integrity Test*) em todas as 852 estacas, que permite a detecção de falhas na concretagem (betonagem) e determinação dos comprimentos das estacas e, **prova de carga dinâmica** em 27 estacas (3% do total), para determinação da capacidade de carga dinâmica das estacas.

Não foram citados nos documentos do projeto condicionantes geológico-geotécnicos na área de implantação da ponte sobre o rio Sossego.

5.3.3 Discussão

No estudo geotécnico do terreno de fundação – onde são realizadas análises da resistência e deformabilidade do terreno, tipo de fundação recomendada e cargas admissíveis – a projetista, ao utilizar o método dos elementos finitos, considera o terreno de fundação um meio contínuo, caracterizado pelos parâmetros apresentados na Tabela 5-8. A autora é de

opinião que: a) existe uma grande simplificação ao considerar que o terreno está dividido em três estratos de espessura constante ao longo dos 1 096 m de extensão da ponte; b) a camada de fundação tem espessura total de 35 m e a profundidade máxima das sondagens realizadas foi de 31,70 m; c) não foram realizados ensaios edométricos nem triaxiais para obtenção dos valores de resistência e deformabilidade do solo. Não está claro de onde foram obtidos os valores considerados; d) não foi realizado ensaio de carga estática em estacas para verificação da carga de ruptura, conforme estipulado pela ABNT NBR 6122 em função do número de estacas; e) não foi encontrada nos relatórios a explicação sobre o porquê de algumas estacas serem do tipo hélice contínua.

As simplificações, extrapolações e falta de informações fiáveis, que permitam a caracterização da resistência e previsão da deformação do terreno de fundação, tem como consequência a majoração dos parâmetros, que conduz a projetos conservadores. A consequência é maior uso de materiais e recursos, maior custo e maior prazo de implantação.

5.4 ATERRO DA PONTE SOBRE O RIO SOSSEGO

Para avaliar as particularidades dos estudos geológicos e geotécnicos de um aterro do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, utilizaremos o aterro do encontro E2 da ponte ferroviária sobre o rio Sossego, executado em material rochoso (enrocamento), apresentado na Figura 5-9.

Esse aterro, que se inicia na estaca 65+740, no encontro E2 da ponte sobre o rio Sossego, foi executado com material do rejeito da Mina do Sossego em cerca de 750 m, até a estaca 66+490. Devido à proximidade com a obra, qualidade do material e oportunidade de reutilização, o material da Mina do Sossego (gnaisse do Complexo Xingu) supriu a necessidade de material de empréstimo, identificada no diagrama de massas da terraplenagem. O diagrama de massas (ou de Brückner), é utilizado para avaliar a distribuição dos volumes de escavação e aterro.

A Mina do Sossego foi inaugurada em 2004 para exploração de cobre e também pertence à Vale. O depósito da Mina do Sossego é do tipo óxido de Fe-Cu-Au (IOCG – *iron oxide copper gold*) e a calcopirita é praticamente o único mineral de interesse econômico, visto que corresponde por 96% a 100% do cobre presente (Shimizu, 2012). A Figura 5-10 apresenta uma visão geral da Mina do Sossego e sua proximidade com o Ramal.



Figura 5-9 Visão geral do aterro do encontro E2 da ponte sobre o rio Sossego. (Crédito: Salviano Machado, Vale S.A.).



Figura 5-10 Visão geral da Mina do Sossego, aterro, ponte do rio Sossego e viaduto de acesso ao Túnel 3 (Fonte da imagem de satélite: Google Earth).

5.4.1 Investigações *in situ*

Consta nos documentos do projeto para a área de execução do pedrapleno duas sondagens, localizadas no encontro E2 da ponte sobre o rio Sossego e apresentadas na Tabela 5-9. De acordo com as sondagens, a fundação do aterro apresenta boa capacidade de suporte, com valor de 15 no ensaio de SPT, caracterizada pela presença de aluvião, da superfície até os 4 m, composto de silte arenoso com fragmentos milimétricos de quartzo e consistência média a rija, com nível da água a 3 m de profundidade. As camadas mais profundas são compostas de saprólito (4 aos 14 m) e rocha básica (14 aos 30 m).

Tabela 5-9 Sondagens realizadas no encontro E2 da ponte sobre o rio Sossego.

Referência da sondagem	Tipo de sondagem	Data	Local	Profundidade atingida (m)
SMV-145	Mista	Out/2008	Encontro E2	28,50
SM-S-E2	Mista	Ago/2014	Encontro E2	30,10

Na fase de Projeto Detalhado foram colhidas duas amostras do material do rejeito da Mina do Sossego, na saída do britador primário que estava em funcionamento naquela época para produção de agregados destinados a obras civis dentro da mina, com a finalidade de avaliar a aptidão do material para uso como lastro (balastro). O material do rejeito é constituído por gnaisses do Complexo Xingu, de granulação média a fina, coloração cinza escura e propriedades apresentadas na Tabela 5-10. Apesar da boa qualidade do material, foi escolhida uma pedreira no início do Ramal que apresentava melhores condições de acesso, de área para montagem do sistema de britagem e de logística de distribuição do material, tendo em vista que também estavam a decorrer obras de duplicação da Estrada de Ferro Carajás.

Tabela 5-10 Propriedades do material do rejeito da Mina do Sossego (Vega, 2012).

Ensaio realizado	Unidade	Resultado das amostras	
		01 A	01 B
Densidade aparente, NBR 7418	g/cm ³	2,75	2,71
Absorção, NBR 7418	%	0,17	0,18
Porosidade, NBR 7418	%	0,30	0,30
Abrasão Los Angeles, NBR 6465 (faixa "A")	%	20	15
Durabilidade de Agregado, DNER ME-089.	%	0,28	0,26
Resistência ao Choque (Tenacidade Treton), NBR 8938	%	21,6	15,0
Compressão Simples, NBR 6953	MPa	119,0	81,7

5.4.2 Aterro de enrocamento

Estima-se que tenham sido utilizados cerca de 500.000 m³ de material do rejeito da Mina do Sossego para execução do aterro do encontro E2 da ponte sobre o rio Sossego. O aterro foi executado em uma extensão aproximada de 750 m e altura média de 18 m, com taludes de inclinação 1,5H:1,0V e bancadas intermédias a cada 8 m.

A especificação técnica de projeto para execução de aterro com material de 3ª categoria (Vega, 2014c) foi baseada na norma portuguesa da EP (2009).

5.4.3 Discussão

Pela análise da Tabela 5-10, podemos classificar os fragmentos rochosos como de boa qualidade, principalmente pelos valores apresentados de compressão simples e abrasão Los Angeles. Porém, a especificação de projeto não faz referência aos aspectos construtivos do aterro, como a técnica de deposição em cordão e a necessidade de execução do aterro experimental para definição da espessura das camadas, do número de passagens do cilindro, da energia de compactação, da quantidade de água e do índice de vazios de referência. Também não há referência à realização de ensaios macro para determinação da granulometria e do índice de vazios.

Não existem elementos que permitam avaliar as técnicas empregadas no controle de qualidade da construção. Todavia, ressalta-se a importância da técnica de deposição em cordão, dos ensaios macro e dos nivelamentos de precisão apresentados na secção 3.2.2. Sem esse controle aumentam-se os riscos de assentamentos excessivos, principalmente por se tratar de um aterro de transição – onde há grande possibilidade de ocorrer assentamentos diferenciais entre o aterro e a ponte – e por ser uma região com alta pluviosidade e chuvas concentradas.

Outro aspecto não referenciado na especificação de projeto foi a altura máxima do material de enrocamento. Conforme abordado na secção 3.2.2, o DNIT (2015c) não admite uso de enrocamento na camada final de terraplenagem (últimos 60 cm). Já a EP (2009), só permite a utilização de solos sobre enrocamento se a camada de solos tiver altura superior a 1,50 m. Pela análise da Figura 5-9 infere-se que o enrocamento foi utilizado até a cota do projeto geométrico (subleito) e depois lançada a camada de 30 cm de sublastro (sub-balastro) composta por solos lateríticos, contrariando os dois normativos citados.

5.5 TÚNEL 0

Para avaliar as particularidades dos estudos geológicos e geotécnicos de um túnel do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, utilizaremos o Túnel 0. A nomenclatura é resultado de uma alternativa de traçado que contorna a área de expansão do município de Parauapebas e, como já haviam numerados os túneis presentes no traçado, esse recebeu a denominação de Túnel 0.

O Túnel 0 é o de maior extensão entre os quatro túneis do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará. Com extensão total de 1 000 m, desenvolve-se entre as estacas 4+790 e 5+790, com seção transversal para via singela e geometria elipsoidal com cerca de 9,5 m de altura por 6,5 de largura. A Figura 5-11 apresenta uma visão geral do emboque norte do túnel.



Figura 5-11 Visão geral do emboque norte do Túnel 0. (Crédito: Salviano Machado, Vale S.A.).

5.5.1 Investigações *in situ*

Os estudos de projeto do Túnel 0 compreenderam análises de cartas geológicas e topográficas, mapeamento geológico-geotécnico de superfície, perfis de sísmica de refração e sondagens à percussão e mistas (percussão e rotativas). Nas fases de projeto foram executadas 13 sondagens mecânicas, apresentadas na Tabela 5-11.

Tabela 5-11 Sondagens realizadas na fase de projeto – Túnel 0 (Vega, 2013)

Referência da sondagem	Tipo de sondagem	Data	Local	Profundidade atingida (m)
SMV-277	Mista	Jul/2008	Frente norte	21,79
SMV-278	Mista	Jul/2008	Frente norte	46,20
SMV-285	Mista	Jun/2008	Região central	30,50
SMV-279	Mista	Jun/2008	Frente sul	61,06
SMV-280	Mista	Mai/2008	Frente sul	35,00
SMD-12	Mista	Abr/2011	Frente norte	16,65
SMD-13	Mista	Abr/2011	Frente norte	17,85
SMD-14	Mista	Ago/2011	Frente sul	48,50
SMD-15	Mista	Mai/2011	Frente sul	30,03
SMD-16	Mista	Mai/2011	Frente sul	25,37
SPD-17	Percussão	Abr/2011	Taludes Emb. sul	8,52
SPD-18	Percussão	Abr/2011	Taludes Emb. sul	13,85
SPD-19	Percussão	Mai/2011	Taludes Emb. sul	14,31

O Túnel 0 atravessa uma extensão da feição geomorfológica denominada Serra dos Carajás, localizada a leste do rio Parauapebas e alongada na direção WNW-ESSE. O maciço é constituído por duas litologias distintas, em que uma está intrudida na outra. Zonas de cisalhamento e de metamorfismo de contato estão presentes, devido aos eventos transcorrentes ocorridos. A seguir é realizada uma breve descrição dos aspectos geológicos-geotécnicos com base no memorial descritivo do projeto do Túnel 0 (Vega, 2013).

O maciço do Túnel 0, nos 450 m a partir da frente norte, é representado por um batólito granítico de textura equigranular média, coloração rósea e às vezes acinzentada, homogêneo mineralogicamente, com estrutura maciça e muito pouco fraturado. Este batólito é denominado de Granito Cigano, sendo parte da Suíte Granítica Anorogênica. A outra porção do maciço, correspondente aos restantes 550 m até a frente sul, é composta por rochas do Grupo Rio Novo, encaixantes do Granito Cigano, que se caracteriza por uma sequência metavulcanossedimentar, de grande complexidade litológica e estrutural. Nessa região ocorrem rochas metamáficas e formações ferríferas, gnaissificadas ou milonitizadas.

A zona de contato entre as duas unidades geológicas localiza-se próxima da porção média do túnel, ao lado de uma sela, bem demarcada morfologicamente, cujo eixo situa-se aproximadamente na estaca 5+280. A cobertura máxima é de 147 m.

A sondagem realizada na região central teve como objetivo estudar a influência da sela e a zona de contato entre as duas unidades geológicas. As sondagens nas frentes norte e sul permitiram verificar a espessura do manto de alteração revelada pelas sondagens sísmicas,

o nível freático e a qualidade da rocha para otimizar a posição dos emboquilhamentos do túnel. Também foram realizadas sondagens à percussão nos taludes do emboque sul para caracterizar o maciço e posição do nível freático ao longo do corte.

5.5.2 Problemas geológico-geotécnicos

As sondagens sísmicas revelaram um perfil de alteração na frente norte de 5 a 6 m, com transição de solo residual diretamente para rocha. Na frente sul, o perfil de alteração é de 5 a 30 m, com uma camada de rocha altamente intemperizada entre o regolito e a rocha.

A transição solo-rocha nas rochas graníticas da Suíte Granítica Anorogênica (frente Norte) é abrupta, ou seja, o intemperismo tem controle mecânico. Seu perfil de solo é incompleto, passando do solo residual diretamente para a rocha sã, ou praticamente sã. Não há grande circulação de fluidos nesta porção sã do maciço, pois estas rochas se apresentam pouco fraturadas, a não ser nos trechos de pequena cobertura rochosa na frente Norte.

Nas rochas metamáficas e formações ferríferas do Grupo Rio Novo (frente Sul), a transição solo-rocha se dá, em sua maior parte, também de maneira abrupta, com controle mecânico dominante sobre o químico. O perfil de solo se dá de maneira incompleta, passando, de um regolito (misto de solo residual com solo saprolítico de difícil separação), para a rocha alta a medianamente intemperizada. Porém, o intemperismo químico tem sua ação facilitada pela circulação de fluidos, pelos sistemas de fraturas existentes nessas rochas, caracterizando um perfil profundo de intemperismo.

Na fase de Construção foi necessário prolongar o túnel na frente sul em 20 m, devido à ocorrência de fissuras e infiltrações durante a terraplenagem do talude frontal. Também foi realizado o encurtamento de 30 m de túnel na frente norte, para embocar o túnel em maior cobertura rochosa. Para estudo da nova posição para o emboquilhamento na frente sul, foi realizada uma campanha complementar de sondagens para melhor caracterização do maciço, apresentada na Tabela 5-12.

Tabela 5-12 Sondagens complementares – Túnel 0 (Vega, 2014a).

Referência da sondagem	Tipo de sondagem	Data	Local	Profundidade atingida (m)
SM-T501	Mista	Nov/2014	Emboque sul	20,08
SM-T502	Mista	Nov/2014	Emboque sul	20,00
SM-T503	Mista	Nov/2014	Emboque sul	20,28
SM-T504	Mista	Nov/2014	Emboque sul	25,06
SM-T505	Mista	Nov/2014	Emboque sul	25,15
SM-T506	Mista	Nov/2014	Emboque sul	20,23

A baixa qualidade do maciço constituído de saprólito de anfibólito, a forte presença de água e a ocorrência de instabilidades em alguns locais dos taludes, evidenciaram a necessidade de aumentar a berma do talude no emboque sul, dos 4 m previstos no projeto para 24 m. A consolidação do maciço de embutimento do túnel nos 20 m do prolongamento, com cobertura variando entre 4,5 e 5,0 m, foi realizada com colunas de solo-cimento (*Jet Grouting* verticais) de 1,20 m de diâmetro, construídas com disposição secante entre si, como representado na Figura 5-12. A Figura 5-13 apresenta uma visão geral do emboque sul.

Com relação às condições hidrogeológicas, o Túnel 0 foi escavado em maciço saturado ao longo de todo o seu traçado. A frente sul apresentou os maiores problemas, sendo necessária a realização antecipada da drenagem do maciço. O segmento da sela do topo rochoso, nas proximidades da zona de contato entre as duas unidades geológicas, que já estava mapeado como área crítica, apresentou os maiores caudais.

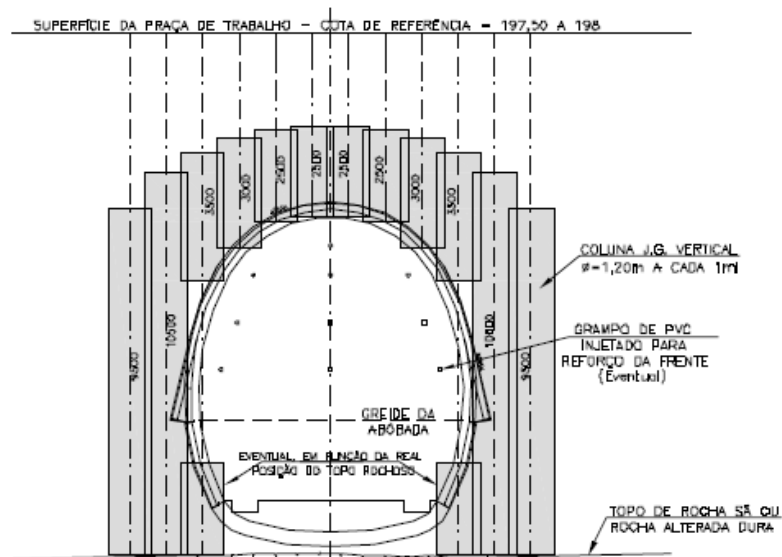


Figura 5-12 Tratamento com colunas *Jet Grouting* no emboque sul do Túnel 0 (FNN, 2015).

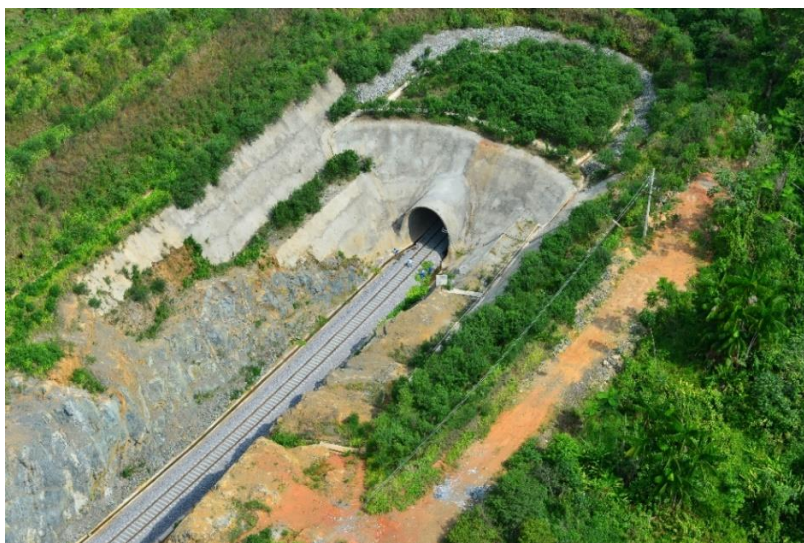


Figura 5-13 Visão geral do emboque sul do Túnel 0. (Crédito: Salviano Machado, Vale S.A.).

5.5.3 Parâmetros geomecânicos de projeto

Com os dados obtidos das investigações *in situ*, foi elaborado o perfil geológico-geotécnico ao longo do eixo do túnel, com a localização das sondagens sísmicas e mecânicas realizadas, previsão do nível freático e distribuição das diversas litologias, bem como informações relevantes como grau de alteração, fraturação, SPT, recuperação e velocidade de propagação das ondas sísmicas. As Figuras 5-13 e 5-14 apresentam um extrato do perfil de compartimentação nos emboques norte e sul do túnel.

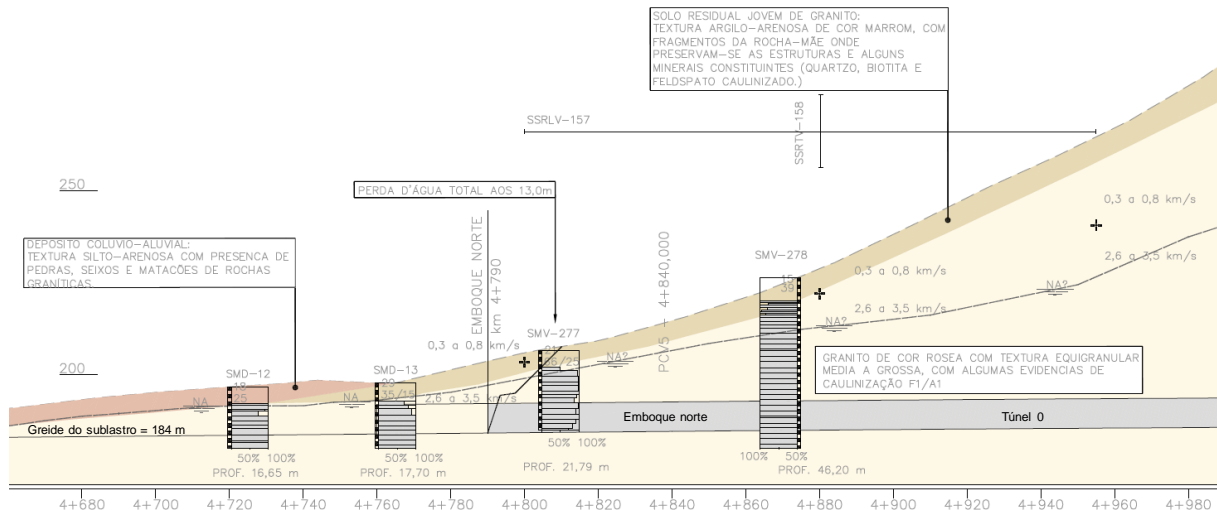


Figura 5-14 Perfil geológico-geotécnico do emboque norte do Túnel 0 (Vega, 2016).

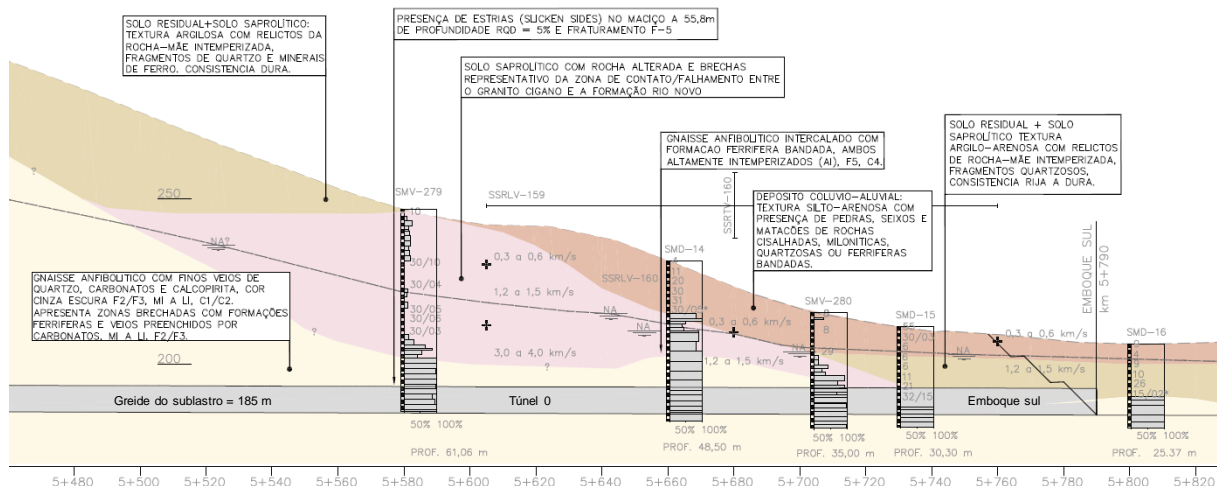


Figura 5-15 Perfil geológico-geotécnico do emboque sul do Túnel 0 (Vega, 2016).

Os parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço foram obtidos por meio de correlações com os resultados das sondagens e bibliografia. O maciço foi admitido como meio contínuo cujo comportamento é representado pelas relações da teoria da elasticidade, com soluções numéricas através do método dos elementos finitos.

Para as análises numéricas de modelação do maciço foi utilizado o software *Phase²* 7.0, considerando a não linearidade física condicionada aos critérios de Mohr-Coulomb nos casos dos trechos em solos e aos critérios de Hoek & Brown nos casos dos trechos em rocha e alteração de rocha.

O projeto do Túnel 0 foi elaborado pelas empresas Vega Engenharia e Consultoria Ltda (Vega 2013, 2016) e FNN Projeto e Consultoria Ltda (FNN, 2015). Na Figura 5-15 apresenta-se um perfil utilizado para o cálculo estrutural do Túnel 0, denominado seção 5. O perfil e os parâmetros geológico-geotécnicos foram baseados na sondagem SMD-13, que apresenta areia siltosa nos primeiros 5,95 m até o teto do túnel, seguida de granito.

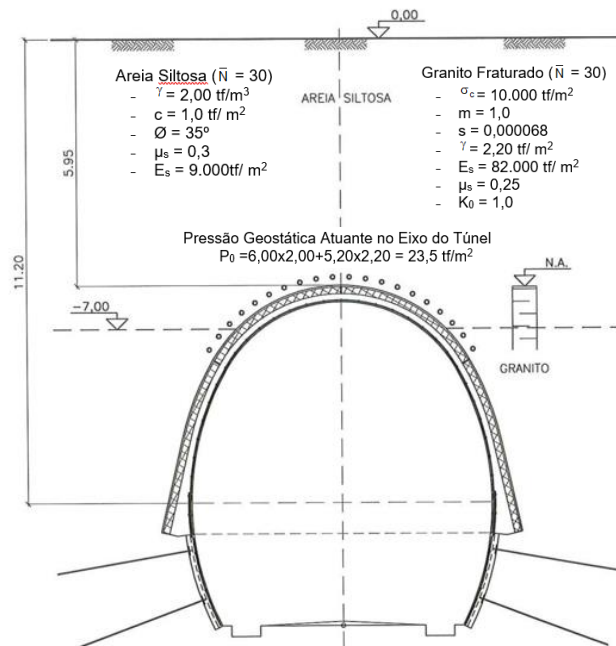


Figura 5-16 Perfil da seção 5 para cálculo estrutural do Túnel 0 com os parâmetros geológico-geotécnicos considerados (Vega, 2012).

5.5.4 Classificações geomecânicas

Para dimensionamento das seções de escavação e os suportes necessários nos maciços constituídos por solo, transição solo-rocha ou rocha, foram utilizadas as classificações geomecânicas de Bieniawski (1973) e Barton *et al.* (1974) e suas respectivas atualizações. Para as cinco classes de maciço propostas por Bieniawski e correlacionadas à classificação de Barton, foram projetadas oito seções de tratamento com diferentes métodos de escavação e suporte. A Figura 5-17 ilustra as seções de tratamento T3, para maciço classe III (rocha sã com índice Q entre 1 e 10) e, T8 (solo com índice Q inferior a 0,1) para maciço classe V.

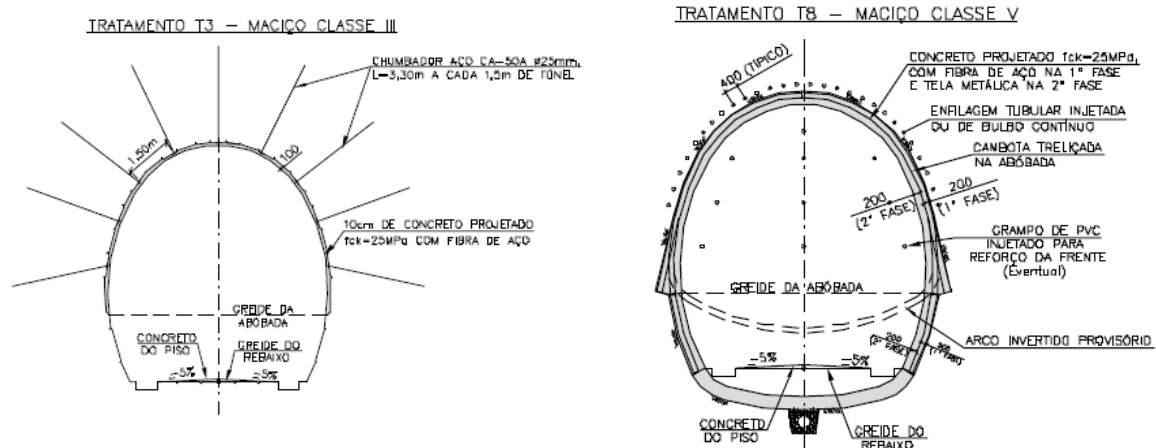


Figura 5-17 Seções de tratamento T3 e T8 para o Túnel 0 (FNN, 2015).

5.5.5 Métodos de escavação e suporte

Com base nos estudos geológico-geotécnicos e nas oito seções de tratamento (métodos de escavação e suporte), o maciço a ser escavado ao longo do túnel foi compartimentado em onze trechos. Para cada trecho foram apresentadas informações para planejamento das frentes de escavação, como: extensão, estacas de início e fim, litologia, condições hidrogeológicas, sistema de drenagem interna e tipo de tratamento a ser utilizado. A seção transversal variou de 50 m² em rochas sãs a 64 m² em rochas muito alteradas e solos.

Segundo o relatório síntese de construção do Túnel 0 (FNN, 2015) a escavação realizada ao longo do túnel pode ser resumida em:

- Rocha medianamente alterada e sã = 747,20 m (74,72%);
- Rocha alterada dura muito fraturada = 159,20 m (15,92%);
- Transição solo-rocha = 6,60 m (0,66%);
- Solo e rocha muito alterada = 87,00 m (8,70%).

Para os trechos em transição solo-rocha, solo e rocha muito alterada, foi realizada escavação mecânica com recurso a escavadeiras e martelo hidráulico acoplado. Para os trechos em rocha, foi realizada escavação com recurso a explosivos. Como não consta nos elementos de *As Built* do projeto o plano de fogo adotado pela construtora, não será possível realizar a análise do método de escavação.

Com relação ao aspecto construtivo, pela frente norte foram escavados 943 m e pela frente sul 57 m de túnel, sendo a diferença resultado das dificuldades enfrentadas no emboque sul, que além de ter maior volume de escavação, sofreu com a má qualidade do maciço e com forte presença de água.

Dos 943 m escavados pela frente Norte, 772 m foram executados em seção plena com 4 m de avanço e 171 m com parcialização da seção de escavação, em abóboda e rebaixo, com avanço de 0,80 m. Os 57 m escavados pela frente Sul foram executados com parcialização da seção de escavação em abóboda, arco invertido provisório, rebaixo e arco invertido definitivo.

O maciço granítico esteve presente nos 510 m de túnel a partir do emboque norte. Nos 490 m restantes até o emboque sul, o maciço predominante era constituído de anfibolito, gnaiss anfibolítico e solos de alteração dessas rochas. Ocorreram infiltrações de água de grande significado ao longo de 360 m do emboque sul.

5.5.6 Controle geológico-geotécnico e instrumentação

Por ter sido projetado e executado com base nos conceitos do NATM – *New Austrian Tunneling Method*, a escavação do Túnel 0 foi supervisionada por equipe técnica especializada, denominada equipe de ATO – Acompanhamento Técnico de Obra, que realizou mapeamento geológico - geotécnico e classificação geomecânica do maciço ao longo da evolução da escavação. Para prospecção nos trechos de pequena cobertura rochosa, nas regiões de transição solo - rocha ou na frente de escavação foram utilizadas sondagens à rotopercussão.

Na instrumentação interna realizaram-se medidas de convergência em 41 seções ao longo do túnel. A instrumentação externa foi realizada próximo aos emboques, com uma seção no emboque norte e três no emboque sul. Foram utilizados marcos de superfície, extensômetros, piezômetros e medidores de nível da água. O valor máximo de deformação interna registrado foi de -9 mm de divergência, ocorrido no km 5+720, na região de transição rocha-solo na frente sul, com muita infiltração de água. A máxima deformação externa acumulada foi de 28 mm de recalque, registrado em um marco de superfície no km 5+735, a 6 m do eixo do túnel, próximo à crista do talude frontal do emboque sul, onde a cobertura é de 18 m.

5.6 MATERIAIS NATURAIS DE CONSTRUÇÃO

Considerando que os materiais para composição de corpos de aterros serão provenientes das escavações e alargamento destas e, que as areias, cascalhos e o concreto (betão) serão obtidos de fontes comerciais da região do projeto, apresentaremos o estudo dos materiais para as camadas de sublastro (sub-balasto) e lastro (balasto).

5.6.1 Sublastro (Sub-balastro)

Por apresentar clima tropical úmido e precipitação anual da ordem de 1.800 mm, a região do projeto é propícia à formação dos **solos lateríticos** e possui ocorrência de expressivas crostas em toda a região, associadas a diferentes substratos rochosos. Os solos lateríticos são correntemente aplicados na composição das camadas de sublastro no Brasil devido à alta capacidade de suporte quando compactados e baixa expansão, permeabilidade e erodibilidade.

Durante a fase de projeto foram estudadas um total de 19 áreas de depósitos Detrito-Lateríticos, sendo 4 na fase de Estudo Prévio e 15 na fase de Projeto Básico, para composição da camada de 30 cm de sublastro do pavimento ferroviário do Ramal, estimada em 325 712 m³. Algumas áreas foram abandonadas devido à qualidade do material ou volume pouco expressivo, restando as 10 áreas apresentadas na Tabela 5-13.

Com a relação dos valores de densidade aparente seca do material, obtida no ensaio de compactação, e densidade *in situ*, obtida pelo método da garrafa de areia, a projetista obteve o valor de 1,25 para o **fator de homogeneização**, citado na secção 3.1.2, incluindo as perdas de transporte e eventuais desvios do método. Isso significa que para executar 1,00 m³ de sublastro é necessário escavar 1,25 m³ de material. Com isso, a demanda de volume útil na área de empréstimo é de 407 140 m³.

Tabela 5-13 Áreas de empréstimo para sublastro (Vega, 2009, 2012).

Área de empréstimo	Localização	Nº de sondagens manuais	Nº de Ensaios	Volume útil (m ³)	Classificação HRB	Expansão (%)
AEV-02	44+450 – 185 m LD	37	41	110.800	A-2-6	0,3
AEV-03	50+310 – 54 m LE	18	19	19.700	A-7-6	0,7
AEV-04	40+315 – 1.375 m LD	35	40	47.700	A-2-4	0,1
AEV-06	05+275 – 800 m LD	20	21	39.300	A-2-4	0,4
AEV-08	04+040 – 670 m LD	36	19	27.100	A-7-6	0,4
AEV-08A	03+990 – 185 m LD	5	11	42.400	A-7-6	0,3
AEV-09 I	63+965 – 3.640 m LE	113	93	105.000	A-6	0,3
AEV-09 II	63+772 – 2.558 m LE	26	28	38.100	A-6	0,1
AEV-11	88+480 – 1.360 m LD	89	91	157.400	A-2-4	0,1
AEV-12	91+640 – 2.510 m LE	29	31	65.500	A-2-4	0,4
Total	-	408	394	653.000	-	

LD refere-se ao Lado Direito do eixo e LE ao Lado Esquerdo.

5.6.1.1 Discussão

Nos relatórios apresentados pela Vega (2009, 2012) não foi mencionado o normativo seguido para caracterização do material de sublastro. De acordo com a especificação DNIT (2015e), no caso de solos lateríticos a expansão máxima admitida será de 0,5% no ensaio de ISC e a fração que passa na peneira n° 40 deverá ter $LL \leq 40\%$ e $IP \leq 15\%$. Apesar de ter apresentado os valores de expansão, não foram resumidos os valores característicos de LL (Limite de Liquidez) e IP (Índice de Plasticidade) das amostras.

Essas áreas de empréstimo são indicativas, uma vez que no decorrer das escavações são realizados ensaios de classificação dos materiais, sendo separados os de melhor qualidade que atendem à especificação, para posterior uso como sublastro. Também são avaliadas as possibilidades de alargamento dos cortes para obtenção de material para sublastro, sendo utilizadas as áreas de empréstimo apenas quando são esgotadas essas possibilidades.

5.6.2 Lastro (Balastro)

Foram estudadas três áreas para fornecimento de lastro para a superestrutura ferroviária, conforme descrito nos relatórios da Vega (2009, 2012). A primeira área foi o estéril da mina do Sossego, que se tratava de um maciço já desmontado, porém foi descartada por ser muito mal localizada para as atividades de lançamento do lastro por via ferroviária, estando seu uso direcionado para aplicação em obras de drenagem e de concreto.

As outras áreas referem-se a ocorrências de rocha identificadas com potencial para receber os investimentos necessários à implantação de uma pedreira capaz de abastecer as necessidades da obra do Ramal, levando em conta as características e porte do afloramento, volume visualmente apresentado e localização em relação ao eixo ferroviário. Para a espessura de lastro de 30 cm sob os dormentes (travessas), foram estimados 496.713 m³ de material.

A segunda área, encravada numa vistosa elevação do Granito Cigano, é composta por rocha de constituição granítica de granulação média a grossa, homogênea, compacta, pouco fraturada e coloração cinza claro. Situada no início do Ramal, a pouco mais de 500 m da estaca 4+750, próxima ao Túnel 0, em área com direitos minerários pertencentes à Vale e, à cerca de 5 km do Pátio Ferroviário de Parauapebas.

A terceira área corresponde a uma pedreira abandonada com duas frentes já estabelecidas, de altura variando entre 15 e 20 m, utilizada por ocasião da implantação da Estrada de Ferro Carajás, com ramal de carregamento ferroviário. É constituída de granitóides

da Suíte Anorogênica que apresentam granulação média e estrutura levemente acamadada de coloração cinza claro e composição granodiorítica. Situada a aproximadamente 400 m do lado esquerdo da estaca 853+500 da EFC, a 4,5 km do início do Ramal (estaca 858), essa área foi requerida por terceiros que obtiveram autorização para aproveitamento de 50 ha pelo regime de licenciamento.

Optou-se pela terceira área, da pedra abandonada da estaca 853+500 da EFC, por apresentar: a) volume útil capaz de atender às necessidades do projeto; b) localização privilegiada, podendo atender simultaneamente às necessidades do RFSP e de uma parte da duplicação da EFC; c) ramal de carregamento para o transporte ferroviário do lastro, que possibilita o espalhamento direto na via.

5.6.2.1 Discussão

Na análise das propriedades do material pétreo da pedra da estaca 853+500 da EFC, destacamos que os ensaios foram realizados em apenas uma amostra do material, que é insuficiente para caracterizar o material. A especificação de projeto da Vega (2014d) para o material de lastro é baseada em normativos da ABNT, complementados por normas da ASTM e AREMA. Na Tabela 5-14 apresentamos os resultados da amostra da pedra em comparação às especificações de projeto da Vega (2014d) e do DNIT (2015e).

Tabela 5-14 Propriedades do material pétreo da pedra na estaca 853+500 da EFC.

Características	Amostra da pedra na estaca 853+500 da EFC	Especificação de projeto (Vega, 2014d)	Especificação DNIT (2015e)
Forma média das partículas	-	Cúbica	Cúbica
Partículas não cúbicas	-	-	≤ 15%
Massa específica aparente	2.608 kg/m ³	≥ 2.400 kg/m ³	≥ 2.500 kg/m ³
Absorção máxima de água	0,3%	≤ 1%	≤ 0,8%
Porosidade aparente	0,4 %	≤ 1%	≤ 1,5%
Abrasão Los Angeles	36%	≤ 40%	≤ 30%
Resistência ao choque – índice <i>Treton</i>	22,8%	≤ 20%	≤ 25%
Resistência mínima à compressão axial	111 MPa	-	≥ 100 MPa
Fragmentos macios e friáveis máximo	-	-	5,0%

A amostra atende à especificação DNIT (2015e), com exceção do valor de Abrasão Los Angeles, todavia reitera-se a necessidade de realização de mais ensaios. Destaca-se que durante o licenciamento e operação da pedra foram realizados inúmeros ensaios de caracterização e controle tecnológico do lastro, tratando-se essa análise apenas dos estudos geológico-geotécnicos realizados nas fases de projeto.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho exigiu a realização de uma extensa revisão bibliográfica, que possibilitou à autora rever e aprender muitos conceitos da Geotecnia aplicados às obras ferroviárias, permeando as disciplinas que compõem essa grande área do conhecimento: Geologia de Engenharia, Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas. Com isso foi possível compreender os objetivos, principais atividades e particularidades dos estudos geológico-geotécnicos aplicados a esse tipo de obra.

A análise dos estudos geológico-geotécnicos do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará permitiu obter uma visão geral do enorme trabalho envolvido ao longo dos nove anos de projeto (2004-2012) mais os três anos de construção da obra (2014-2016). Foi interessante perceber que nem sempre a campanha de prospecção ocorre como planejado, como foi o caso das restrições de acesso às áreas ocupadas pelo MST – Movimento dos Sem Terra e dentro da Floresta Nacional de Carajás e, a relevância das exigências ambientais, que causaram grande impacto ao projeto com a extensão das pontes sobre os rios Parauapebas e Sossego.

6.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Os estudos geológico-geotécnicos do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará cumpriram o objetivo geral de conhecer e quantificar as condições do terreno que poderiam afetar a viabilidade, o projeto e a construção da obra. Porém, as constantes alterações no traçado da ferrovia e as restrições de acesso a algumas áreas prejudicaram a avaliação das exigências construtivas e as soluções para as condicionantes geotécnicas, fato que resultou na elaboração de Projeto Detalhado na fase de Construção, quando deveriam ocorrer apenas adequações do projeto às condições encontradas em obra.

Como os estudos e projetos foram elaborados por diversas empresas, que por sua vez subcontrataram os serviços de sondagens e ensaios, existe uma grande quantidade de informação dispersa entre as fontes. Não houve tratamento da informação, como um banco de dados que reunisse toda a informação do projeto ou mapas e perfis que incorporassem os resultados das campanhas de investigação e ensaios. Se as informações geradas ao longo dos estudos fossem incluídas em um banco de dados único e representadas em ambiente SIG – Sistema de Informações Geográficas, a exemplo do trabalho realizado pelo Serviço Geológico do Brasil para o projeto do Trem de Alta Velocidade citado na seção 2.1, haveria

maior organização e acessibilidade à consulta das informações e suporte para tomada de decisões.

Na análise das particularidades dos estudos geológico-geotécnicos do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará foram considerados com maior pormenor e a título de exemplo, um corte, uma ponte, um aterro, um túnel e o as ocorrências de materiais naturais para sublastro (sub-balastro) e lastro (balastro). As principais conclusões, propostas de melhoria e omissões mais relevantes referentes aos trabalhos realizados são sintetizadas a seguir:

- No corte da estaca 56 a execução de sondagens mistas apenas na fase de Construção implicou na perda dos projetos anteriormente desenvolvidos. Além disso, na elaboração do novo projeto poderiam ter sido empregados outros métodos para estimativa dos parâmetros de resistência ao corte do maciço, como ensaios de laboratório (corte direto e triaxiais) e ensaios *in situ* (SPT e CPT), e utilizadas as classificações RMR e SMR para melhor orientação quanto ao método de estabilização;
- Na ponte sobre o rio Sossego não foram encontrados nos documentos do projeto o perfil geológico-geotécnico do terreno, relatórios de ensaios edométricos e triaxiais
- para obtenção dos valores de resistência e deformabilidade do solo, nem explicação sobre o porquê de algumas estacas serem do tipo hélice contínua. Também se verificou simplificação do terreno de fundação na modelação por elementos finitos e não foi realizado ensaio de carga estática em estacas para verificação da carga de ruptura, conforme estipulado pela ABNT NBR 6122 em função do número de estacas;
- No aterro da ponte sobre o rio Sossego não foi encontrada na especificação de projeto alusão à necessidade de execução do aterro experimental para definição dos aspectos construtivos do aterro de enrocamento nem ao método de controle de qualidade da construção, como a técnica de deposição em cordão, os ensaios macro e os nivelamentos de precisão;
- A identificação precoce de problemas geológico-geotécnicos no emboque sul do Túnel 0 e a alteração do projeto possibilitou maior segurança na execução do portal e nos primeiros metros de escavação do túnel. A qualidade do perfil geológico-geotécnico, a cartografia das frentes de escavação, o emprego das classificações geomecânicas RMR e Q e a instrumentação garantiram o sucesso da escavação pelo método NATM, sem nenhuma diferença substancial em relação do projeto;
- No estudo da ocorrência de materiais naturais para as camadas de sublastro, não foi mencionado o normativo seguido para caracterização do material nem resumidos os valores característicos de Limite de Liquidez (LL) e Índice de Plasticidade (IP) das amostras. No estudo de material pétreo para o lastro, os ensaios foram realizados em apenas uma amostra.

6.2 RECOMENDAÇÕES FINAIS

Como a obra foi concluída em dezembro de 2016, é muito importante garantir a segurança e eficiência da exploração da ferrovia na fase de Operação. Para tal, ressalta-se a necessidade de realizar inspeção periódica preventiva e propor soluções para problemas ou anomalias suscetíveis de gerarem riscos ou acidentes. Também devem ser acompanhadas as medições da instrumentação implantada ao longo da obra e avaliadas as tendências dos valores para garantir a estabilidade dos maciços e das estruturas.

Na falta de elementos que permitam avaliar o método de construção e controle de qualidade utilizados no aterro de enrocamento do encontro da ponte sobre o rio Sossego, recomenda-se a avaliação periódica dos assentamentos para monitorização do comportamento do aterro, principalmente por se tratar de um aterro de transição em uma região com alta pluviosidade e chuvas concentradas.

A recolha e tratamento adequado da informação de projeto, de construção e de operação (esta ainda a ser obtida), permitirá um melhor conhecimento geotécnico das obras de transporte ferroviário de cargas, para otimizar os investimentos efetuados, garantir um bom desempenho da infraestrutura e ainda servir como base para a realização mais eficiente de novos projetos ferroviários.

BIBLIOGRAFIA

- ABNT (2010) *Projeto e Execução de fundações*. Rio de Janeiro: Norma Brasileira NBR 6122:2010, 2ª ed., Associação Brasileira de Normas Técnicas, 91 páginas.
- Abrahão, Ricardo A.; Velloso, Dirceu A. (1998) “Fundações” in OLIVEIRA, Antonio M. S.; BRITO, Sérgio N. A. (Eds.) *Geologia de Engenharia*. São Paulo: ABGE, cap. 23, p. 381-396.
- ANTT (2017) *Mapa do Subsistema Ferroviário Federal*. Brasília: Agência Nacional de Transportes Terrestres. Disponível em: http://www.antt.gov.br/ferrovias/Mapa_do_Subsistema_Ferrovioario_Federal.html [Consult. 03 jul. 2017].
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975) “Um Método Aproximado para Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas” in *Panamerican conference on soil mechanics and foundation engineering*, 5th, 1975, Buenos Aires. *Proceedings...* Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 1975, v.1, p. 377-386.
- Arcadis (2011a) *Estudo de Impacto Ambiental do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará*. São Paulo: Arcadis Tetraplan S.A., 1.280 páginas.
- Arcadis (2011b) *Relatório de Impacto Ambiental do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará*. São Paulo: Arcadis Tetraplan S.A., 112 páginas.
- Barton, N. (2002) “Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design” *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 39, p. 185-216.
- Barton, N.; Lien, R.; Lunde, J. (1974) “Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support” *Rock Mechanics*. 6, 4, p. 189-236.
- Bieniawski, Z. T. (1973) “Engineering classification of jointed rock masses” *Trans. S. Afr. Inst. Civ. Engrs*. 15, p. 335-344.
- Bieniawski, Z. T. (1976) “Rock mass classification in rock engineering” in *Proceedings of Exploration for Rock Engineering*, 1976, Johannesburg. Cape Town: Balkema, 1, p. 97-106.
- Bieniawski, Z. T. (1978) “Determining rock mass deformability – experience from case histories” *Int. J. Rock Mechanics Min. Sci.* 15, p. 237-247.
- Bieniawski, Z. T. (1979) “The geomechanics classification in rock engineering applications” in *Proceedings of the 4th Cong. Int. Soc. Rock Mech.*, 1979, Montreux. Rotterdam: Balkema, 2, p. 41-48.
- Bieniawski, Z. T. (1989) *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering*. New York: John Wiley & Sons, 251 páginas.
- Brazão, João L. F. (2011) *Aterros ferroviários de misturas de solo e enrocamento*. Dissertação (Mestrado). Lisboa: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 116 páginas.
- Brina, Helvécio L. (1983) *Estradas de Ferro*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1ª Ed., 258 páginas.
- Carvalho, Carlos (2013) “Linha ferroviária com lastro. As recomendações técnicas para a instalação de vias permanentes” *Revista Infraestrutura Urbana*, 29. Disponível em: <http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/29/linha-ferroviaria-com-lastro-as-recomendacoes-tecnicas-para-a-292647-1.aspx> [Consult. 04 jul. 2017].
- CNT (2013) *Transporte e Economia. O Sistema Ferroviário Brasileiro*. Brasília: Confederação Nacional do Transporte, 58 páginas.
- CNT (2015) *Pesquisa CNT de Ferrovias 2015*. Brasília: Confederação Nacional do Transporte, 239 páginas.
- Coulomb, C.A (1776) “Sur une application des règles maximis et minimis a quelques problems de statique, relatives a l’architecture” *Acad Sci Paris Mem Math Phys* 7: 343-382.
- CPRM (2009) *Modelos geológico-geomecânicos e seus riscos associados ao longo do traçado do TAV – Trem de Alta Velocidade*. Rio de Janeiro: Serviço Geológico do Brasil, Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais, Relatório da etapa III, 54 páginas.

- Decourt, L.; Quaresma, A. R. (1978) "Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT" in *Anais do VI COBRAMSEF*. Rio de Janeiro: ABMS, v. 1, p. 45-53.
- Deere, D. U.; Hendron, A. J.; Patton, F. D.; Cording, E. J. (1967) "Design of surface and near surface construction in rock" in *Proceedings of the 8th Failure and breakage of rock Symposion*, 1967. New York: C. Fairhurst Ed., p. 237-302.
- Delgado, Bruno G.; Silva Filho, José C.; Guimarães, Antônio C. R. (2016) "Estudos geotécnicos para projeto de via férrea assente sobre subleito de solo laterítico na região norte do Brasil" in *15CNG/8CLBG* (15^o Congresso Nacional de Geotecnia e 8^o Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia), 2016, Porto, Portugal.
- DER/SP (2005) *Projeto de Túnel*. São Paulo: DER/SP, IP-DE-C00/002, rev. A, junho/2005, Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, 52 páginas.
- DNIT (2009a) *Terraplenagem – Cortes. Especificação de Serviço*. Brasil: Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), Norma DNIT 106/2009-ES, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 13 páginas.
- DNIT (2009b) *Terraplenagem – Aterros. Especificação de Serviço*. Brasil: Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), Norma DNIT 108/2009-ES, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 13 páginas.
- DNIT (2015a) *Instrução de Serviço Ferroviário: Estudos Geológicos*. Brasil: Diretoria de Infraestrutura Ferroviária (DIF), ISF-206, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 14 páginas.
- DNIT (2015b) *Instrução de Serviço Ferroviário: Estudos Geotécnicos*. Brasil: Diretoria de Infraestrutura Ferroviária (DIF), ISF-207, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 44 páginas.
- DNIT (2015c) *Instrução de Serviço Ferroviário: Projeto de Terraplenagem*. Brasil: Diretoria de Infraestrutura Ferroviária (DIF), ISF-211, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 22 páginas.
- DNIT (2015d) *Instrução de Serviço Ferroviário: Projeto de Obras de Arte Especiais*. Brasil: Diretoria de Infraestrutura Ferroviária (DIF), ISF-216, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 46 páginas.
- DNIT (2015e) *Instrução de Serviço Ferroviário: Projeto de superestrutura da via permanente – lastro e sublastro*. Brasil: Diretoria de Infraestrutura Ferroviária (DIF), ISF-212, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 18 páginas.
- EP (2009) *Caderno de Encargos Tipo Obra. Terraplenagem*. Portugal: Estradas de Portugal, Volume III, Capítulos 14 e 15, 48 páginas.
- Filho, Oswaldo A.; Virgili, José C. (1998) "Estabilidade de Taludes" in Oliveira, Antonio M. S.; Brito, Sérgio N. A. (eds.) *Geologia de Engenharia*. São Paulo: ABGE, cap. 15, 243-269.
- FNN (2015) *Relatório síntese do Túnel 0 do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará*. Belo Horizonte: FNN Projeto e Consultoria Ltda., Projeto detalhado, 9 páginas.
- Francis, Fernando O.; Rocha, Hugo C. (1998) "Obras subterrâneas civis" in Oliveira, Antonio M. S.; Brito, Sérgio N. A. (eds.) *Geologia de Engenharia*. São Paulo: ABGE, cap. 27, 439-456.
- Freitas, S. B. N (2011) *Caracterização geomecânica e classificações RMR (Bieniawski) e SMR (Romana) de maciços rochosos em taludes do Funchal*. Dissertação de Mestrado. Ilha da Madeira: Universidade da Madeira, 124 páginas.
- Góes, Francisco (2015, 23 de fevereiro) Carajás expande a lavra para novas áreas. *Jornal Valor Econômico*. Disponível em: <http://saladeimprensa.vale.com/Paginas/ImprensaDetalhe.aspx?t=Impressos&iID=472> [Consult. 2 fev. 2017]
- Gomes, C. L. R. (2003) *Retroanálise em estabilidade de taludes em solo: metodologia para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento*. Dissertação de mestrado. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, 140 páginas.
- Grimstad, E.; Barton, N. (1993) "Updating of the Q-System for NMT" in *Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete*, Fagernes, 22-26 October 1993, 46-66.

- Hoek, E. (1972) *Estimando a Estabilidade de Taludes Escavados em Minas a Céu Aberto*. São Paulo: Tradução n. 4, APGA – Associação Paulista de Geologia Aplicada, 58 páginas. (Obra originalmente publicada em 1970).
- Jesus, Alexandre C. (2008) *Retroanálise de escorregamentos em solos residuais não saturados*. Dissertação de mestrado. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 283 páginas.
- JM (2012) *Memória de cálculo da ponte sobre o rio Sossego*. São Luís: JM Engenharia, Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, projeto detalhado, 41 páginas.
- Kot (2014) *Análise estrutural da ponte ferroviária sobre o rio Sossego*. Belo Horizonte: Kotchergenko Engenharia, Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, projeto detalhado, 104 páginas.
- Lima, Celso; Menezes, José E.; Gomes, Antônio T. (2012) "Classificação de maciços rochosos" *in* *Textos de apoio de Geologia de Engenharia*. Porto: FEUP, Cap. 5.
- Matos, A. C.; Trigo, J. F. C. e Pinho, P. F. S. (1998) "Geotecnia Ferroviária - Una experiencia reciente" *in* *Ferrovíaria '98: Congreso nacional de ingeniería ferroviária*, 1998, A Coruña: 115-128.
- Matos Fernandes, M. (2012) *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios fundamentais*. Porto, FEUP, Volume 1, 3ª ed., 463 páginas.
- Milititsky, Jarbas; Consoli, Nilo C.; Schnaid, Fernando (2015) *Patologia das fundações*. São Paulo: Oficina de Textos, 2ª ed. 256 páginas.
- Minerconsult (2004) *Relatório dos estudos geológicos e geotécnicos*. Belo Horizonte: Minerconsult Engenharia Ltda (atualmente SNC-Lavalin), Memorial descritivo da fase conceitual, 38 páginas.
- Mohr (1900) "Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials?" *Zeit des Ver Deut Ing* 44: 1524-1530.
- Oliveira, R. (1979) "Engineering Geological problems related to the study, design and construction of dam foundations" *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 1979, 20: 4-7.
- Palmström, A. (1982) "The volumetric joint count – a useful and simple measure of the degree of rock mass jointing" *in Proc. of the 4th Congr. Int. Assoc. of Eng. Geology*, 2 (3), p. 221-228.
- Palmström, Arild. & Broch, Einar (2006) *Use and Misuse of Rock Mass Classification systems with particular reference to the Q-system*. Trondheim, Norway: Norwegian University of Science and Technology.
- Price, David G. (2009) *Engineering Geology. Principles and Practice*. Edited and compiled by M. H. de Freitas. Springer, 450 páginas.
- Quinta-Ferreira, M; Veiga Pinto, A. (1994) "Enrocamento compactado? Sim" *in Vertical*, Revista da Associação de Engenheiros da Universidade de Coimbra, n° 1: 38-43.
- Redaelli, Leandro L.; Cerello, Luiz (1998) "Escavações" *in* Oliveira, Antonio M. S.; Brito, Sérgio N. A. (eds.) *Geologia de Engenharia*. São Paulo: ABGE, cap. 19, 311-330.
- Rodrigues, Roberto; Lopes, José A. U. (1998) "Rodovias" *in* Oliveira, Antonio M. S.; Brito, Sérgio N. A. (eds.) *Geologia de Engenharia*. São Paulo: ABGE, cap. 25, 419-430.
- Romana M.; Serón J. B.; Montalar E. (2003) "SMR Geomechanics classification: application, experience and validation" *in ISRM 2003, Technology Roadmap for Rock Mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy*, pp. 1-4.
- Romana, M. (1985) "New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes" *in International Symposium on the role of rock mechanics*, Zacatecas, p. 49-53.
- Serafim, J. L. & Pereira, J. P. (1983) "Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski" *in Proc. Int. Symp. on Eng. Geol. and Underground Construction*, Lisboa, Portugal, p. 33-44.
- Sheorey, P. R. (1994) "A theory for in situ stress in isotropic and transversely isotropic rock" *Int. Jl., Rock Mech. Mining Sci.*, n° 31(1), 23-24.
- Shimizu, Viviane K. (2012) *Classificação e caracterização de tipos de minério de cobre da Mina do Sossego – Região de Carajás*. Dissertação de mestrado. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Minas e de Petróleo, 121 páginas.

- Silva, Carlos A. R. (2007) *Perfil geológico-geotécnico do subsolo ao longo do traçado do metrô de Goiânia*. Dissertação de mestrado. Brasília: Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 205 páginas.
- Souza, Luiz A. P.; Silva, Ricardo F.; Iyomasa, Wilson S. (1998) "Métodos de Investigação" in Oliveira, Antonio M. S.; Brito, Sérgio N. A. (eds.) *Geologia de Engenharia*. São Paulo: ABGE, cap. 11, 163-196.
- Stopatto, Sérgio (1987) *Via permanente ferroviária: conceitos e aplicações*. São Paulo: Universidade de São Paulo, 251 páginas.
- Tavares, A. F. L. S. (2014) *Revestimento de túneis hidráulicos em betão projetado*. Dissertação de mestrado. Lisboa: Instituto Superior Técnico, IST, 122 páginas.
- Travagin, Vinícius B. (2012) *Subsídios para escolha do método construtivo de túneis*. Dissertação de mestrado. Curitiba: Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 125 páginas.
- Vale (2012) *Projeto Ferro Carajás S11D: um novo impulso ao desenvolvimento sustentável do Brasil*. Pará: Vale S.A., 48 páginas.
- Vale (2016, 12 de dezembro). *Vale obtém Licença de Operação para mina e usina do projeto S11D*. Disponível em: <http://www.vale.com/hotsite/PT/Paginas/vale-obtem-licenca-de-operacao-para-mina-e-usina-do-projeto-S11D.aspx> [Consult. 14 jun. 2017].
- Vallejo, L. I. G.; Serrano, A. A.; Capote del Villar, R.; de Vicente, G. (1988) "Rock stress in Spain and its assessment by empirical methods" in *Inter. Symp. on Rock Mechanics and Power Plants*. Madrid: ISRM.
- Vallejo, Luis I. G.; Ferrer, Mercedes; Ortuño, Luis; Oteo, Carlos (2002) *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación, 744 p.
- Vasquez, M. L.; Sousa, C. S.; Carvalho, J. M. A. (Orgs.) (2008) *Mapa Geológico e de Recursos Minerais do Estado do Pará*, escala 1:1.000.000. Programa Geologia do Brasil (PGB), Integração, Atualização e Difusão de Dados da Geologia do Brasil, Mapas Geológicos Estaduais. CPRM-Serviço Geológico do Brasil, Superintendência Regional de Belém.
- Vega (2009) *Estudos geotécnicos do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará*. São Paulo: Vega Engenharia Ambiental S.A., Memorial descritivo e justificativo do projeto básico, 55 páginas.
- Vega (2012) *Estudos geológicos e geotécnicos do Ramal Ferroviário Sudeste do Pará*. São Paulo: Vega Engenharia Ambiental S.A., Memorial descritivo do projeto detalhado, 153 páginas.
- Vega (2013) *Projeto de Túneis – Túnel 0*. São Paulo: Vega Engenharia Ambiental S.A., Memorial descritivo do projeto detalhado, 51 páginas.
- Vega (2014a) *Relatório técnico de sondagens*. São Paulo: Vega Engenharia Ambiental S.A., Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, 13 páginas.
- Vega (2014b) *Memórias de cálculo das estacas da ponte sobre o rio Sossego*. São Paulo: Vega Engenharia Ambiental S.A., Ramal Ferroviário Sudeste do Pará.
- Vega (2014c) *Execução de aterro em material de 3ª categoria*. São Paulo: Vega Engenharia Ambiental S.A., Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, Relatório técnico de terraplenagem, 3 páginas.
- Vega (2014d) *Projeto de superestrutura*. São Paulo: Vega Engenharia Ambiental S.A., Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, Memorial descritivo, 5 páginas.
- Vega (2015) *Projeto de contenção do corte do maciço do km 56*. São Paulo: Vega Engenharia Ambiental S.A., Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, Relatório técnico, 292 páginas.
- Vega (2016) *Túnel 0 – Planta topográfica e perfil geotécnico*. São Paulo: Vega Engenharia Ambiental S.A., Ramal Ferroviário Sudeste do Pará, Desenho de *As Built*.