

CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
ENGENHARIA DE TRANSPORTES

SUELLEM CRISTINA FERREIRA

**ESTUDO DE CASO SOBRE INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICA GEOTÉCNICA
EM SOLOS MOLES PARA INFRAESTRUTURA DE FERROVIA**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

BELO HORIZONTE

2021

SUELLEM CRISTINA FERREIRA

**ESTUDO DE CASO SOBRE INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICA GEOTÉCNICA
EM SOLOS MOLES PARA INFRAESTRUTURA DE FERROVIA**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação, apresentado à disciplina Trabalho de Conclusão de Curso, do curso de Graduação em Engenharia de Transportes do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais – CEFET-MG, como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel.

Orientador: Prof. MSc. Ana Carolina da Cruz Reis Simplicio

Coorientador: Dr. José Carlos Silva Filho

BELO HORIZONTE

2021



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
COLEGIADO DO CURSO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES

ANEXO V – FOLHA DE NOTAS

Estudo de caso sobre investigação geológica geotécnica em solos moles para infraestrutura de ferrovia

Suellem Cristina Ferreira

Trabalho de conclusão de curso submetido à Comissão Examinadora designada pelo Colegiado do Curso de Graduação em Engenharia de Transportes, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia de Transportes.

- Aprovada em Clique ou toque aqui para inserir uma data..
- Aprovada com modificações sugeridas pela banca em Clique ou toque aqui para inserir uma data..
- *Aprovada com ressalvas em 08/09/2021.
- Reprovado(a).

NOTA: 85,0

ORIENTADORA
Prof. MSc. Ana Carolina da Cruz Reis Simplicio

NOTA: 85,0

COORIENTADOR
Dr. José Carlos Silva Filho

NOTA: 85,0

BANCA
Prof. MSc. Chan Kou Wha

NOTA: 85,0

BANCA
Dr. Bruno Guimarães Delgado

NOTA FINAL: 85,0

Aprovada na 26ª Reunião do Colegiado do curso de graduação em Engenharia de Transportes

Dedico este trabalho a mim por não ter desistido em meio aos obstáculos que surgiram ao longo desta jornada e sempre ter seguido em frente. A minha mãe Rosa Maria Rodrigues e meu irmão Luiz Alves Ferreira Júnior por sempre acreditarem no meu potencial. *In memoriam*: meu pai Luiz Alves Ferreira por ter falecido muito cedo e não ter a oportunidade de ver a concretização deste sonho; minha vó materna, Albertina de Souza Franco que nos deixou ao longo do meu período acadêmico e merece esta saudação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha família por todo suporte emocional, financeiro e empático que me forneceram ao longo de todos estes anos de CEFET-MG. Em especial à minha mãe Rosa e ao meu irmão Luiz, por entenderem a importância deste trabalho e apoio.

Agradeço as minhas amigas de curso e companheiras de jornada acadêmica, em especial, Danayla Pereira e Danúbia Mutiz, por sermos a tríade que delineamos ao longo destes anos, principalmente nas matérias difíceis e estratégicas que cursamos juntas. Tudo isso estende-se para nossa vida. Além disso, minha gratidão à Luísa Aguiar, Carolina Silveira e Leila Cabral por serem essenciais no compartilhamento de sentimentos, emoções, cansaço, apoio, amizade e sororidade. Aos meus outros amigos e amigas de vida acadêmica, fica a minha gratidão por termos tido a oportunidade de criar este vínculo ao longo destes quase 6 anos e que se perdurem para vários outros.

Agradeço aos meus amigos que são um dos pilares da minha vida e foram essenciais no desenvolvimento deste trabalho, carinhosamente nomeio de “amigos de Contagem”, meu muito obrigada por todos os momentos que compartilhamos e foram de grande suporte a companhia de vocês para válvulas de escape.

Agradeço minha orientadora Ana Carolina da Cruz Reis Simplicio, por aceitar me orientar neste trabalho e torná-lo grandioso tecnicamente. Você é uma inspiração de professora, mulher e profissional.

Agradeço aos meus companheiros de VLI, que foram essenciais para o suporte técnico deste trabalho e de grande parte do meu conhecimento profissional. Obrigada por me mostrarem que grandes desafios são vencidos com a união de um time alinhado no mesmo propósito.

À composição da banca, Bruno Guimarães Delgado, Chan Kou Wha e José Carlos Silva Filho, muito obrigada por aceitarem o convite e tornar este trabalho grandioso tecnicamente e academicamente. Vocês são uma inspiração para a área de geotecnia e engenharia.

Ao Departamento de Engenharia de Transportes por todo suporte técnico, acadêmico, e institucional que me proporcionaram ao longo de todos estes anos.

RESUMO

FERREIRA, Suellem Cristina. **Estudo de caso sobre investigação geológica geotécnica em solos moles para infraestrutura de ferrovia**. 2021. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Engenharia de Transportes. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, 2021.

Ao desenvolver um projeto básico ou executivo para infraestrutura de ferrovia, é necessário a elaboração de um estudo de investigação geológica geotécnica para conhecimento e embasamento nas tomadas de decisões ao longo do desenvolvimento dos projetos. Por meio dele, delinea-se os ensaios básicos manuais e até os especiais quando necessário. Projetos locados em regiões costeiras e marinhas brasileiras costumam apresentar áreas com presença de solos moles, os quais requerem maior atenção para desenvolvimento de engenharia e métodos para tratá-los para que não comprometam as condições de infraestrutura e física da ferrovia, e demais construções necessárias ao longo da faixa de domínio e operação. Diante disso, o presente trabalho contempla um estudo de caso para analisar a investigação geológica geotécnica em solos moles para uma ferrovia a ser construída na região nordeste brasileira, no estado do Maranhão. As sondagens manuais e especiais executadas para a região puderam embasar a análise para ter o reconhecimento da região que irá receber a infraestrutura ferroviária e posteriormente, a superestrutura. A metodologia baseou-se nas normas preconizadoras para a área de geotecnia e as instruções de serviços dos órgãos de infraestrutura brasileiros. Para o trecho ferroviário em estudo, foram executadas as sondagens manuais: a trado, pá e picareta, e SPT. A classificação das camadas geotécnicas encontradas prevaleceu para as areias silto-argilosas para as regiões de subleito e empréstimo. A espessura média dos solos moles encontrados nas sondagens SPT foi de 7,00 metros com N_{SPT} de 3 golpes. As sondagens especiais contemplaram as diretrizes para dissipação de poropressão, Vane Test (palheta) e coleta de amostra Shelby. A maioria das amostras coletadas por Shelby apresentaram uma qualidade boa, porém, dois pontos dessa qualidade apresentaram valores abaixo da média de 0,28 para os índices de compressão. O valor médio para a sensibilidade, medido no Vane Test, foi de 3,94, atendendo as diretrizes da bibliografia. Por meio dos ensaios de CPTu e dissipação de poropressão foi possível constatar a predominância para o adensamento. Desta forma, as informações coletadas e as sondagens executadas puderam ser analisadas, delineando o conhecimento para a importância da definição de um plano geotécnico assertivo para a investigação geológica geotécnica em obras de infraestrutura ferroviária.

Palavras-chaves: Infraestrutura ferroviária. Investigação Geotécnica Geológica. Solos moles.

ABSTRACT

FERREIRA, Suellem. **Case study on geotechnical geological investigation in soft soils for railway infrastructure**. 2021. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Engenharia de Transportes. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, 2021.

When developing a basic or executive project for railway infrastructure, it is necessary to prepare a geotechnical geological investigation study for knowledge and support in decision-making throughout the development of the projects. Through it, manual basic tests are outlined, and even special ones when necessary. Projects located in Brazilian coastal and marine regions usually present areas with the presence of soft soils, which motivates greater attention to the development of engineering and methods to treat them so that they do not compromise the infrastructure and physical conditions of the railway, and other constructions necessary for the over the domain and operating range. Therefore, the present work contemplates a case study to analyze a geotechnical geological investigation in soft soils for a railway to be built in the Brazilian northeast region, in the state of Maranhão. The manual and special surveys carried out for a region were able to support an analysis for the recognition of the region that will receive an internal infrastructure and later, a superstructure. The methodology was based on the recommended standards for the field of geotechnics and the service instructions of Brazilian infrastructure agencies. For the railway section under study, manual surveys were carried out: with auger, shovel and pickax, and SPT. The classification of the geotechnical layers found prevailed for the silt-clay sands for the subgrade and borrow regions. The average thickness of the soft soils found in the SPT drillings was 7.00 meters with a NSPT of 3 strokes. The special probes contemplated the guidelines for pore pressure dissipation, Vane Test (vane) and Shelby sample collection. Most of the quality values collected by Shelby, however, are two points of quality quality below the 0.28 average for the compression ratios. The mean value for sensitivity, measured in the Vane Test, was 3.94, meeting the guidelines in the bibliography. Through the CPTu and pore pressure dissipation tests, it was possible to verify the predominance of densification. In this way, the information collected and the surveys carried out could be analyzed, outlining the knowledge for the importance of defining an assertive geotechnical plan for a geotechnical geological investigation in infrastructure infrastructure works.

Keywords: Railway infrastructure. Geotechnical Geological Research. Soft soils.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Índices físicos	18
Tabela 2 – Relações entre índices físicos	19
Tabela 3 – Identificação da coleta de amostra Shelby e profundidade	54
Tabela 4 – Identificação da coleta de amostra Vane Test e profundidade	55
Tabela 5 – Identificação da coleta de amostra CPTu e profundidade	55
Tabela 6 – Classificação das camadas geotécnicas: sondagem pá e picareta	56
Tabela 7 – Classificação das camadas geotécnicas: sondagem a trado	58
Tabela 8 – Resultados das sondagens a percussão (SPT)	65
Tabela 9 – Resultados dos ensaios de laboratório: amostras Shelby	67
Tabela 10 – Coef. de adensamento verticais (c_v) dos ensaios de laboratório..	68
Tabela 11 – Resumo dos resultados obtidos para Vane Test	68
Tabela 12 – Resumo dos resultados obtidos para CPTu e DDP	69

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Solo argiloso orgânico mole	17
Figura 2 – Pesos e volumes em um elemento de solo não saturado	18
Figura 3 – Corpo de prova dentro da câmara de ensaio	22
Figura 4 – Esquemático de aterro sobre geodrenos	23
Figura 5 – Esquemático da instalação de geodrenos em solo mole	24
Figura 6 – Aterros sobre colunas granulares tradicionais	25
Figura 7 – Croqui de Jet Grouting e execução no campo	26
Figura 8 – Sequência de execução de substituição de solos moles	27
Figura 9 – Esquemático do equipamento de sondagem SPT	29
Figura 10 – Principais componentes do equipamento de CPTu.....	31
Figura 11 – Equipamento de palheta	32
Figura 12 – Seção transversal de uma plataforma ferroviária	33
Figura 13 – Seção tipo de superestrutura	33
Figura 14 – Fluxograma dos estudos geológicos geotécnicos	42
Figura 15 – Fluxograma dos processos	44
Figura 16 – Mapa brasileiro com a região de origem dos dados.....	51
Figura 17 – Mapa Geológico	52
Figura 18 – Estratigráfica simplificada de São Luís - MA.....	53
Figura 19 – Croqui dos furos correlacionados.....	54
Figura 20 – Distribuição dos grupos de solos com método HRB para subleito	58
Figura 21 – Distribuição dos grupos de solos com método HRB para cortes ..	59
Figura 22 – Distribuição dos grupos de solos com método HRB para áreas de empréstimos.....	60
Figura 23 – CBR para cortes laterais: parte I	62
Figura 24 – CBR para cortes laterais: parte II	63
Figura 25 – CBR para subleito da plataforma	64

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBR – California Bearing Ratio
CPT – Ensaio de cone
CPTu – Ensaio de piezocone
DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DPP – dissipação de poropressões
IG – Índice de grupo
IP – Índice de plasticidade
ISC – Índice Suporte Califórnia
ISF – Instrução de serviço ferroviário
HRB – Highway Research Board
LL – Limite de liquidez
LP – Limite de plasticidade
OAE – Obra de arte especial
SPT – Standard Penetration Test
 S_u – Resistência não drenada

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	13
1.1. Objetivo geral.....	14
1.2. Objetivos específicos.....	14
1.3. Justificativa.....	14
1.4. Estrutura do trabalho.....	15
2. REFERENCIAL TEÓRICO.....	16
2.1. Considerações iniciais.....	16
2.2. Solos.....	16
2.2.1. Características e índices físicos.....	18
2.2.2. Compressibilidade e adensamento dos solos.....	20
2.2.3. Resistência dos solos argilosos.....	21
2.3. Alguns métodos para tratamento de solos moles.....	23
2.3.1. Uso de drenos verticais e sobrecarga.....	23
2.3.2. Aterros sobre estacas e colunas.....	25
2.3.3. “Jet Grouting”.....	26
2.3.4. Técnica utilizada para substituição de solos moles.....	27
2.4. Investigação geológica geotécnica.....	28
2.4.1. Sondagens a percussão.....	28
2.4.2. Ensaio de cone (CPT) e Piezocone Penetration Test (CPTu).....	30
2.4.3. Ensaio de palheta – Vane Shear Test.....	31
2.5. Via permanente.....	32
2.5.1. Superestrutura.....	33
2.5.2. Infraestrutura.....	37
2.5.3. Mecânica dos pavimentos aplicada em pavimentos ferroviários.....	37
2.6. Estudos geológicos geotécnicos.....	38
2.6.1. Estudo de viabilidade para concepção/ implantação de um projeto....	39
2.6.2. Projeto básico.....	40

2.6.3. Projeto executivo.....	41
3. MATERIAIS E MÉTODOS	43
3.1. Investigações geotécnicas.....	44
3.2. Coleta das amostras.....	45
3.2.1. Sondagens manuais.....	46
3.2.1.1. Sondagem a trado	46
3.2.1.2. Sondagem a pá e picareta (PP).....	46
3.2.1.3. Sondagem SPT.....	47
3.2.2. Sondagens especiais	48
3.2.2.1. Sondagem CPTu	48
3.2.2.2. Ensaio de dissipação de poropressão	49
3.2.2.3. Ensaio – Vane Test (palheta).....	49
3.2.2.4. Sondagem a trado e coleta de amostra Shelby	49
3.3. Ensaio de laboratório	50
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	51
4.1. Contextualização do problema	51
4.2. Considerações dos materiais coletados	56
4.3. Análise dos CBR para empréstimos e subleito.....	60
4.4. Sondagens a percussão (SPT).....	64
4.5. Análise das sondagens especiais.....	66
5. CONCLUSÃO.....	71
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	73

1. INTRODUÇÃO

As obras de infraestrutura de transporte, seja de grande ou de pequeno porte, precisam passar por um estudo geotécnico para avaliar as características básicas do solo da região. Os primeiros estudos geotécnicos começam geralmente na fase de projeto básico, quando são executadas as sondagens para conhecer e certificar as informações geológicas e geotécnicas e ainda confirmar possíveis premissas do projeto conceitual. Após isso, elabora-se o projeto executivo, somando às informações e resultados advindos do projeto básico, e caso necessário, executa-se novas sondagens para abranger regiões que não foram atendidas ou que requerem maior detalhamento.

Para obras de grande porte que exigem uma infraestrutura expressiva de mão de obra e técnicas, é importante, ainda, que sejam definidos planos de monitoramento e instrumentação geotécnica, além das investigações geotécnicas e controle de qualidade apropriados ao sucesso das obras. Isto permite que o corpo técnico avalie possíveis deformações, cargas e/ ou tensões, pressão d'água, inclinações, recalques, rupturas, entre outros problemas que podem aparecer ao longo da execução dos serviços.

Regiões de solos moles exigem maiores cuidados ao se executar uma obra de infraestrutura, seja edificações, de transportes, ou básicas, pois apresentam características diferenciadas dos demais solos. Esta avaliação é necessária devido aos comportamentos desses tipos de solos, que exigem normalmente, grandes investimentos para tratamento, retirada, ou aplicações de soluções específicas.

O foco deste trabalho é em infraestrutura de uma ferrovia sobre solos moles, por isso, a escolha do Campo de Perizes no estado do Maranhão como estudo de caso. A região de estudo apresenta presença de solos moles, argilas adensadas e sobreadensadas e manguezais. Este tipo de solo precisa de um estudo geotécnico e geológico detalhado, para que possa ser avaliada suas características, tipificação, valores de resistência e tensão, nível d'água, e parâmetros de sobreadensamento e poropressão.

Após toda execução de investigação geotécnica, é possível estudar e avaliar qual solução será adotada para a estabilização dos solos moles. Estas soluções vão desde melhora do solo com agregados para elevação de resistência e parâmetros mínimos de engenharia, como remoção da camada de solo mole, e/ou execução de drenos verticais, colchão drenante horizontal e aterros de sobrecarga.

1.1. Objetivo geral

Este trabalho tem por objetivo o estudo de caso da investigação geológica geotécnica de solos moles para um projeto hipotético de obras de infraestrutura de uma ferrovia na região Nordeste do Brasil, com a finalidade de ampliação da malha ferroviária e melhoria dos acessos para aumento de capacidade de produção e exportação.

1.2. Objetivos específicos

- Apresentar o plano de estudos geológico geotécnicos para a investigação de solos moles da área de abrangência do projeto de uma ferrovia em fase de estudos no Estado do Maranhão;
- Analisar as sondagens e ensaios executados no segmento de estudo;
- Discutir os resultados obtidos através das sondagens e ensaios executados no trecho de estudo.

1.3. Justificativa

O desequilíbrio na matriz modal brasileira apresenta a necessidade de execução de novos projetos ferroviários despertando a necessidade de profissionais na área de infraestrutura de transportes, com ênfase no modo ferroviário, e de todas as disciplinas que compõem um projeto de ferrovia. Com isso, há uma constante necessidade de aprendizado e aprofundamento técnico sobre regiões com perfis geotécnicos distintos, onde destaca-se nesse trabalho a geotecnia de solos moles que “recebem” obras de infraestrutura de transportes, pois é uma realidade para a Engenharia de Transportes.

A região do Campo de Perizes no Maranhão, possui grandes áreas de solos moles que exigem estudos geológico geotécnicos detalhados para desenvolvimento de projeto e execução. Ela recebe grandes obras de infraestrutura de transportes por sua localização estratégica para a intermodalidade de transportes e exportação da produção brasileira.

Por meio das informações dos estudos geológico geotécnicos da região será possível entender como estas camadas de solos moles se comportam sob esforços; quais são suas características de resistência, expansão, adensando ou

sobre adensamento; quais são as espessuras, estratigrafia das camadas, e tipos; dando embasamento geotécnico para a futura solução a ser proposta que melhor se aplica para a estabilização dos solos compressíveis destas regiões para execução de obras de infraestrutura ferroviária.

1.4. Estrutura do trabalho

O presente trabalho está dividido em seis capítulos que procuram descrever e fundamentar as etapas do processo de elaboração desde estudo, sendo eles:

CAPÍTULO 01 – Introdução: destinado a apresentação do tema central da pesquisa e ainda sobre os tópicos que são apresentados ao longo deste trabalho, com ênfase em solos moles e referencial teórico.

CAPÍTULO 02 – Referencial Teórico: apresenta as informações teóricas que auxiliaram no embasamento técnico científico deste trabalho. Sendo mais específico, este se divide em cinco subitens, sendo eles: solos, características e índices físicos, compressibilidade e adensamento dos solos, e resistência dos solos argilosos; alguns métodos para tratamento de solos moles, uso de drenos verticais e sobrecarga, aterros sobre estacas e colunas, “Jet Grouting”, e técnica utilizada para substituição de solos moles; investigação geológico-geotécnica, sondagens à percussão, ensaio de cone (CPT) e ensaio de piezocone (CPTu), e ensaio de palheta – Vane Shear Test; via permanente, superestrutura e infraestrutura ferroviária, mecânica dos pavimentos aplicada em pavimentos ferroviários, estudos geológico-geotécnicos, estudo de viabilidade para concepção/ implantação de um projeto, projeto básico e executivo.

CAPÍTULO 03 – Materiais e Métodos: apresentam-se os materiais e métodos adotados neste estudo, descrevendo quais foram os materiais e a metodologia aplicados para realização da pesquisa.

CAPÍTULO 04 – Resultados e Discussões: é detalhado o plano de investigação geológico-geotécnica, bem como os resultados encontrados na referida investigação.

CAPÍTULO 05 – Conclusão: comparam-se os resultados obtidos com os objetivos previamente definidos para o trabalho.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. Considerações iniciais

Conforme descrito no capítulo 1, com o objetivo de obter um embasamento teórico para auxiliar no desenvolvimento deste projeto, neste capítulo apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre solos, métodos para tratamento de solos moles e infraestrutura ferroviária.

2.2. Solos

Gurgel (2013) menciona que a parte externa e superficial da crosta terrestre é composta por vários tipos de corpos rochosos que integram o manto rochoso. Estas rochas estão submetidas a condições que alteram sua composição física e química. Os fatores que condicionam essas alterações são chamados de agentes de intemperismo. Conclui-se então que o intemperismo é um conjunto de processos físicos e químicos que modificam as rochas quando expostas ao tempo, sendo dividido em duas fases:

- Intemperismo físico: que é a desintegração da rocha;
- Intemperismo químico: que é a decomposição da rocha.

De acordo com Fernandes (2016) consoante o modo de formação ou origem na Natureza, os maciços terrosos, podem ser classificados em dois grandes grupos, cada um com sua especificidade e diversificação no âmbito das propriedades físicas e mecânicas:

- Solos Sedimentares: são aqueles que foram formados ao longo do tempo por acumulação, em um dado local ou depósito, de partículas minerais resultantes da decomposição e desintegração de rochas existentes em outro local. Os processos de transporte das partículas para o depósito sedimentar estão associados aos fenômenos da natureza, tais como a gravidade, o vento e a água.

- Solos Residuais: são solos que ocupam o lugar da rocha de origem, a chamada rocha-mãe. As partículas resultantes da alteração e da decomposição da rocha não sofreram transporte. De forma geral, os solos residuais ocorrem sobre formações rochosas similares à respectiva rocha-mãe.

Maragon (2009) considera que a formação de solos orgânicos ocorre pela aderência de matéria orgânica em sedimentos preexistentes ou pela transformação

carbonífera de materiais, geralmente, de origem vegetal contida no mesmo material sedimentado. Esta formação é dividida em duas classes, sendo elas:

- Húmus: uma fração dos produtos de decomposição da matéria orgânica. É um produto escuro e parcialmente estável que absorve os solos orgânicos. Esta aderência só ocorre definitivamente em solos finos como argila e silte, sendo geralmente os solos de cor escura das baixadas litorâneas ou das várzeas dos rios litorâneos.

- Turfa: composto pela deposição de folhas, caules e troncos, constitui-se um solo fibroso essencialmente de carbono, tendo densidade menor que os outros solos orgânicos.

A Figura 1 apresenta uma área com a presença de solo argiloso orgânico mole, com a presença de húmus e turfa. Este possui uma característica marcante para um marrom escuro de aspecto saturado, como pode ser observado.

Figura 1 – Solo argiloso orgânico mole



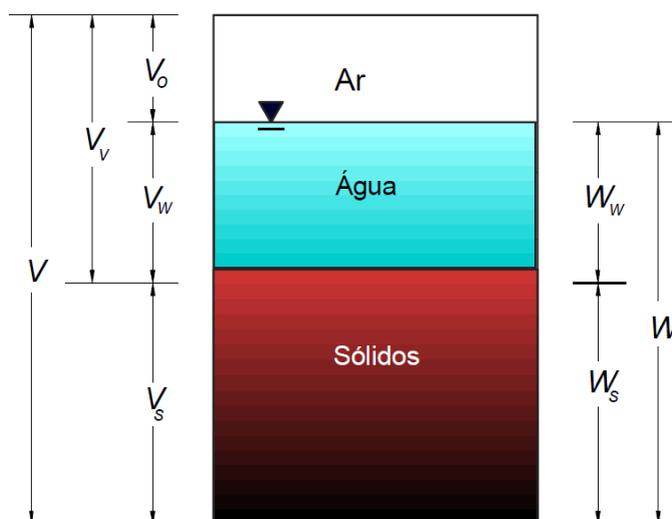
Fonte: SSBI (2018).

Além das categorias mencionadas, é pertinente citar também uma quarta categoria de maciços terrosos – os aterros – que, são construções humanas. Fernandes (2016) faz destaque que para tal, o solo é removido do seu local natural de jazida, posteriormente, é transportado para o local da obra, onde é espalhado ao longo do eixo de projeto e, por fim, compactado, para adquirir as propriedades que foram pré-estabelecida, de acordo com ensaios laboratoriais.

2.2.1. Características e índices físicos

A imagem da Figura 2 apresenta as diferentes fases de um solo (ar, água e sólidos), associadas as siglas para volume e peso de cada fase. Na Tabela 1 apresentam-se as equações que correlacionam as grandezas básicas (volume e peso de cada fase) para definir os índices físicos de um solo

Figura 2 – Pesos e volumes em um elemento de solo não saturado



Fonte: ORTIGÃO (2007).

Segundo Ortigão (2007) o significado das siglas da Figura 2 são:

- V = volume total;
- V_v = volume de vazios;
- V_a = volume de ar;
- V_w = volume de água;
- V_s = volume de sólidos;
- P = peso total;
- P_w = peso da água;
- P_s = peso de sólidos;
- γ_w = peso específico da água, considerado igual a 10 kN/m^3 .

Tabela 1 – Índices físicos

NOME	SÍMBOLO	EQUAÇÃO
Índice de vazios	e	$e = V_v / V_s$
Porosidade	n	$n = V_v / V$
Grau de Saturação	s	$s = V_w / V_v$

NOME	SÍMBOLO	EQUAÇÃO
Umidade	w	$w = P_a / P_s$
Peso específico aparente úmido	γ	$\gamma = P / V$
Peso específico aparente saturado	γ_{sat}	Idem para $S = 100\%$
Peso específico aparente submerso	γ_{sub} OU γ	$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$
Peso específico aparente seco	γ_d	$\gamma_d = P_s / V$
Densidade dos grãos	G_s	$G_s = \gamma_s / \gamma_w$

Fonte: ORTIGÃO (2007).

A Tabela 2 apresenta as equações complementares, que correlacionam os índices físicos da Tabela 1.

Tabela 2 – Relações entre índices físicos

EQUAÇÕES		
$n = \frac{e}{e+1}$	$e = \frac{n}{1-n}$	$G_s w = S e$
$\gamma = \frac{G_s (1+w)}{e+1} \gamma_w$	$\gamma_d = \frac{\gamma}{w+1}$	$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)}{e+1} \gamma_w$

Fonte: ORTIGÃO (2007).

Os índices físicos são descritos de forma detalhada de acordo com DAS (2019):

- **Índices de vazios (e)**

O índice de vazios é definido como a proporção do volume de vazios em relação ao volume de sólidos. As deformações volumétricas, são proporcionais a uma variação no índice de vazios Δe .

- **Porosidade (n)**

É a proporção do volume de vazios em relação ao volume total.

- **Grau de Saturação (s)**

O grau de saturação é definido como a proporção do volume de água em relação ao volume de vazios.

- **Umidade (w)**

A umidade é definida como a proporção entre o peso da água e o peso dos sólidos em um dado volume.

- **Peso específico aparente úmido (γ)**

O peso específico aparente úmido, ou *in-situ*, permite calcular as pressões nas massas de solo. As argilas apresentam valores da ordem de 13 a 17 kN/m³, enquanto para as areias obtém-se γ entre 17 e 20 kN/m³.

- **Densidade dos grãos (G_s)**

A densidade dos grãos é a relação entre o peso específico do material seco e da água, sendo uma grandeza adimensional

2.2.2. Compressibilidade e adensamento dos solos

Segundo Marangon (2018) a compressibilidade é uma característica que todo material apresenta, de deformar-se quando submetido à forças externas (carregamentos). No caso específico dos solos, tais deformações podem ter origem nos deslocamentos relativos entre as partículas que constituem o solo e/ou ruptura de partículas. Por isso, devido a sua estrutura multifásica, possuindo uma fase sólida (grãos), uma fase fluída (água) e uma fase gasosa (ar), concede-lhe um comportamento próprio, tensão-deformação, o qual vai decorrer do tempo e da velocidade de carregamento.

GERSCOVICH (2011) identifica que as deformações geradas pela compressibilidade dos solos são subdivididas em três categorias:

- Elásticas: quando as deformações são proporcionais ao estado de tensões impostos. As deformações elásticas estão associadas a variações volumétricas totalmente recuperadas após a remoção do carregamento;
- Plásticas: associadas a variações volumétricas permanentes sem a restituição do índice de vazios inicial do solo, após o carregamento;
- Viscosas: também chamadas de fluência, são aquelas que evoluem com o tempo sob um estado de tensão constante.

DAS (2019) afirma que no instante que uma camada de argila compressível saturada é submetida a um aumento de tensão, o recalque elástico ocorre imediatamente. Como a condutividade hidráulica da argila é consideravelmente menor do que a da areia, o excesso de poropressão provocado pelo carregamento se dissipa gradualmente, durante um extenso período de tempo. Desta forma, a mudança de volume associada (ou seja, o adensamento) na argila pode continuar por um tempo grande após o recalque elástico. O recalque provocado pelo adensamento na argila pode ser várias vezes maior que o recalque elástico.

2.2.3. Resistência dos solos argilosos

Segundo Marangon (2018) as argilas se diferenciam das areias, pela sua baixa permeabilidade, razão pela qual é importante o conhecimento de sua resistência tanto em termos de carregamento drenado como de carregamento não drenado. Além disso, o comportamento de tensão-deformação das argilas quando submetidas a um carregamento hidrostático ou a um carregamento típico de adensamento edométrico, é bem diferente do comportamento das areias. Estas apresentam curvas tensão-deformação independentes para cada índice de vazios em que estejam inseridas.

Pinto (2006) indica a necessidade, no que diz respeito às condições de carregamento e à resistência mobilizável em cada caso, a observação do comportamento mecânico em condições drenadas e em condições não drenadas. Nas primeiras aplica-se um carregamento sem geração de excessos de pressão neutra. Nas últimas admite-se que ao longo do carregamento não tenha variação do teor de umidade do solo, acarretando excessos de pressão neutra.

2.2.3.1. Ensaios drenados e não drenados

De acordo com Fernandes (2016) a resistência das argilas é avaliada em laboratório por meio de ensaios denominados de ensaios drenados e não drenados. As considerações que acompanha são primeiramente dirigidas aos ensaios triaxiais, de longe os mais repetidamente usados e que mais suficientemente cumprem os objetivos para que são conduzidos. Dentre os ensaios triaxiais, os mais utilizados são os ensaios de compressão, mantendo constante a tensão na câmara e aumentando a tensão axial por meio do pistão.

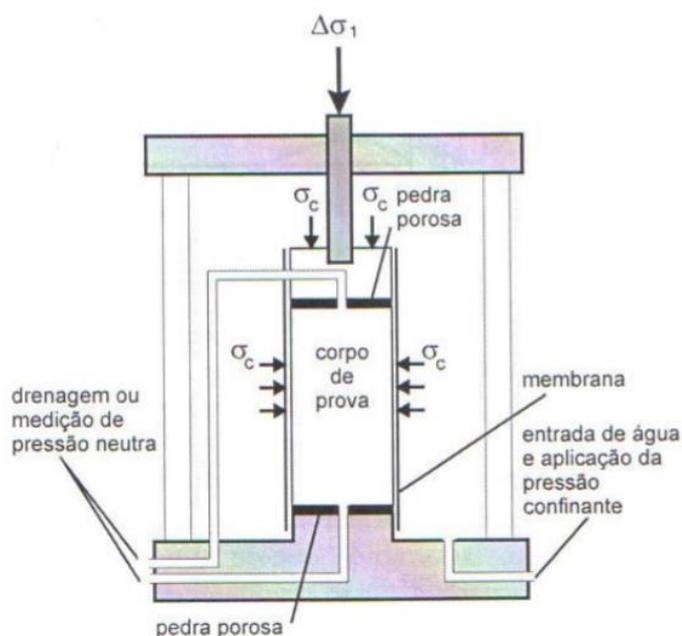
- **Ensaio de compressão triaxial**

De acordo com DAS (2019) no ensaio de compressão triaxial envolve-se o corpo de prova por uma fina membrana de borracha, o qual é colocado dentro de uma câmara cilíndrica que é normalmente preenchida com água ou glicerina. O corpo de prova é submetido a uma pressão de confinamento por compressão do fluido da câmara. Para ocorrer a ruptura por cisalhamento no corpo de prova, tem-se de aplicar uma tensão axial por meio de uma haste de carregamento vertical. Essa tensão tem duas formas de ser aplicada:

- Aplicação de pesos ou pressão hidráulica em acréscimos iguais até que o corpo de prova rompa, obtendo-se medidas de deformação axial do corpo de prova ao longo do processo.
- Aplicação da deformação axial a uma taxa constante por meio de uma prensa de carregamento mecânica ou hidráulica. Esse é um ensaio em tensão controlada.

A Figura 3 ilustra um corpo de prova que é colocado dentro da câmara triaxial e é envolto por uma membrana de borracha. Esta câmara é cheia de água, à qual se aplica uma pressão que é denominada de pressão confinante ou pressão de confinamento do ensaio.

Figura 3 – Corpo de prova dentro da câmara de ensaio



Fonte: Marangon (2018).

Além disso, o ensaio pode ser realizado de três formas, sendo elas:

- **Ensaio adensado drenado:** depois de aplicar a pressão confinante, espera-se que a pressão neutra se dissipe (fase de consolidação ou adensamento da amostra) para dar início à compressão axial. Enquanto se executa o ensaio, a compressão axial é feita devagar, para permitir a drenagem e a dissipação da pressão neutra.
- **Ensaio adensado não-drenado:** durante a execução desse ensaio, e após a fase de adensamento, não é permitido a drenagem, espera-se que ocorra geração de excessos de pressão neutra durante o ensaio.

- **Ensaio não-adensado não-drenado:** durante a execução desse ensaio não é permitida a drenagem, nem é realizada a fase de adensamento prévio. Logo depois da aplicação da tensão confinante é iniciada a compressão axial, sem aguardar a dissipação da pressão neutra.

2.3. Alguns métodos para tratamento de solos moles

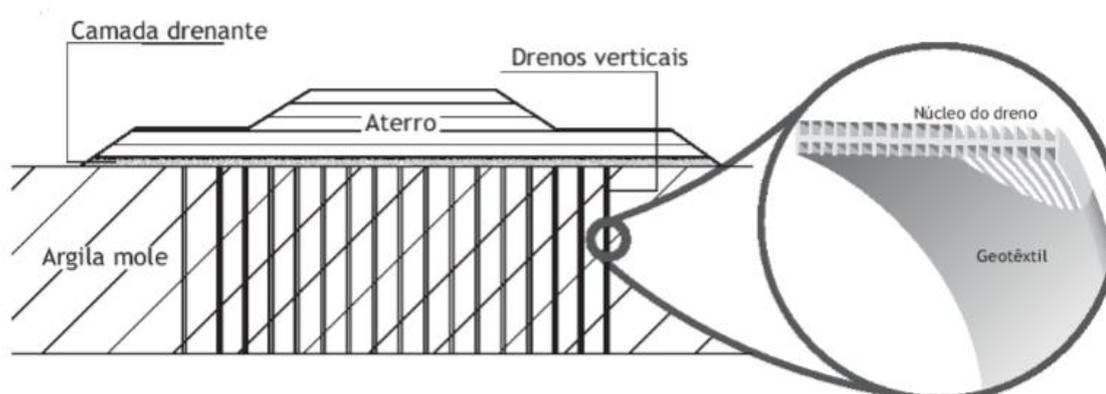
As regiões com solos moles requerem um cuidado especial no âmbito de engenharia geotécnica, devido às suas características e soluções que podem acarretar um custo elevado de execução de obra. Para isso, ao longo dos itens 2.3.1 a 2.3.4 são abordadas soluções que já foram aplicadas em grandes obras de infraestrutura de transportes e de construção civil, que apresentaram bons resultados em casos de amostragem e foram replicadas ao longo das grandes obras.

2.3.1. Uso de drenos verticais e sobrecarga

2.3.1.1. Aterros sobre drenos verticais

Machado (2012) assinala que em aterros construídos sobre geodrenos, primeiramente executa-se a camada drenante, que também tem a função de aterro de conquista, seguindo da cravação dos drenos e execução do corpo do aterro. Para garantir que o dreno ficará fixo, o mesmo deve ser solidarizado à sapata de cravação. Conforme o detalhe da Figura 4 o geodreno é inserido nos drenos verticais que vão sustentar o corpo do aterro projetado, além de serem de plástico com ranhuras em forma de canaleta envolvido em filtro geossintético.

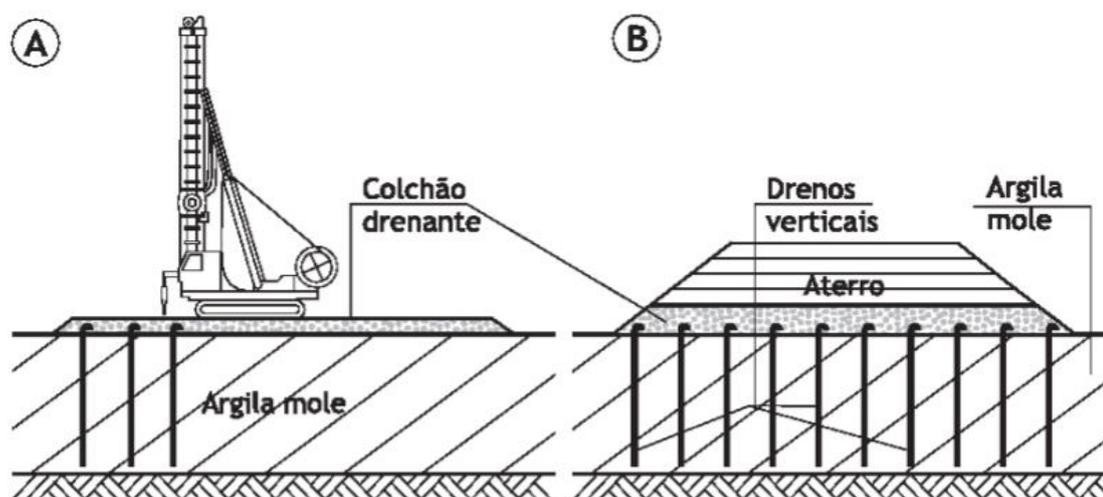
Figura 4 – Esquemático de aterro sobre geodrenos



Fonte: Almeida e Marques (2014).

De acordo com Almeida e Marques (2014) quando se instala os drenos verticais, a direção do fluxo da água no interior do solo passa de majoritariamente vertical para majoritariamente horizontal. A água capitada pelos componentes verticais é direcionada para a superfície do terreno natural, onde está o colchão drenante, que deve ter espessura e declividade suficientes para encaminhar esta água para o local projetado. Para facilitar a saída d'água, em alguns projetos instala-se drenos horizontais internos ao colchão drenante (Figura 5 A). Ao finalizar a instalação, dependendo da espessura da camada do colchão drenante, os drenos verticais são cobertos pela camada drenante ou por aterro, conforme a (Figura 5 B).

Figura 5 – Esquemático da instalação de geodrenos em solo mole



Fonte: Almeida e Marques (2014).

2.3.1.2. Uso de sobrecarga temporária

Nogueira (2010) considera que o aterro de sobrecarga temporária é uma técnica de tratamento de solos moles que constitui na aplicação de sobrecarga temporária sobre área compostas por camadas de solos moles com alta deformabilidade. Sua aplicação tem como objetivo central antecipar recalques acarretados pelos carregamentos permanentes que serão introduzidos pela obra. Isto é, a função desta sobrecarga é de adensamento das camadas compressíveis, de modo a fixar uma deformação próxima à esperada durante a vida útil do empreendimento, acelerando os recalques previstos.

2.3.2. Aterros sobre estacas e colunas

2.3.2.1. Aterros estruturados com plataforma de geossintético

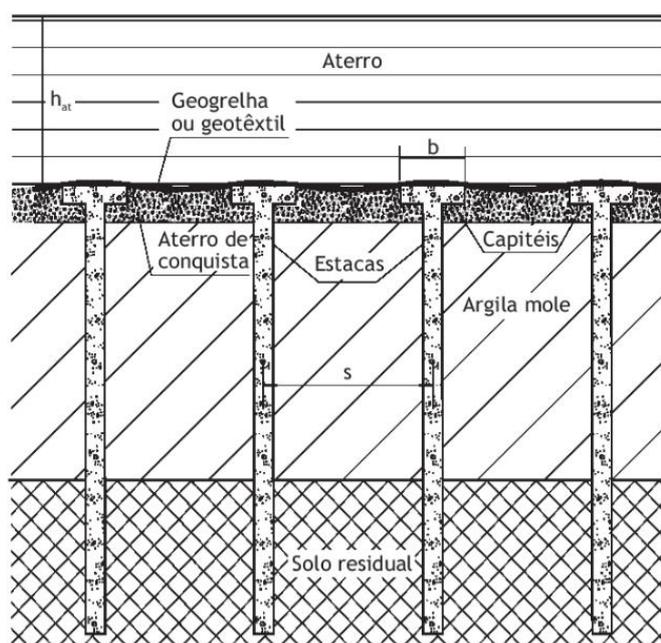
De acordo com Almeida e Marques (2014) uma tecnologia incorporada ao aterro sobre estacas é o uso do reforço de geossintético, propiciando o uso de estacas mais espaçadas. A geogrelha tem como principais características:

- Separar o material do aterro do material natural;
- Distribuir e transmitir as cargas às estacas que não foram transmitidas pelo efeito de arqueamento;
- Distribuir e transmitir as cargas horizontais provenientes do aterro para as estacas;
- Reforçar a base do aterro.

Essas características contribuem para que os recalques dos aterros estruturados com geogrelhas sejam muito inferiores a os recalques por adensamento em aterros convencionais, resultando diretamente na redução dos volumes de terraplanagem, visto que não há submersão de material nem necessidade de sobrecarga.

A Figura 6 exemplifica a aplicação de um reforço de geossintético com capitéis. Recomenda-se que para um desempenho global satisfatório da estrutura, a espessura do aterro h_{at} seja maior ou igual a 70% do vão ($s-b$) entre capitéis.

Figura 6 – Aterros sobre colunas granulares tradicionais



Fonte: Almeida e Marques (2014).

2.3.2.2. Aterros sobre colunas granulares tradicionais

Segundo Alves (2014) o aterro por colunas granulares (colunas de brita e solo, por exemplo), além de acarretar menores deslocamentos horizontais e verticais do aterro em comparação com um aterro convencional ou sobre drenos, ainda promove a dissipação das poropressões por drenagem horizontal radial, acelerando o recalque e aumentando a resistência ao cisalhamento.

2.3.3. “Jet Grouting”

Nogueira (2010) afirma que o “*Jet Grouting*” é uma técnica de execução de um jato de calda de cimento ou cal inserido no terreno por meio de alta pressão e elevada velocidade. O jato desagrega a estrutura do solo, permitindo sua mistura com a calda injetada, formando “*in situ*” colunas de solo – cimento/cal, que transformam o maciço terroso saturado de baixa competência em um maciço tratado, com resistência, deformabilidade, e permeabilidade adequadas.

A Figura 7 apresenta um croqui de implantação de uma coluna de “*Jet Grouting*” (imagem A) e equipamento instalado em campo para execução (imagem B).

Figura 7 – Croqui de Jet Grouting e execução no campo



Fonte: Nogueira (2010).

Neste tipo de reforço é possível adaptar o comprimento e o diâmetro das colunas de acordo com as condições locais do solo e os resultados a serem obtidos, moldando, o diâmetro da haste a ser utilizada, seus movimentos dentro do maciço, o comprimento das colunas, seus espaçamentos e distribuições, e a pressão de injeção.

Esta solução é eficiente para a maioria, dos tipos de solos, sem restrições granulométricas, origem geológica, ou mesmo presença de água. A direção das

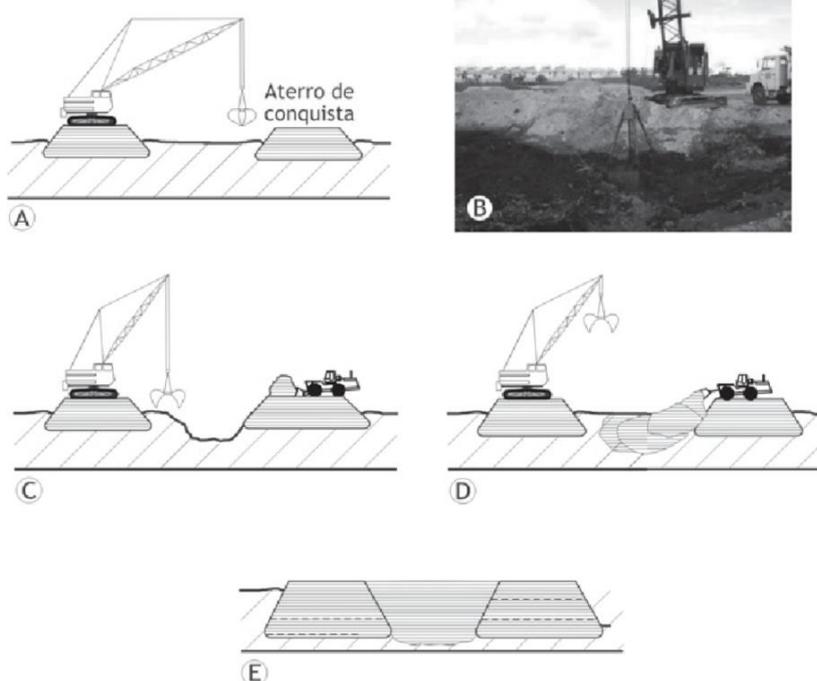
colunas pode variar, vertical ou horizontalmente. Porém, alguns cuidados adicionais devem ser tomados em solos turfosos e orgânicos, ou solos contaminados, visto que estes podem apresentar na sua composição ácidos, que pode acarretar dificuldade da reação do cimento injetado com os solos naturais. Além disso, outros tipos de solos que devem ser melhor analisados e ensaiados antes da aplicação desta solução são os cascalhos, seixos e blocos com grande índice de vazios, sobretudo com intenso fluxo de água, o que pode dificultar a estabilização da mistura solo – cimento/cal.

2.3.4. Técnica utilizada para substituição de solos moles

De acordo com Almeida e Marques (2014) a substituição de solos moles constitui-se na retirada total ou parcial desses solos por meio de dragas ou escavadeiras e, em seguida, a construção de um aterro para substituir o solo mole. Esse método construtivo, normalmente aplicado em camadas de solos moles de até 4 metros de altura, tem como benefício a diminuição ou a eliminação dos recalques e o aumento do fator de segurança quanto à ruptura.

À princípio, executa-se um aterro para a conquista do terreno, para permitir o fluxo dos equipamentos e dar estabilidade para que se possa executar o serviço com segurança (Etapas A e B), posteriormente, começa a escavação do solo mole e preenchimento da cava com material de aterro (Etapas C e D). A Figura 8 ilustra o processo de remoção e substituição dos solos moles.

Figura 8 – Sequência de execução de substituição de solos moles



Fonte: Almeida e Marques (2014).

2.4. Investigação geológica geotécnica

Através da investigação geológico-geotécnica é possível avaliar o perfil do solo e suas características geotécnicas. Além disso, fornece informações como a resistência do solo com a profundidade, contribuindo para que os parâmetros de projeto estejam alinhados a situação do terreno. Este item tem como objetivo mostrar os principais ensaios geotécnicos usados em solos moles.

Além disso, a investigação geológico-geotécnica é essencial para auxiliar no desenvolvimento de engenharia e projetos, seja em projetos rodoviários ou ferroviários. O presente trabalho tem como objetivo o levantamento e referencial para projetos ferroviários. Os ensaios manuais permitem a caracterização dos solos, fornecendo informações *in-situ* e possibilitando a coleta para ensaios em laboratório, para análise de índices preconizados por normas brasileiras e/ ou internacionais. Os ensaios especiais requerem aparatos mais sofisticados, uma vez que são normalmente equipamentos de grande porte e fornecem dados mais precisos para reconhecimento de regiões com solos moles.

Neste presente item, apresentam-se os ensaios manuais (sondagem a percussão) e especiais (ensaio de cone e *piezocone penetration test*, e Vane Test) que são mais comumente aplicados em projetos ferroviários, e que por isso são abordados nesse trabalho.

2.4.1. Sondagens a percussão

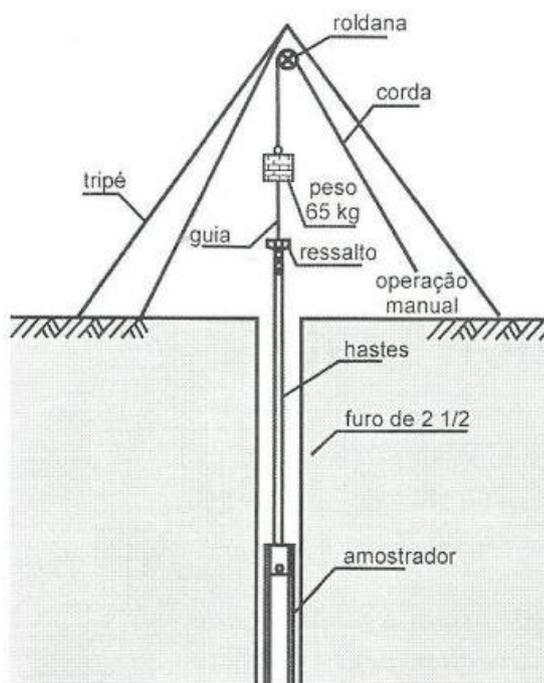
De acordo com Schnaid (2012) a Standard Penetration Test (SPT) é traduzida para o português como Sondagem a Percussão. sendo usada constantemente por ser uma ferramenta econômica de investigação geotécnica em majoritariamente todo o mundo. Ele é usual para indicativo da densidade de solos granulares e é aplicado também na identificação da consistência de solos coesivos, e mesmo de rochas brandas. A grande maioria dos projetos brasileiros de fundações diretas e profundas usam o SPT.

Para a realização de investigação preliminar recomenda-se a realização de sondagens à percussão, referenciadas pela NBR 6484 (ABNT, 2020), com o objetivo de definir os tipos de solos, as espessuras das camadas, e dos perfis geológico – geotécnicos.

No caso em que há presença de solo muito mole, o número de golpes para penetração dos 30 cm finais do amostrador é geralmente, igual a zero ($N_{SPT} = 0$). Quando isso acontece, é possível que a amostra penetre 1 metro ou mais no solo mole se as hastes não forem retiradas pelo sondador, ou pode ocorrer a perda das hastes em caso de camadas muito espessas de solo mole. Por isso, é comum a manutenção das hastes a cada metro (ALMEIDA E MARQUES, 2014).

A Figura 9 ilustra o equipamento utilizado para a execução manual do SPT. Atualmente já há o equipamento mecanizado para a execução do ensaio, porém, no Brasil o aparato manual ainda é bem utilizado. O equipamento é composto por um tripé que sustenta a roldana e a corda para que o martelo constituído de aço, com massa de 65kg, aplique o golpe sobre a composição (ressalto, também nomeado de cabeça de bater, haste e amostrador).

Figura 9 – Esquemático do equipamento de sondagem SPT



Fonte: Schnaid (2012).

Almeida e Marques (2014) afirmam que o principal objetivo nesta fase de investigação é a definição da espessura das camadas de argila mole, do aterro superficial, das camadas intermediárias com outras características e do solo subjacente. A sondagem deve ser executada dentro de um mesmo perímetro no solo subjacente ao solo mole, para classificar se a camada é drenante adequadamente, ou

atingir o impenetrável no caso de aterros sobre estacas. Para facilitar o delineamento dos métodos construtivos que serão utilizados na área. É comum fazer o uso de curvas de mesma espessura – curvas de isoespessura – sendo muito útil também para perfis geológico-geotécnicos.

Para facilitar o trabalho das equipes de campo e no laboratório, recomenda-se que seja locado os furos com suas coordenadas e cotas.

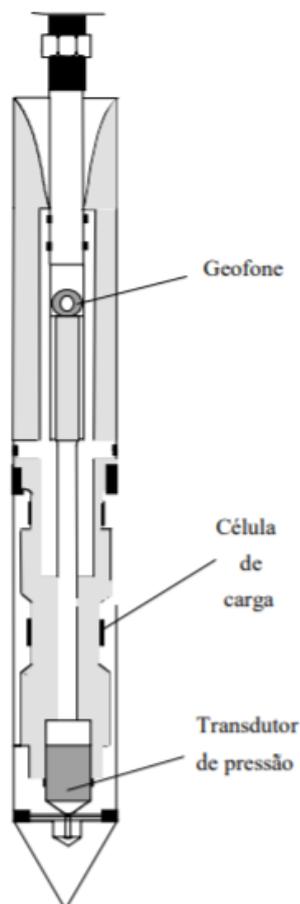
2.4.2. Ensaio de cone (CPT) e Piezocone Penetration Test (CPTu)

Giacheti (2013) afirma que os ensaios de cone (CPT) e de piezocone (CPTu) consistem na penetração quase estática, ou seja, na prensagem de uma ponteira cônica acoplada a um conjunto de hastes, com a monitoração quase contínua da resistência mobilizada. São nomeados ensaios de penetração estática, em oposição ao SPT, de penetração dinâmica. Ademais, o ensaio de cone tem a vantagem de poder avaliar individualmente as parcelas de resistência de ponta e de atrito lateral, ao passo que o número de golpes do SPT não faz essa diferenciação.

Schnaid (2012) menciona que o fundamento do ensaio de cone constitui-se da cravação, no terreno de uma ponteira cônica (60° de ápice) a uma velocidade constante de 20 mm/ s \pm 5 mm/ s. A seção transversal do cone é geralmente de 10 cm², podendo atingir 15 cm² ou mais para equipamentos mais robustos, e 5 cm² ou menos para condições especiais. Os equipamentos para a realização do ensaio podem ser classificados em três categorias, sendo elas:

- Cone mecânico: caracterizado pela medida na superfície, via transferência mecânica das hastes, dos esforços necessários para cravar a ponta cônica q_c e do atrito lateral f_s ;
- Cone elétrico: a adaptação de células de carga instrumentalizadas eletricamente permite a medida de q_c e f_s diretamente da ponteira;
- Piezocone: além das medidas elétricas q_c e f_s , permite a monitoração contínua das pressões neutras geradas durante o processo de cravação.

A Figura 10 mostra como é a geometria típica do cone. Ela permite visualizar o transdutor de pressão, o conjunto de células de carga referente à ponta cônica e o geofone, quando este último é empregado.

Figura 10 – Principais componentes do equipamento de CPTu

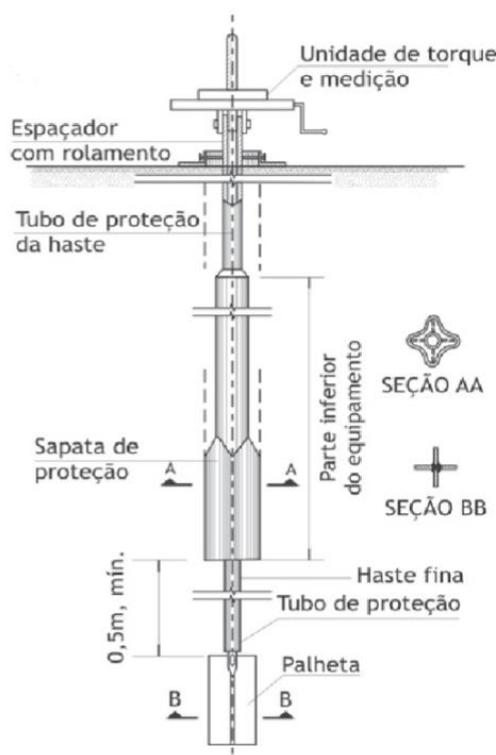
Fonte: DNER-PRO 381/98.

2.4.3. Ensaio de palheta – Vane Shear Test

Segundo Almeida e Marques (2014) o ensaio de palheta (Vane Test) é o mais utilizado para a determinação da resistência não drenada (S_u) do solo mole, correspondendo na rotação constante de 6° por minuto de uma palheta cruciforme em profundidades predeterminadas. O valor de S_u sofre influência de alguns fatores: atrito mecânico, características das palhetas, velocidade de rotação da palheta, plasticidade da argila, amolgamento, heterogeneidade e anisotropia da argila, e o valor calculado é influenciado pela hipótese de ruptura adotada. Além disso, diversos cuidados devem ser tomados na execução desse ensaio, normatizado pela NBR 10905 (ABNT, 1989).

A Figura 11 ilustra o equipamento de palheta utilizado para a realização do ensaio. Na figura é possível identificar a palheta acoplada a haste cilíndrica rígida e o tubo de proteção, sendo uma palheta formada por duas lâminas retangulares, delgadas, dispostas perpendicularmente entre si

Figura 11 – Equipamento de palheta



Fonte: Almeida e Marques (2014).

Schnaid (2012) afirma que o ensaio de palheta é utilizado em outros materiais que apresentam permeabilidade distinta de argilas: siltes, solos orgânicos, e materiais de rejeitos. Nesses geomateriais, é necessário reconhecer as condições de drenagem do ensaio para garantir que não haja dissipação de poropressões durante a rotação da palheta e que, todavia, o torque medido seja representativo de condições essencialmente não drenadas. Quando isso acontece, aconselha-se a adoção de ensaios com diferentes velocidades de rotação e a determinação da curva característica de drenagem, de forma análoga aos procedimentos indicados na interpretação de ensaios de piezocone em solos de permeabilidade intermediária.

2.5. Via permanente

De acordo com Silva Filho (2013) a via permanente é dividida em infraestrutura e superestrutura. Entende-se por infraestrutura todas as camadas situadas abaixo do sublastro, o qual, é o elemento de suporte da estrutura da via, recebendo por meio do lastro ou sublastro as tensões geradas pelo tráfego, dimensionada para suportar aos esforços ocasionados pelas composições e a frequência de aplicações de carga, mantendo-se sua estabilidade sem deformações plásticas, problemas de fundação,

normalmente ocasionadas pela escolha errônea de matérias ou controle de umidade, e/ou perda das características do sistema. E a superestrutura é o conjunto de elementos heterógenos que formam o sistema de suporte, pista de rolagem, e guia para o fluxo dos veículos.

A Figura 12 ilustra a seção transversal da via permanente. É possível identificar a superestrutura e a infraestrutura na imagem, e seus elementos principais.



Fonte: Nabais (2014).

2.5.1. Superestrutura

"A superestrutura é o segmento da via permanente que recebe os impactos diretos da carga. Seus principais componentes são os trilhos, os acessórios de fixação, os aparelhos de mudança de via, os dormentes, o lastro e o sublastro, que estão sujeitos às ações de degradação provocadas pela circulação dos veículos e de deterioração por ataque do meio ambiente" (RODRIGUES, 2014, p. 19).

A Figura 13 ilustra os principais componentes da superestrutura, sendo eles, sublastro; lastro; trilhos; dormentes e acessórios de fixação.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

2.5.1.1. Trilhos e acessórios de fixação

De acordo com Silva (2016) os trilhos são elementos metálicos longitudinais que recebem diretamente os esforços advindos dos veículos ferroviários. São desenvolvidos para proporcionar uma superfície de rolamento adequada a passagem dos trens, além de regular diretamente o controle dos veículos em função de seu perfil.

Nabais (2014) afirma que os perfis dos trilhos passaram por mudanças ao longo da história das ferrovias, tendendo para os trilhos tipo *Vignole* – criado pelo engenheiro inglês de mesmo nome em 1836 – amplamente aplicado atualmente. Estes elementos possuem seção transversal composta por boleto, alma e patim, e devem fornecer estabilidade e ligação da peça com os dormentes. O boleto é o elemento onde a roda se apoia, possuindo aproximadamente 40% da área da seção transversal. A alma é a parte mais estreita e vertical da seção transversal, possuindo a função de ligar o patim ao boleto.

A NBR 7590 (ABNT, 2012) indica que a classificação dos trilhos se dá de acordo com sua massa por metro (kg/m), sendo os mais usuais nas ferroviárias brasileiras: TR-37, TR-45, TR-50, TR-57 e TR-68.

Segundo Silva Filho (2013) os acessórios de fixação são elementos que tem como função manter o trilho fixado na posição correta e garantir a bitola da via. Possuem resistência ao deslocamento horizontal e vertical na frenagem dos veículos e variação da temperatura. As tensões geradas pelas solicitações nos trilhos devem ser transmitidas à dormentação sem prejuízo para o sistema de fixação. Alguns tipos de elementos e sistemas são usados constantemente nas ferrovias, sendo eles:

- Fixação direta, com apoio direto do trilho sobre o dormente;
- Fixação direta, com apoio indireto do trilho sobre o dormente;
- Fixação indireta, com apoio indireto do trilho sobre o dormente;
- Fixação elástica.

2.5.1.2. Dormentes

Rodrigues (2014) afirma que o dormente é um elemento da superestrutura ferroviária cuja função é receber e transmitir ao lastro os esforços produzidos pelas cargas dos veículos ferroviários, servindo de suporte dos trilhos, permitindo sua fixação e mantendo invariável a distância entre eles (bitola). Com o objetivo de o dormente cumprir sua finalidade, é necessário que:

- As dimensões de comprimento e largura, forneçam superfície de apoio suficiente para que a taxa de trabalho no lastro não ultrapasse os limites relativos para esse material;
- A espessura garanta a rigidez necessária, permitindo, entretanto, certa elasticidade;
- Tenha resistência suficiente para absorver os esforços solicitantes;
- Durabilidade para médio e longo prazo;
- Proporcione facilidade para o nivelamento do lastro (socaria) em sua base;
- Oponha-se de modo eficiente aos deslocamentos longitudinais e transversais da via;
- Acarrete boa fixação do trilho, isto é, uma fixação apoiada, sem ser excessivamente rígida;
- Conserve o isolamento elétrico entre os trilhos.

Por fim, os dormentes empregados atualmente são feitos de madeira, aço, concreto, misto e material sintético. Devido às escassez de madeiras para dormentes e dificuldade para aquisição, tem sido usado progressivamente a substituição desses para dormentes de concretos, que podem ser do tipo monobloco ou bi-bloco.

As dimensões dos dormentes variam de acordo com a bitola da ferrovia, sendo para a métrica o comprimento de 2,00 m, largura de 0,22 m e altura de 0,16 m, já na bitola larga (1,60 m) o comprimento de 2,80 m, largura de 0,24 m e altura de 0,17 m.

2.5.1.3. Lastro

Segundo Muniz da Silva (2002) o lastro é um elemento da superestrutura posicionado entre os dormentes e o sublastro, tendo como principais funções:

- Resistir a forças verticais, longitudinais e laterais, a fim de manter a via férrea em condições operantes;
- Compor a via férrea de resiliência adequada;
- Ter vazios o suficiente para alojar possíveis materiais finos de contaminação e admitir a movimentação destas partículas;
- Facilitar a recomposição geométrica da via férrea, sobretudo na região de apoio dos dormentes, em condições compatíveis com a capacidade de suporte do subleito;

- Inibir o crescimento de vegetação (causando prejuízo a capacidade drenante, resiliência e condições de rolamento da via);
- Reduzir a propagação sonora da passagem dos trens;
- Constituir adequada resistência elétrica entre os trilhos;
- Facilitar a conservação, remodelação e renovação da via férrea.

Silva Filho (2013) afirma que para o lastro ferroviário é mais indicada à utilização de granulometrias mais uniformes do que abertas. Isso é devido às granulometrias abertas acarretarem uma moagem do lastro, provocada pelo contato grão a grão com o desenvolvimento de tensões acentuadas, mesmo que o objetivo seja evitar a mistura do lastro e sublastro pelas condições de filtro que estabelecem.

2.5.1.4. Sublastro

De acordo com Rodrigues (2014) a primeira camada superior à infraestrutura é o sublastro, tem características importantes que são levadas em consideração na construção da superestrutura. As principais funções do sublastro são:

- Elevar a capacidade de suporte da plataforma, permitindo a elevação da taxa de trabalho ao transmitir as cargas através do lastro, diminuindo assim, sua superfície de apoio e sua altura, acarretando economia de material;
 - Evitar a penetração do lastro na plataforma;
 - Elevar a resistência da plataforma à erosão e à penetração da água, contribuindo para uma melhor drenagem da via;
 - Conceder relativa elasticidade ao apoio do lastro para que a via permanente não seja extremamente rígida.
- Algumas premissas são básicas para à performance do sublastro:
 - Índice de grupo (IG) igual a 0;
 - Limite de liquidez (LL) máximo de 35;
 - Índice de plasticidade (IP) máximo de 36;
 - Classificação pela tabela da Highway Research Board (HRB), grupo A;
 - Expansão máxima de 1%;
 - Índice de suporte Califórnia (CBR) mínimo de 30%.

2.5.2. Infraestrutura

"A infraestrutura ferroviária é o conjunto de obras que formam a plataforma da estrada e suporta a superestrutura, sendo composta por terraplenagem (aterros e cortes), sistemas de drenagem, obras de arte correntes e especiais (pontilhões, pontes e viadutos) e túneis" (RODRIGUES, 2014, p. 19).

De acordo com Ribeiro (2012) independente da carga por eixo ou como será esta distribuição, o suporte final do carregamento e esforços será a infraestrutura. Além disso, a plataforma deve ser resistente e ter a capacidade de suporte e estabilidade frente à repetição de carregamentos. A plataforma deve ser livre de falhas de fundação e depressão, buracos ou pontos moles em seu interior.

2.5.3. Mecânica dos pavimentos aplicada em pavimentos ferroviários

Segundo Spada (2003) a mecânica dos pavimentos estuda os pavimentos como sistemas em camadas e sujeitos às cargas dos veículos. Entre os veículos, estão inclusos carros e caminhões nos pavimentos rodoviários, aviões nas pistas de pouso/ decolagem e manobras nos aeroportos, guindastes móveis nos pavimentos dos portos e terminais de carga, tal como locomotivas e vagões nas ferrovias. Em todos os casos, o sistema "pavimento" consiste em uma ou mais camadas de material colocadas sobre subleito dotado de um revestimento adequado ao rolamento de cada veículo particular.

Medina (1988) criou o termo de pavimento ferroviário para nomear o conjunto de trilhos, dormentes e lastros, designado de via permanente no meio ferroviário, por isso este termo será empregado neste texto.

O sistema de pavimento ferroviário objetiva receber bem as cargas oriundas das passagens dos trens, visando simultaneamente, resistir às solicitações, de maneira a não acarretar uma ruptura global ou localizada, e de manter as deformações em um nível adequado (MUNIZ DA SILVA, 2002).

Silva (2016) enfatiza que o pavimento ferroviário deveria suportar apenas os esforços provenientes do peso dos veículos de via e a força centrífuga destes quando trafegam em curvas. Entretanto, estes esforços são modificados por solicitações anormais que derivam das características das vias e dos veículos, geralmente decorrentes de defeitos e irregularidades no contato roda trilho. Os esforços podem ser devididos em:

- Normais – cargas verticais e força centrífuga;
- Anormais – devido à via e ao material rodante.

Além disso, as forças atuantes na via podem ser verticais ou horizontais, e dependendo da natureza das cargas, podem ser classificadas em:

- Quase estáticas:
 - Peso dos veículos;
 - Força centrífuga em curvas e mudanças de via;
 - Carregamento de ventos.
- Dinâmicas
 - Irregularidades geométricas e mecânicas da via, incluindo variação da rigidez do lastro e recalques;
 - Descontinuidades tais como juntas e aparelhos de mudança de via;
 - Irregularidades na superfície de rolamento (boleto do trilho);
 - Defeitos no material rodantes tais como rodas e rodeiros com deformações, vibrações e oscilações dos veículos.

Por último, as forças resultantes dos movimentos dos trens são complexas e podem ser resumidas em três agrupamentos principais, sendo:

- Vertical – proveniente do peso próprio dos veículos e das cargas transportadas, resulta em esforços mecânicos na via, sendo, frequentemente, o único grupo de forças considerado nos modelos estruturais;
- Transversal – resultante que tem influência na segurança, podendo levar ao descarrilamento do veículo;
- Longitudinal – formada por forças de desaceleração e frenagem, variação das dimensões dos trilhos em função da temperatura.

2.6. Estudos geológicos geotécnicos

Nabais (2014) afirma que os estudos de Geologia e Geotecnia são muito importantes para nortear o desenvolvimento de projetos ferroviários. A elaboração dos projetos de terraplanagem, contenção de talude, estabilidade de encostas e taludes, fundação de obra de arte especial, e avaliação de distância média de transportes, só são possíveis após a realização dessa etapa dos estudos, trazendo dados e informações confiáveis.

Diante disso, a importância das informações e recomendações acerca dos estudos de geologia e geotecnia é confirmada quando se comparam os maiores custos de uma implantação de obras ferroviárias. De um lado, as obras de terraplanagem, sublastro, lastro, obras de arte especiais e demais dispositivos que são construídos à base de concreto – podem ser dormentes, moirões de concreto para cercas, passagens de nível – custam cerca de 50% ou mais do custo total de implantação. Por outro lado, caso um talude colapse e se rompa ou uma ponte caia, a inoperabilidade da ferrovia, poderá gerar custos muito superiores, associados a perda de receita.

Por isso, é importante que seja elaborado um plano para estudos geológico-geotécnicos baseados nas normas de geotecnia e premissas de projetos que poderão ser aplicadas nas fases de projeto básico ou executivo. Esse aspecto é importante para mitigar possíveis surpresas ao longo da execução dos serviços de campo ou elaboração de projeto no que tange à regiões com solos moles ou outras que apresentem necessidade de desmonte de rocha, por exemplo.

2.6.1. Estudo de viabilidade para concepção/ implantação de um projeto

De acordo com Ribeiro (2012) ao realizar a fase do estudo de viabilidade de um projeto, é importante se obter informações, ainda que em um nível ligeiramente superficial e conceitual, sobre as características geológicas a respeito da estabilidade dos taludes de cortes e de aterros, possibilidade de presença de solos moles, para que seja possível ajustar o projeto geométrico em regiões que poderiam acarretar em aumento do custo de implantação.

Desta maneira, com as diretrizes definidas na fase de estudo de traçado e na fase do anteprojeto, o geólogo desenvolve o estudo no âmbito da geologia geral e regional através de pesquisas bibliográficas, “*know-how*” da região, visitas campo, e interpretação de fotos. Com estas informações, tem-se a capacidade de gerar um mapa geológico e um relatório com as informações geológicas da faixa de estudo, as indicações relevantes sobre a estabilidade dos taludes, potencialidade de ocorrência de materiais para construção, e existência de solos colapsíveis.

2.6.2. Projeto básico

Nabais (2014) considera que ao definir o traçado, complementa-se o estudo geológico com informações suplementares obtidas em campo – geologia local – e com os resultados preliminares obtidos da geotecnia. O estudo geotécnico é composto por serviços de campo e escritório. Através desse, consumam ou são refutadas as definições feitas pelo estudo geológico no que tange à fundação de aterros – região de talus, solos moles e/ ou regiões cársticas – à estabilidade de regiões de cortes e, à fundação de obras de artes especiais e de obras de contenção.

Desta forma, de acordo com informações geológicas, de projeto geométrico e de terraplanagem, o plano de sondagem deve abranger:

- Estudo de subleito;
- Estudo de caixas de empréstimo;
- Estudo de jazidas de sublastro;
- Estudo de pedreiras;
- Estudo de areias;
- Estabilidade de taludes;
- Definição de materiais de primeira, segunda e terceira categoria;
- Fundação de aterros;
- Fundação de obras de arte especiais (OAE).

Para complementar o plano de sondagem, em localidades onde há necessidade de obras de arte especiais, principalmente em pontes, é necessário a execução, no mínimo, de sondagens à percussão em ambas as margens. Preferencialmente, as sondagens devem ser mistas nos locais de encontros e pilares para melhor caracterização do material e auxiliar nas tomadas de decisões para elaboração do projeto executivo.

A fim de fundamentar o plano de sondagem, em regiões de cortes, recomendam-se sondagens mistas, ao menos nos cortes mais altos, para aproximar de forma mais assertiva a realidade e verificar premissas mapeadas nesta fase de projeto, às regiões de materiais de primeira, segunda e terceira categorias, contribuir não apenas para a quantificação de material disponível, mas também para definir as inclinações dos taludes e, conseqüentemente, dos offsets. Para materiais de segunda categoria, é comum adotar um SPT acima de 20 golpes como critério de classificação em relação aos materiais de primeira categoria. (NABAIS, 2014)

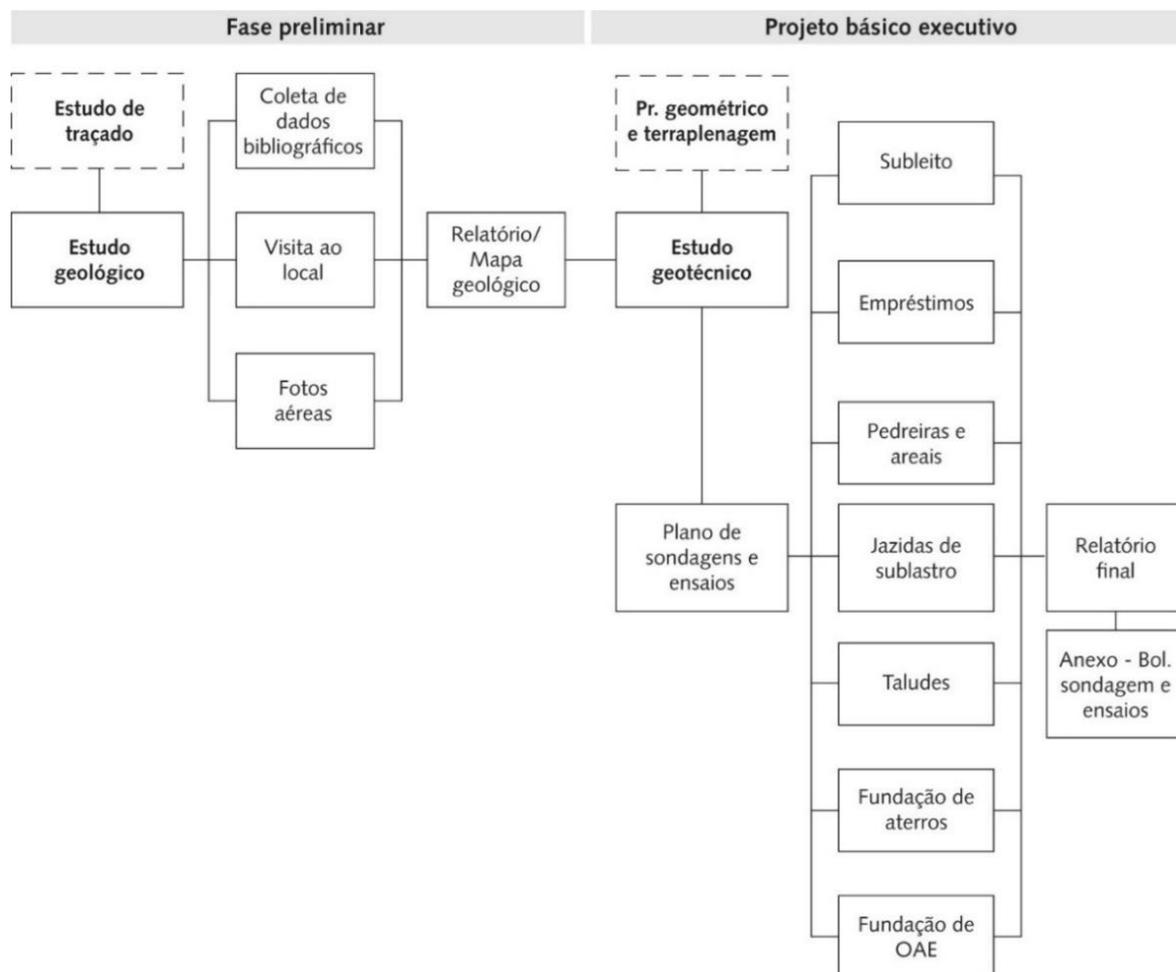
2.6.3. Projeto executivo

Ribeiro (2012) destaca que a diferença entre os estudos geotécnicos na fase de projeto básico consiste não somente na quantidade de coleta de amostras, mas também na realização de ensaios com amostras especiais (amostras indeformadas para estudo de resistência). Desta forma, nos estudos de jazidas de sublastro, na fase de projeto básico é permitido a execução de um furo em cada canto da jazida e um no centroide, já no projeto executivo o planejamento de coleta de amostras deve ter como distância para cada lado na distância de 30 a 60 metros, variando conforme a área e homogeneidade do material.

Além disso, na fase de projeto executivo, os volumes necessários para as jazidas de sublastro e caixas de empréstimo e, suas localizações devem ser mais assertivas, já que no caso do sublastro é possível conhecer a quantidade, o comprimento e a localização dos desvios de cruzamento, além das áreas dos pátios, podendo-se somar apenas cerca de 5% a 10% para perdas e em torno de 10% caso haja situações eventuais e possíveis otimizações das distâncias de transporte. No caso de caixas de empréstimo, a distribuição da terraplanagem detecta não apenas os volumes necessários, mas também a localização dos aterros. Por isso, é possível identificar o volume e a área onde cada volume escavado será aplicado.

Nabais (2014) salienta que após obter todos os resultados dos ensaios realizados, deve-se elaborar um relatório, contendo as conclusões e recomendações a serem seguidas pelas demais disciplinas do projeto, em especial as de terraplanagem, drenagem, contenções e obras de artes especiais. Todos os boletins de sondagem e de ensaios, assim como os croquis de localização georreferenciada das áreas estudadas e de cada jazida. A Figura 14 detalha um fluxograma que apresenta de forma resumida as etapas dos estudos geológicos e geotécnicos.

Figura 14 – Fluxograma dos estudos geológicos geotécnicos



Fonte: Nabais (2014).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Para o desenvolvimento de um projeto básico ou executivo de ferrovia, é preciso definir o plano de investigação geológico geotécnico do trecho a ser abordado no projeto. Por meio dele será possível entender as características de infraestrutura do local, delinear as soluções a partir dos critérios geotécnicos definidos por norma e o escopo de projeto para região, e garantir a implantação de projetos para todas as etapas de forma segura e técnica.

O presente trabalho se caracteriza por uma pesquisa quantitativa quanto à abordagem, utilizada em um projeto ferroviário hipotético na região do estado do Maranhão, na região Nordeste do Brasil, na forma de um estudo de caso.

Por se tratar de um estudo de caso, é fundamental o entendimento da situação-problema, para dar embasamento ao desenvolvimento dos de engenharia e dos projetos associados. Sendo assim, a obtenção dos dados, descrição dos ensaios e coletas realizadas serão apresentadas:

- Investigações geotécnicas;
- Coleta das amostras;
- Sondagens manuais;
- Sondagens especiais;
- Ensaios de laboratório.

O escopo central deste trabalho consiste no estudo de caso sobre a investigação geológico-geotécnica de região com solos moles para projetos de infraestrutura ferroviária. Os dados foram obtidos por meio de execução de sondagens manuais e especiais, além dos ensaios de laboratório.

O objetivo do trabalho é apresentar o plano de investigação geotécnica, analisar e discutir os resultados que foram obtidos. O tratamento dos dados foi realizado por meio do software Excel.

O processo de coleta dos dados, vulgo ensaios de campo e de laboratório, foram realizados seguindo as normas que preconizam este tipo de investigação, além de ter o acompanhamento da equipe de sondagem para execução dos ensaios e coleta de materiais. As etapas do estudo de campo foram obtidas conforme estão apresentadas no fluxograma da Figura 15. Por meio do fluxograma é possível perceber como foi a obtenção dos dados e as demais etapas desenvolvidas neste estudo.

Como o volume de informações e dados foram grandes, foi necessário fazer um filtro para segregar quais seriam utilizadas no trabalho e quais poderiam ser excluídas. A regra aplicada para exclusão dos dados não mostrados no presente trabalho está relacionada a qualidade, as que não apresentaram consistência e clareza para a execução dos respectivos ensaios ou coletas.

Figura 15 – Fluxograma dos processos



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Nos itens de 3.1 até 3.3 são detalhadas as etapas de desenvolvimento da pesquisa de campo, conforme mostrado no fluxograma da Figura 15. Para isso, cada subitem está dividido de acordo com sua especificidade. No item 3.1 é abordado como foi a elaboração do plano para a investigação geotécnica, dando seguimento no item 3.2 para a coleta das amostras, sondagens realizadas e ensaios, e por fim, no item 3.3 é descrito os ensaios de laboratório que foram executados para as amostras coletadas no item 3.2.

3.1. Investigações geotécnicas

As investigações geotécnicas são importantes para o detalhamento do conjunto de ensaios necessários para determinar as características físicas, mecânicas e hidráulicas dos solos de interesse para um determinado projeto. Na fase de projeto básico tem como objetivo principal o entendimento da geologia e geotecnia local, por meio de ensaios geotécnicos de campo e laboratório, conforme descrito nos capítulo

2. Já no projeto executivo, a premissa central é propor detalhes para as soluções e execução das tratativas das estruturas de aterros sob solos moles, fazendo os estudos e cálculos necessários para encontrar a solução mais técnico-econômica para cada região com presença desta tipologia.

Este trabalho tem como objetivo delinear as investigações geotécnicas para a definição de um projeto básico, pois entende-se como o precursor das outras fases de projeto e necessidades ao longo do desenvolvimento de engenharia.

Para fazer a divisão das áreas de estudos geotécnicos, usou-se a Instrução de Serviço Ferroviário (ISF) 207 – Estudos geotécnicos, do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT/2015) como referência.

Devido às circunstâncias características sucedidas em projetos ferroviários, o conjunto dos lotes devem ter o item de investigações do suporte de subleito, das classificações dos materiais dos cortes e dos aterros, e do estudo de estabilidade dos taludes. Estas informações são importantes para definição de premissas de projetos e suporte para sanar futuras interferências ao longo da área do projeto.

Para as sondagens nas regiões de cortes, tem-se às seguintes premissas para critério de paralização na execução das sondagens de campo:

- Sondagem a trado (ST), adota-se até o impenetrável;
- Sondagens SPT, adota-se a mesma métrica ou $\Delta h + 2m$;
- Sondagem rotativa (SR) até $\Delta h + 2m$;

Nas regiões que serão necessários aterros, é necessário a coleta de amostras em cada furo mapeado no plano geotécnico, trazendo os diversos horizontes de material, os quais são objetos de caracterização (limites físicos e análises granulométricas), compactação (Proctor Normal), CBR, expansão e umidade natural.

Para as áreas de solos compressíveis, as espessuras médias das camadas moles e os valores das coesões e coeficientes de adensamento foram obtidos por sondagens e ensaios especiais. Como referência bibliográfica, utilizou-se a norma DNER PRO 381/98 – Projeto de Aterros Sob Solos Moles Para Obras Viária.

3.2. Coleta das amostras

A coleta de amostra foi executada conforme preconiza a norma de cada sondagem executada. Nos subitens criado a partir do 3.2, é abordado como foi a metodologia para a execução dos ensaios e respectivas coletas de amostras.

3.2.1. Sondagens manuais

3.2.1.1. Sondagem a trado

Preconizado pela NBR 9603/2015, a sondagem a trado tem como objetivo realizar a coleta de amostras deformadas, determinação da profundidade do nível d'água e identificação preliminar das camadas de solo que compõem o subsolo, respeitando os limites impostos pelo equipamento e pelas condições do terreno.

Para a execução da sondagem, realizou-se a limpeza da área de abrangência circular de 2 metros, tendo como ponto de partida o ponto concêntrico do furo executado. O material retirado do furo foi depositado de acordo com a profundidade perfurada a cada metro e colocando etiqueta de identificação para não ter mistura de amostras devido ao grande volume de furos executados.

Para este plano de sondagem manual, definiu-se um total de 26 furos ao longo do trecho, com distanciamento entre os furos variando entre 10 e 100 metros.

Em virtude das características geológicas dos solos estudados, adotou-se como critério de paralisação a profundidade de 2,0 a 6,0 metros para os locais com solos de boa capacidade de suporte e 4,0 a 10,0 metros para as áreas com ocorrência de solo mole.

A execução desta sondagem tem como premissa:

- Estudo do subleito tanto nos segmentos em cortes quanto em aterros;
- Identificação do lençol freático nas regiões de corte;
- Prospeção das áreas destinadas ao fornecimento de materiais para o corpo de aterro (cortes laterais).

3.2.1.2. Sondagem a pá e picareta (PP)

As sondagens manuais à pá e picareta, tiveram como referência para o desenvolvimento das atividades a NBR 9604/1986. Essa técnica de sondagem é também conhecida como poço de inspiração, tendo como profundidade até 1,50 metro para às áreas da plataforma, base de "offset" e estudos de áreas de empréstimo. Em alguns pontos a profundidade do furo foi superior à 1,00 metro, devido às características das camadas do solo, mas não ultrapassando a profundidade de 2,00 metros por questões de segurança.

Para este tipo de sondagem, definiu-se a quantidade de 50 furos, tendo como variação de distância entre eles de 200,00 a 1.000,00 metros.

Por meio desta prospecção foi possível obter as seguintes informações:

- Conhecimento de cada camada e suas respectivas alturas, além de caracterização do material que a compõe;
- Constatação da umidade e presença de lençol freático;
- Previsibilidade onde os materiais se tornam impenetráveis a esse processo de investigação;
- Coleta de amostras para a realização dos ensaios de laboratório;
- Determinação da densidade *in situ* e da umidade natural pelo método do frasco de areia. Para a realização do ensaio, utilizou-se como referência a NBR 7185/1986.

Em cada poço de inspeção de até 1,00 m, coletou-se amostras com cada horizonte, correspondendo às camadas de sublastro e camada final de terraplanagem. Nas amostras coletadas, executou-se os seguintes ensaios:

- Caracterização, incluindo granulometria por peneiramento e limites de Atterberg;
- Compactação com a energia do proctor normal para às áreas de empréstimos de solos que irão compor o corpo dos aterros;
- Índices de Suporte Califórnia com medição da expansão.

3.2.1.3. Sondagem SPT

Prescrito pela norma NBR 6484/2020, a execução de SPT é usual para reconhecimento de solos, fornecendo informações sobre a tipologia do solo e suas respectivas profundidades de ocorrência, indicação da posição de nível d'água (quando afloras) durante a execução de cada furo e o índice de resistência à penetração N_{SPT} a cada metro.

O N_{SPT} é o índice de resistência à penetração determinado pelo número de golpes correspondente à cravação de 30 cm do amostrador-padrão, depois da cravação inicial de 15 cm, utilizando-se o martelo de 65 kg. Como critério de parada, utilizou-se a premissa de $3m \times N \geq 15/30$ cm.

Para este tipo de sondagem de reconhecimento, realizou-se 43 furos e teve como distância entre eles uma variação de 100,00 a 200,00 metros.

As diversas colunas dos boletins de sondagens apresentam a descrição expedita dos solos atravessados, bem como sua profundidade em relação ao nível do

terreno; N_{SPT} obtidos e a representação gráfica do SPT a cada metro; profundidade do nível d'água em relação ao terreno medido 24 horas após o seu término.

3.2.2. Sondagens especiais

As sondagens especiais são conhecidas por necessitarem de equipamentos grandes e robustos, devido aos objetivos que possuem e necessidade de espaço para serem operados. Desta forma, são apresentadas as sondagens especiais que foram executadas para a caracterização da região em estudo.

3.2.2.1. Sondagem CPTu

A execução deste ensaio empregou-se o uso de um penetrômetro de origem italiana (*Pagani*) com capacidade de reação de 150 kN. A ponteira e os dispositivos eletrônicos utilizados são provenientes da *Geotech AB*. O espaçamento entre os pontos de sondagem foi intercalado entre 300 metros e 600 metros, totalizando 14 ensaios ao longo do trecho.

A velocidade de penetração constante foi em torno de 2m/s para a cravação da ponteira. A fim de garantir a realização do ensaio em regiões de solo saturado, fez-se o teste em alguns pontos nomeados de pré-furo para a verificar se a camada superficial do aterro levava para o solo saturado, tendo como orientação a ASTM D-3441 (2016).

O ensaio permite medir a resistência à penetração da ponta (q_c); resistência por atrito lateral ou local (f_s); poropressão; e o ângulo de inclinação da ponteira cônica em relação à vertical.

Os resultados dos ensaios CPTu são apresentados em gráficos, os quais indicam a variação com a profundidade da:

- Resistência à penetração da ponta (q_t);
- Resistência por atrito lateral (f_s);
- Razão de atrito (FR), dada por $FR = f_s/q_c$;
- Poropressão (u_2).

3.2.2.2. Ensaio de dissipação de poropressão

O ensaio de dissipação resume-se na paralisação da penetração da ponteira cônica, possibilitando que as poropressões desenvolvidas sejam dissipadas. A progressão das poropressões é monitorada ao longo do tempo.

Para composição do plano de estudo geotécnico, delimitou-se 25 ensaios para determinação das medidas de dissipação de poro-pressão do trecho em estudo.

3.2.2.3. Ensaio – Vane Test (palheta)

O ensaio de palheta tem como objetivo determinar a resistência não drenada do solo *in situ* (S_u), sendo aplicado em argilas saturadas, de consistência mole a rija. Esse envolve a cravação de uma palheta de seção cruciforme, submetida a um torque necessário para cisalhar o solo por rotação.

A execução deste ensaio utilizou o equipamento elétrico da *Geotech*, equipado do dispositivo (*slip-coupling*) para auxiliar na identificação do atrito do sistema. O espaçamento entre os pontos de sondagem variou entre 50 e 400 metros, totalizando 32 ensaios ao longo do trecho. Os resultados e valores são no formato de gráfico, sendo a relação do grau com o torque aplicado, ilustrando a resistência não-drenada do solo (S_u) amolgado e indeformado.

Para a execução dos ensaios, usou-se as recomendações das normas:

- NBR 10905/1989 – Solo – Ensaio de Palheta *in situ*;
- ASTM SPT 1014 (1988) – Vane Shear Strength Testing of Soils.

3.2.2.4. Sondagem a trado e coleta de amostra Shelby

A coleta de amostra indeformada com tubos de parede fina do tipo Shelby de 101,2mm (4”) foi executada em furos de sondagem a trado com diâmetro de 152mm (6”), em regiões que foram mapeadas no levantamento preliminar do estudo geotécnico.

Após definir a estratigrafia das camadas do terreno, por meio dos outros ensaios geotécnicos já mencionados nos itens 3.2.1 e 3.2.2, definiu a coleta de 16 amostras nas áreas de solos moles que são bases de aterros. O espaçamento entre os pontos de coleta foi no intervalo de 400 metros. A realização das coletas foi conforme sugere a NBR 9820/1977 para coleta de amostras indeformadas de solos de baixa capacidade e a ASTM D1587 – 08 (2008).

As sondagens que foram coletadas às amostras do tipo Shelby, totalizaram 16 amostras indeformadas, distribuídas ao longo do traçado de estudo. As amostras indeformadas foram submetidas a ensaios de laboratórios, tais como:

- Granulometria completa, com sedimentação;
- Densidade relativa das partículas;
- Determinação de índices físicos;
- Limites de liquidez e plasticidade;
- Compressão edométrica;
- Compressão simples (não confinada).

3.3. Ensaio de laboratório

Os ensaios de caracterização dos solos, compactação e ISC foram realizados em laboratórios, com localização na cidade de São Luís/ MA e de Curitiba/PR. Na coleta de campo e transporte das amostras até os respectivos laboratórios, foram seguidos os critérios das normas que preconizam os ensaios para conservação das amostras com a mínima perturbação possível.

Os resultados são apresentados, refletindo as seguintes informações:

- Granulometria por peneiramento, nas aberturas de malha de 50,8mm (2"); 25,4mm (1"); 19,1mm (3/4"); 9,5mm (3/8"); malha nº4 (4,8mm); malha nº10 (2,00mm); malha 40 (0,42mm); malha nº.200 (0,074mm): preconizado pela NBR 7181/2016;
- Limites de Plasticidade e Liquidez apresentados em %: referenciados pelas NBR 7180/ 2016 e NBR 6459/2016, respectivamente;
- Índice Suporte Califórnia (ISC) apresentado em % e Expansão (%): referenciado pela NBR 9895/2016;
- Compactação na energia Proctor normal para empréstimos de cortes e para subleito; na Proctor intermediário para os empréstimos de materiais selecionados para sublastro, expressos em g/cm³: preconizado pela NBR-7182/2016;
- Densidade *in situ* determinada pelo método do frasco de areia expressa em g/cm³: referenciado pela NBR 7185/1986;
- Umidade natural e umidade ótima expressa em %: preconizado pela NBR 6457/ 2016;
- Classificação do grupo dos solos de acordo com a Highway Research Board-HRB da AASHTO: definido pela D3282-73 (2015).

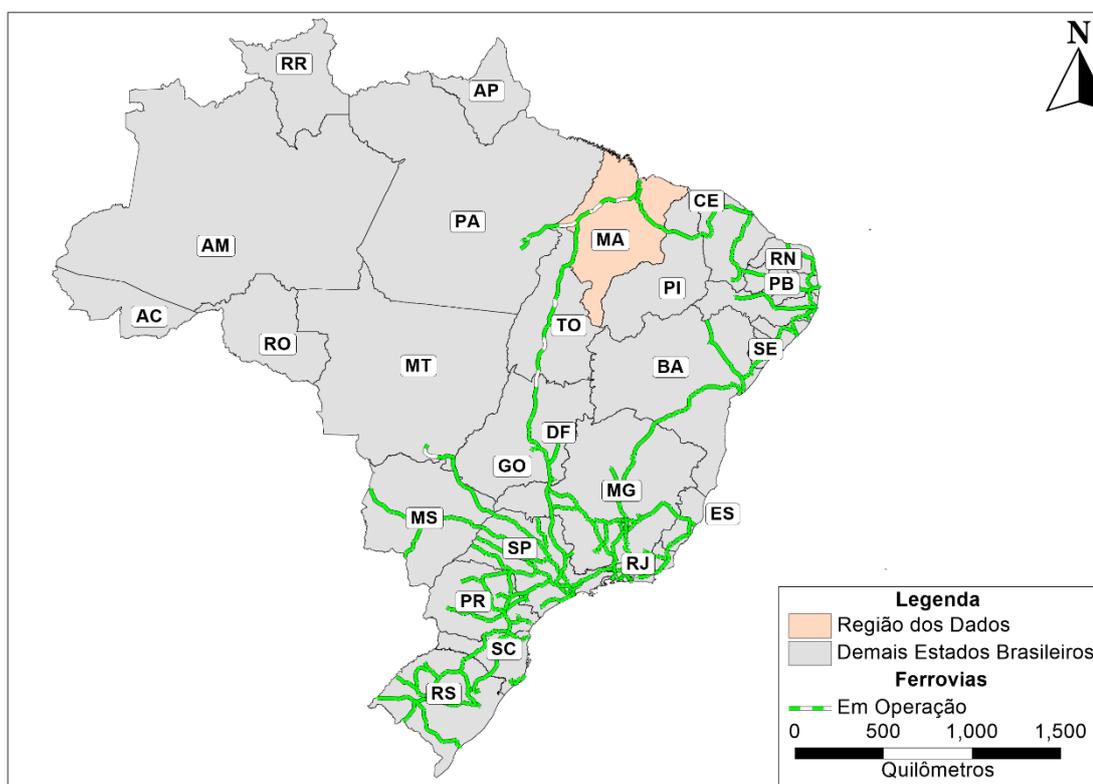
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A análise dos resultados está segregada de acordo com a tipologia dos ensaios manuais e mecânicos que foram executados e mencionados nos itens 3.2 a 3.3. Desta forma, são apresentados a seguir o agrupamento dos dados e conexão dos ensaios que estão diretamente correlacionados para determinação das características geotécnicas e premissas básicas comparativas para validação do plano de investigação geotécnica desenvolvido neste estudo de caso.

4.1. Contextualização do problema

O trecho ferroviário deste estudo faz parte de uma ferrovia em fase de estudos no Nordeste do país e o segmento abordado nessa pesquisa está localizado no estado do Maranhão, região nordeste do Brasil. A Figura 16 mostra a localização aproximada de toda extensão da ferrovia presente na região. Para o desenvolvimento deste trabalho, abordou-se as informações que são referentes à investigação geotécnica para solos moles.

Figura 16 – Mapa brasileiro com a região de origem dos dados



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Figura 18 – Estratigráfica simplificada de São Luís - MA

ÉON	ERA	PERÍODO	10 ⁶ anos		
CENOZÓICO	QUATERNÁRIO	HOLOCENO	0,01	Q2a Q2l Depósitos Aluvionares (a) : areia, cascalho e níveis de argila. Depósitos Litorâneos (l): areia fina a grossa e dunas eólicas Q2el Depósitos Eólicos Litorâneos: areia quartzosa	
			PLEISTOCENO	Q1cl Depósitos de Cordões Litorâneos : areia mal selecionada Q1e Depósitos Eólicos Continentais : areia regularmente selecionada Qd Qfl Qpm Qfm Dunas Inativas (d) : areia bem selecionada; Depósitos flúvio-lagunares (fl) : lama arenosa e carbonosa; Depósitos de pântanos e mangues (pm) : areia, silte, argila e material orgânico; Depósitos flúvio-marinhos (fm) indiscriminados de pântanos e mangues, flúvio-lagunares e litorâneos	
		TERCIÁRIO		PALEÓGENO NEÓGENO	1,75
			23,5		ENb Grupo Barreiras : arenito e conglomerado, intercalações de siltito e argilito ENi Formação Ipixuna : siltito e argilito, com intercalações arenosas
	CRETÁCEO			65	K12it Formação Itapecuru : arenito, siltito e folhelho, Ambiente luvial e lacustre K1c K1g Formação Codó (c) : arenito, siltito, folhelho, calcário e evaporito, Ambiente marinho restrito K1g Formação Grajaú (g) : arenito, com intercalação de argilito, folhelho e silxito, Ambiente flúvio-deltaico K1k Kimberlito e rochas afins K1s Formação Sardinha : basalto e diabásio 127-118 Ma K-Ar

Fonte: Serviço geológico do Brasil – CPRM (2021).

A região de estudo está assentada sobre sedimentos mais antigos, de idade mesozóica, Formação Itapecuru, e ocupam os terrenos mais altos na porção continental do trecho, enquanto na Ilha de São Luís as “terras altas”, constituídas por sedimentos clásticos (arenitos, siltitos) e pelíticos (argilitos foliáceos), integrantes da Formação Barreiras.

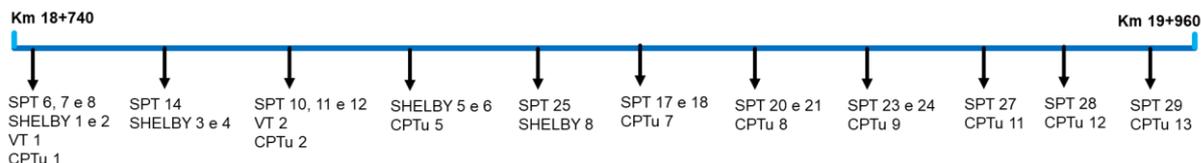
É a partir do Terciário que se desencadearam os fenômenos tectônicos e climáticos responsáveis pelo atual desenho geomorfoestrutural da paisagem regional, isto é, a extensa cobertura detrito-laterítica sobre os plateaus de topo aplainado e os largos planos de acumulação sedimentar recente, ao longo da costa e das linhas de drenagem que são influenciadas pelas marés.

Como resultado do processo de formação geológica, apresentam-se de um lado, as camadas pouco espessas superficiais de laterita com espessura média da ordem de 1,00 metro, que constituem o único material natural de construção de textura granular e, de outro, os espessos pacotes de sedimentos finos, entre 3,00 e 20,00 metros, de baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade (solos de baixa resistência em geral argilas moles).

Para dar direcionamento às análises dos itens 4.2, 4.3, 4.4 e 4.5, optou-se pela elaboração de um croqui ilustrativo das coletas de amostras da sondagem a percussão e especiais (Vane Test, Shelby e CPTu).

A Figura 19 é o croqui elaborado para os furos que tiveram a correlação de coleta e localização ao longo do trecho. As demais coletas realizadas ao longo de todo trecho, estão alternadas entre os principais pontos ilustrados da Figura, mas não estão no mesmo local conforme os que estão na Figura 19.

Figura 19 – Croqui dos furos correlacionados



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

A Tabela 3 mostra a identificação do furo, a localização em km e a profundidade para a coleta de amostra Shleby, dados que foram usados para a elaboração do croqui da Figura 19.

Tabela 3 – Identificação da coleta de amostra Shelby e profundidade

Furo	km	Prof. (m)
1	18+740	3,0 a 3,5
2	18+740	5,0 a 5,5
3	18+800	2,0 a 2,5
4	18+800	4,0 a 4,5
5	19+000	2,0 a 2,5
6	19+000	3,0 a 3,5
7	19+200	3,0 a 3,5
8	19+400	2,5 a 3,0
9	19+800	2,5 a 3,0
10	20+200	2,0 a 2,5
11	20+800	2,5 a 3,0
12	20+800	4,0 a 4,5
13	21+600	2,0 a 2,5
14	21+600	4,0 a 4,5
15	22+000	2,0 a 2,5
16	22+000	3,0 a 3,5

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

A Tabela 4 mostra a identificação do furo, a localização em km e a profundidade para a coleta de amostra do Vane Test, dados que foram usados para a elaboração do croqui da Figura 19.

Tabela 4 – Identificação da coleta de amostra Vane Test e profundidade

Furo	km	Prof. (m)
VT-01	18+740	2,5
		3,5
		4,5
		5,5
VT-02	18+770	2,5
		3,5
		5,5
VT-03	18+900	3,5
		4,5
		5,5
VT-04	19+100	2,5
		4,5
VT-05	19+300	2,5
		4,5
VT-06	19+600	3,5
		4,5
VT-07	20+000	3,5
		5,5
VT-08	20+400	2,5
		4,5
VT-09	20+600	2,5
		4,5
VT-10	21+000	2,5
		4,5
		5,5
VT-11	21+400	2,5
		4,5
VT-12	21+800	2,5
		3,5
		4,5
VT-13	22+200	2,5
		3,5

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

A Tabela 5 mostra a identificação do furo, a localização em km e a profundidade para a coleta de amostra do CPTu, dados que foram usados para a elaboração do croqui da Figura 19.

Tabela 5 – Identificação da coleta de amostra CPTu e profundidade

Furo	km	Prof. (m)
CPTu 01	18+740	2,3
CPTu 02	18+770	2,01
		4,11

Furo	km	Prof. (m)
CPTu 03	18+840	2,03
		4
		6,54
CPTu 04	18+920	2,01
		4,05
		6,01
CPTu 05	19+000	2,02
		4,26
CPTu 06	19+080	2,31
		4,1
CPTu 07	19+170	2,26
CPTu 08	19+270	2,15
		4,08
CPTu 9	19+360	2,16
		4,31
CPTu 10	19+440	2,05
		4,1
CPTu 11	19+560	2,11
		4,07
CPTu 12	19+760	2,2
CPTu 13	19+960	2,02
		4,27

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

4.2. Considerações dos materiais coletados

Por meio dos dados obtidos na execução dos ensaios a pá e picareta, foi possível fazer o agrupamento da Tabela 6, onde é possível verificar quatro tipos de perfis, sendo delimitados de acordo com a repetição das tipologias das camadas encontradas ao longo da área em estudo.

Os furos PP-01 e PP-02 são referentes ao subleito (base do “offset” e plataforma), tendo como similaridade as características das duas primeiras camadas e se diferenciando na altura de cada uma. Já a terceira camada apresenta uma distinção acerca do material encontrado em cada, tendo no primeiro furo a areia fina com concreções lateríticas e no segundo o silte argiloso, mas ambos contribuem para o possível alcance de bons índices de CBR para recebimento de cargas advindas do pavimento ferroviário.

Tabela 6 – Classificação das camadas geotécnicas: sondagem pá e picareta

NOME	PROFUNDIDADE		DESCRIÇÃO
	DE (m)	PARA (m)	
PP-01	0,00	0,05	Camada vegetal;

NOME	PROFUNDIDADE		DESCRIÇÃO
	DE (m)	PARA (m)	
PP-01	0,05	1,40	Pedregulho com areia fina, marrom variegado com vermelho, plasticidade nula, medianamente compacto, úmido/saturado;
	1,40	1,80	Areia fina com concreções lateríticas, amarela variegada com vermelho, plasticidade nula, compacta, impenetrável ao trado.
PP-02	0,00	0,05	Camada vegetal com pedregulho;
	0,05	0,70	Pedregulho com areia fina siltosa, marrom variegado com vermelho, plasticidade nula, medianamente compacto, úmido;
	0,70	1,75	Silte argiloso, cinza variegado com vermelho, plasticidade média, consistência rija, úmido.
PP-03	0,00	0,20	Camada Vegetal;
	0,20	0,40	Areia fina, cinza variegado com amarelo, plasticidade nula, fofa, seca;
	0,40	1,00	Pedregulhos de laterita com areia fina, amarelo variegado com vermelho, plasticidade nula, compacto, seco;
	1,00	1,30	Areia fina siltosa, amarela, plasticidade média, medianamente compacta, seco.
PP-04	0,00	0,10	Camada Vegetal;
	0,10	0,40	Areia fina siltosa, cinza, plasticidade nula, fofa, seca;
	0,40	0,80	Areia fina, amarela, plasticidade nula, fofa, seca;
	0,80	1,10	Pedregulhos com areia fina, amarelo, plasticidade nula, compacto, seco;
	1,10	1,30	Areia fina pouco argilosa com pedregulhos, amarelo, plasticidade nula, compacto, seco.

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

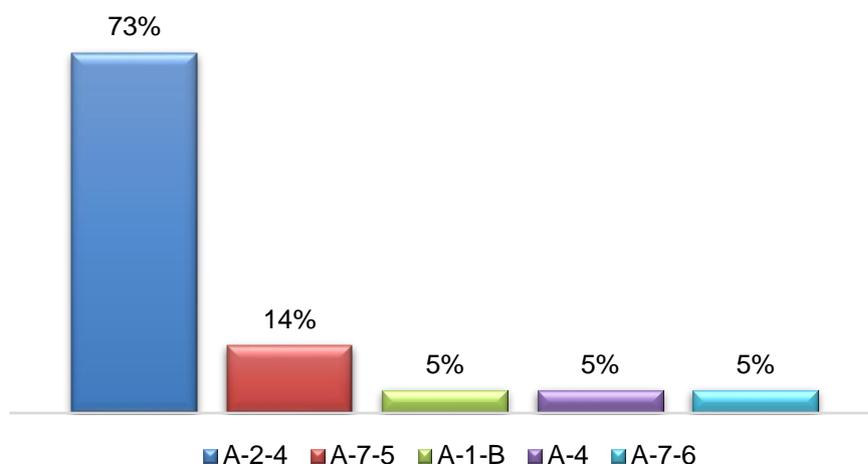
No item 4.3 será mostrado o ensaio de CBR nestas regiões e o detalhamento das propriedades físicas no que tange aos fatores de expansão e resistência, além dos limites de liquidez e plasticidade. Na descrição das camadas é possível inferir algumas características geotécnicas, como plasticidade, consistência e umidade.

O furo PP-03 e PP-04 correspondem às regiões das áreas de empréstimo. A similaridade das camadas está na composição de cada, mesmo não sendo na mesma ordem, apresentam características singulares e altura total de escavação iguais (espessura variando de 0,20 a 0,60m no furo três e no furo quatro de 0,10 a 0,40m). Foram definidas como são regiões de fornecimento de material para as áreas de aterros, terraplenagem e reforços de subleito, devido os bons resultados ao serem misturados com outros tipos de solo e contribuirão para o atingimento de índices de expansão e CBR adequados ao projeto, estando de acordo com as normas adotadas.

Na Figura 20 é apresentada a classificação em grupos para os materiais que compõem as camadas dos furos um e dois, pois ambos são para o subleito. Conforme

descrito no item 3.3, para a classificação utilizou-se o método HRB. A predominância das areias silto-argilosas foi da ordem de 73% (A-2-4) e indica que a tipologia desse material apresenta bons índices para a camada de subleito. Em seguida, tem a fração de solos argilosos de 19% (A-7-5 e A-7-6) e siltosos de 5% (A-4) que não são recomendadas como material de subleito, e por fim a de pedregulhos com 5% (A-1-B) que é usual como subleito.

Figura 20 – Distribuição dos grupos de solos com método HRB para subleito



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

A Tabela 7 apresenta o agrupamento dos dados que foram obtidos na sondagem a trado para a fundação de solo mole, que também pertence a área de empréstimo. São apresentados o agrupamento para os 22 furos que foram executados ao longo da área delimitada para o futuro eixo de projeto. No primeiro furo há presença de areia fina e argilas siltosas, já no segundo furo há a frequência de areias finas.

Tabela 7 – Classificação das camadas geotécnicas: sondagem a trado

NOME	PROFUNDIDADE		DESCRIÇÃO
	DE (m)	PARA (m)	
ST-01	0,00	0,10	Camada Vegetal;
	0,10	2,00	Areia fina com areia grossa e concreções lateríticas, marrom, plasticidade nula, compacto, umidade baixa;
	2,00	3,10	Argila siltosa, amarelo variegado com vermelho, consistência média, umidade baixa;
	3,10	5,00	Argila siltosa, cinza, consistência média, umidade baixa.

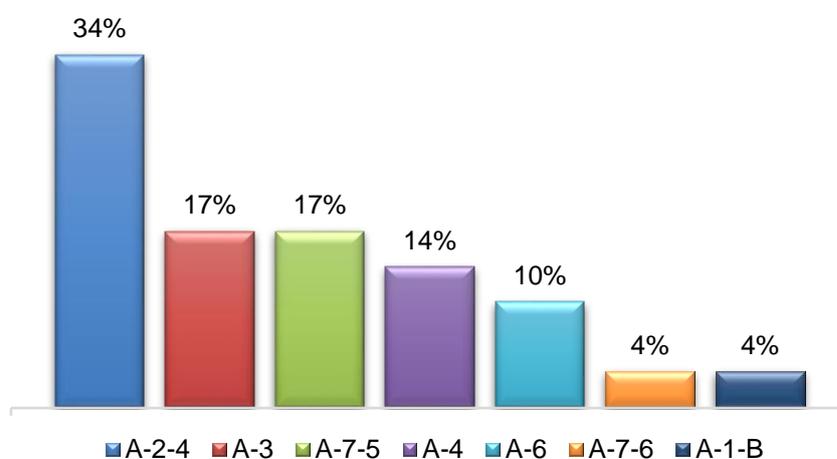
NOME	PROFUNDIDADE		DESCRIÇÃO
	DE (m)	PARA (m)	
ST-02	0,00	0,05	Camada Vegetal;
	0,05	1,00	Areia fina com concreções lateríticas, vermelho variegado com amarelo, plasticidade nula, compacto, umidade baixa;
	1,00	1,30	Areia fina siltosa, vermelho variegado com amarelo, plasticidade baixa, compacidade média, úmdade baixa;
	1,30	4,50	Areia fina, vermelho variegado com amarelo, plasticidade nula, fofa, úmdade baixa.

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Essa tabela apresenta as camadas que mais se repetem ao longo dos furos delineados para o ensaio a trado para a região, com profundidades acima de 4,00 metros. Além disso, no item 4.4, está a correlação desse ensaio com coleta de amostra Shelby.

A Figura 21 ilustra a classificação em grupos para os materiais que compõem a área dos cortes (empréstimos laterais), com a aplicação do método HRB. A predominância das areias silto-argilosas na ordem de 34% (A-2-4) indica que a tipologia desse material apresenta bons índices para compor as camadas de aterro ao longo da infraestrutura ferroviária. Seguida a essa, tem a fração dos solos argilosos com 31% (A-7-5-, A-7-6 e A-6), dos pedregulho na ordem de 21% (A-1-B e A-3) e por fim a fração siltosa (A-4) representando os 14% restantes.

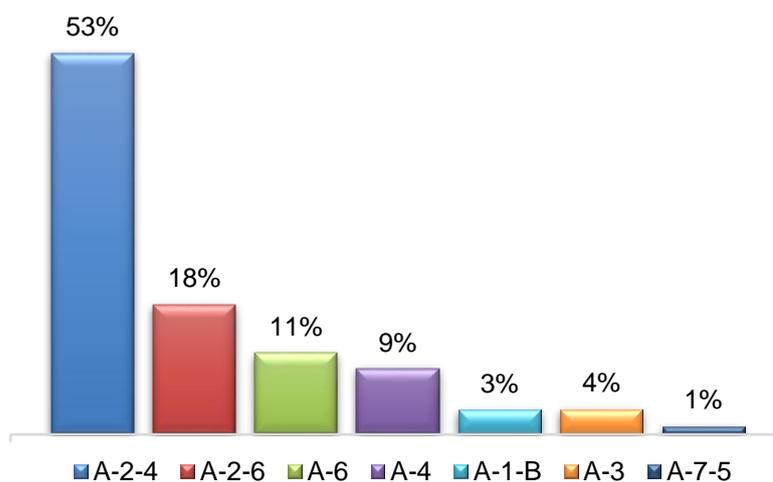
Figura 21 – Distribuição dos grupos de solos com método HRB para cortes



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Para avaliar as áreas de empréstimo mapeadas para serem usadas caso necessário, organizou as classificações em grupo dos dados que foram obtidos para cada furo, para assim avaliar os solos que apresentam maior constância na composição das camadas obtidas nas sondagens. A Figura 22 apresenta estes dados na forma de porcentagem para cada classificação. A predominância das areias silto-argilosas representa uma ordem de 71% (A-2-4 e A-2-6), permeando a sincronicidade com as classificações dos grupos de solos das áreas de cortes e de subleitos, podendo ser utilizadas caso haja necessidade ao longo da execução do projeto. Dando seguimento a distribuição, tem-se a fração de solos argilosos com 12% (A-6 e A-7-5), seguida dos solos siltosos de 9% (A-4) e por fim os pedregulhos com 8% (A-1-B e A-3).

Figura 22 – Distribuição dos grupos de solos com método HRB para áreas de empréstimos



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

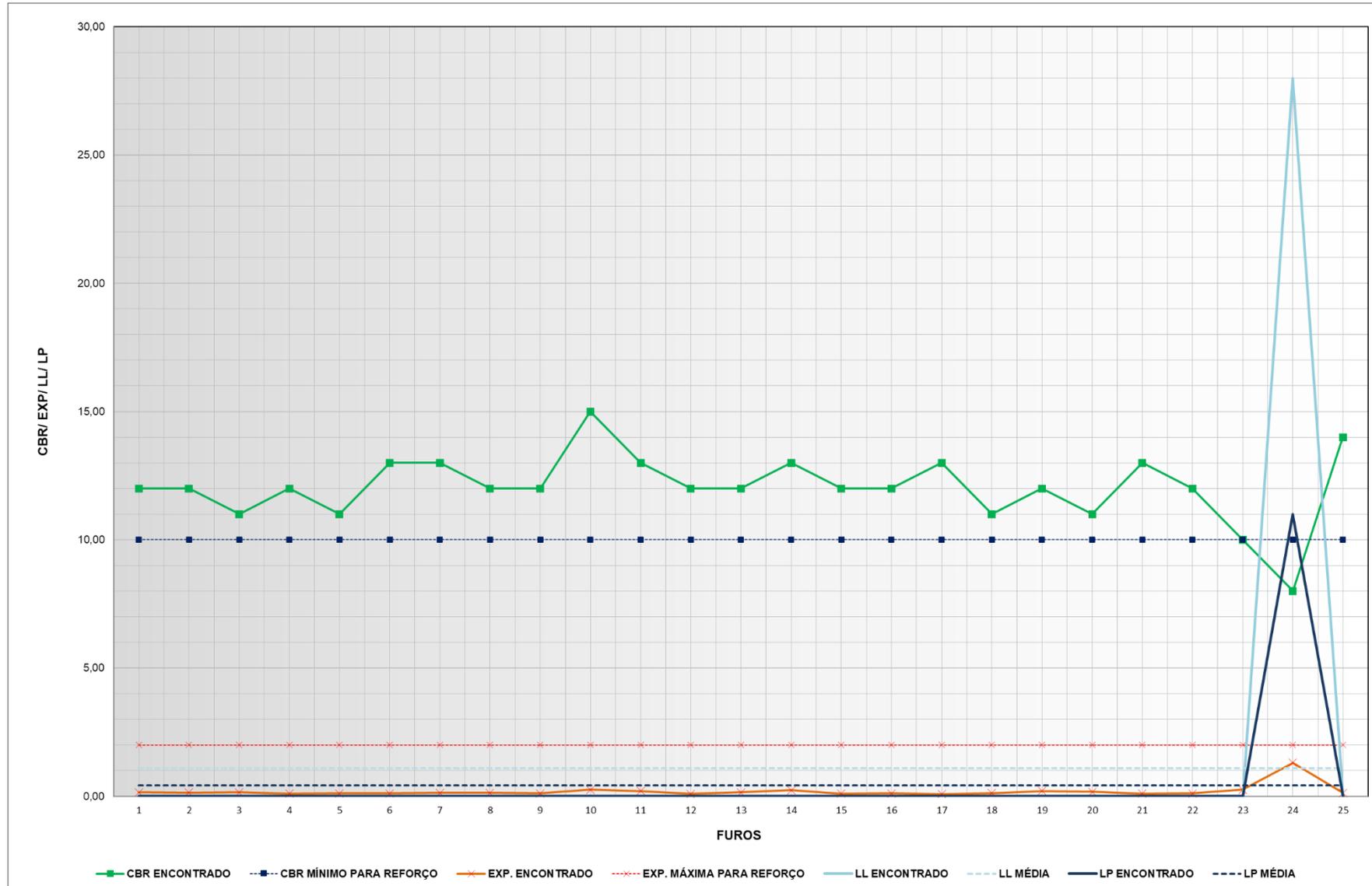
4.3. Análise dos CBR para empréstimos e subleito

Conforme preconiza o ISF-207 (DNIT/2015), para reforço de subleito considera-se $CBR \geq 10\%$, tensão admissível (σ_{adm}) entre 1,10 e 1,15 kgf/cm² (variando de acordo com a classe da ferrovia) e expansão $\leq 2\%$. Devido ao grande volume de dados para a análise dos cortes (empréstimos laterais), dividiu-os em dois gráficos, que é demonstrado o CBR encontrado e o mínimo para reforço, expansão encontrada e a máxima para reforço, limite de liquidez encontrado e média, e o limite de plasticidade e a média. Sendo assim, a Figura 23 ilustra a análise desenvolvida para os cortes de empréstimos laterais parte I e a Figura 24 a parte II, cada um com 24 furos.

Na parte I observa-se que até o furo 22, os valores de CBR estão acima do mínimo estimado para reforço de subleito, tendo como menor valor 11% e maior 15%, com índices de expansão abaixo do máximo estipulado. No furo 23, o valor de CBR está no mínimo permitido, mas sua expansão está dentro do valor máximo. Por fim, o furo 24 é o único que apresenta inconsistência com os valores preconizadores para a análise, com um CBR de 8%, expansão dentro do limite, mas um limite de liquidez e plasticidade muito acima da média, sendo recomendado o descarte do furo para o uso em reforço de subleito.

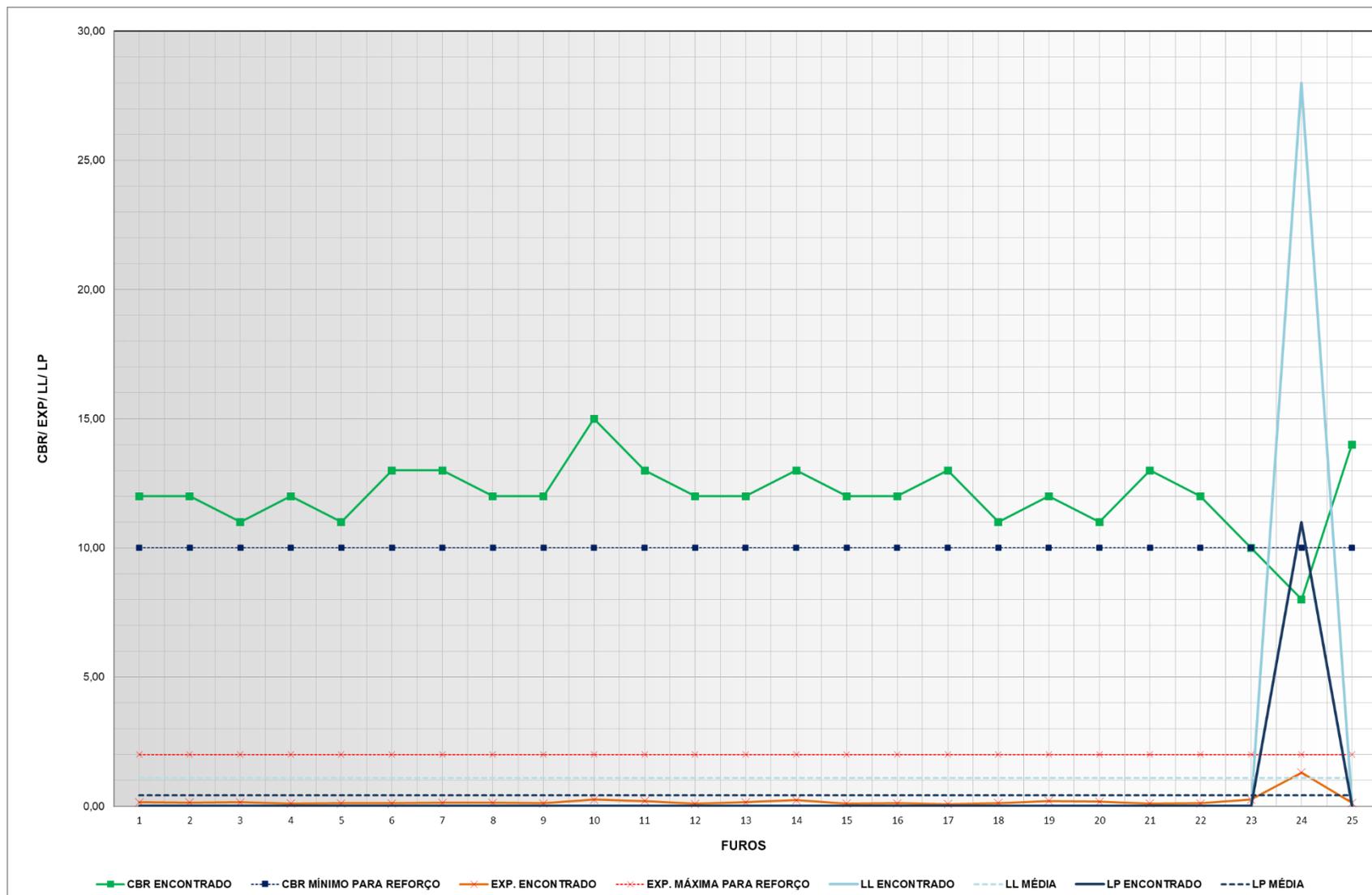
A parte II dos CBR para cortes laterais a serem aplicados em reforço de subleito, possui apenas o furo 26 com índices de CBR abaixo do preconizado para uso, com limite de expansão dentro do tolerado, mas valores para limite de liquidez e de plasticidade muito acima da média, o que acarreta valores de CBR fora do padrão. Para o furo com valores fora de padrão da norma preconizadora, recomenda-se a exclusão e não uso, pois pode comprometer o subleito e infraestrutura ferroviária. Os outros furos, do 27 ao 50, possuem valores de CBR variando de 10 a 17, com valores de expansão variando de 0,08% a 1,29%, e com índices de liquidez e plasticidade dentro da média calculada para cada, podendo ser usados ao longo da área de implantação de projetos.

Figura 23 – CBR para cortes laterais: parte I



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

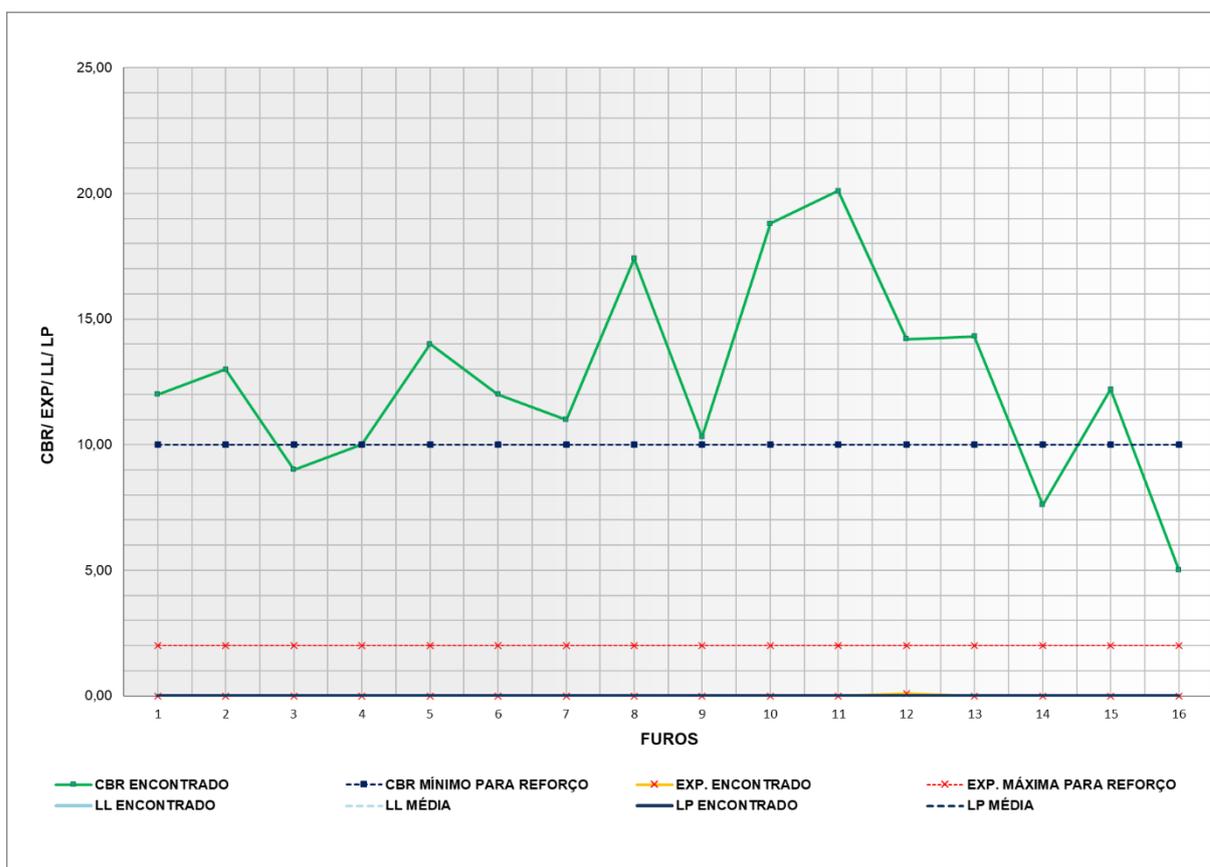
Figura 24 – CBR para cortes laterais: parte II



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Para analisar os valores obtidos de CBR do subleito da plataforma, dividiu-o em 16 furos de sondagens. Conforme pode ser visto na Figura 25, todos os furos apresentam valores dentro do limite de expansão com variação de 0,00% a 0,01%, e da média para limite de liquidez e plasticidade tendendo a zero. Entretanto, três furos apresentam valores de CBR abaixo do tido como mínimo \geq a 10%, sendo o furos 3, 14 e 16, acarretando correções para que seja possível atingir o mínimo necessário para a infraestrutura ferroviária e recebimento de cargas advindas do pavimento ferroviário. Os demais furos apresentaram valores de CBR acima do mínimo variando entre 10% e 20,10%, além de todos os índices de expansão, plasticidade e liquidez estarem dentro do limite e da média, respectivamente.

Figura 25 – CBR para subleito da plataforma



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

4.4. Sondagens a percussão (SPT)

Os dados obtidos na execução das sondagens a percussão com medida de N_{SPT} foram agrupados na Tabela 8. Para isso, adotou-se a simbologia:

- P: peso próprio;

- AMM: argila muito mole;
- NA: nível d'água.

Analisando os valores para os furos que obtiveram classificação de argila muito mole (AMM), tem a espessura variando de 1,20 a 7,00 m, com N_{SPT} de 2 golpes e 3 golpes, respectivamente, nível d'água com valores entre 0,00 e 5,90.

Tabela 8 – Resultados das sondagens a percussão (SPT)

Furo	Km	Solos moles			NA
		Espessura (m)	N _{spt}	Tipo de solos	Prof. (m)
1	18+421	0	-	-	5,9
2	18+425	3	P - 1	AMM	0,9
3	18+452	0	-	-	6,1
4	18+465	0	-	-	6,9
5	18+465	3	P	AMM	0,8
6	18+740	2	5,00	AMM	5,9
7	18+740	1,2	2,00	AMM	2
8	18+740	7	1/50 - 3	AMM	2,5
9	18+748	0	-	-	7,8
10	18+770	0	-	-	1,8
11	18+770	4	1/40 - 2	AMM	2,1
12	18+770	5	1 - 2	AMM	2,1
13	18+782	0	-	-	7,8
14	18+800	5	1/45 - 4	AMM	2,3
15	18+803	0	-	-	7,6
16	18+970	6	1/40 - 4	AMM	2,45
17	19+170	3	1/40 - 1	AMM	0,95
18	19+170	4	P - 2	AMM	0
19	19+220	4,1	P - 2	AMM	0
20	19+270	1,9	1,00	AMM	1,2
21	19+270	3	P - 2	AMM	0
22	19+320	5,4	P - 1	AMM	0
23	19+360	3	2,00	AMM	2,1
24	19+360	5	P - 1/20	AMM	0
25	19+400	5	P - 1	AMM	0
26	19+440	3	P - 1	AMM	0
27	19+560	2	1,00	AMM	1,95
28	19+760	2	2,00	AMM	2,2
29	19+960	3	2 - 3	AMM	2,3
30	20+160	6	1 - 2	AMM	0,3
31	20+260	7	P - 3	AMM	0,42
32	20+560	4	1/40 - 2	AMM	1,56
33	20+860	5,4	1/40 - 4	AMM	1,73

Furo	Km	Solos moles			NA
		Espessura (m)	N _{spt}	Tipo de solos	Prof. (m)
34	21+160	5,8	1/40 - 3	AMM	1,94
35	21+460	6,1	1 - 4	AMM	2
36	21+760	5,3	1/45 - 3	AMM	1,9
37	22+060	4,7	P - 2	AMM	0,93
38	22+260	3,3	2 - 4	AMM	1,86
39	22+460	3,8	P	AMM	0
40	22+660	6	P - 1	AMM	0
41	22+860	3	P	AMM	0
42	23+060	5,3	P - 1/45	AMM	0,5
43	23+260	4,1	2 - 1	AMM	1,25

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

4.5. Análise das sondagens especiais

As amostras indeformadas coletadas por meio do amostrador tipo Shelby foram ensaiadas em laboratório. A Tabela 9 contém o resumo dos resultados obtidos. Para isso, adotou-se a seguinte legenda:

- H: teor de umidade natural;
- P.E.A.N.: peso específico aparente natural;
- P.E.A.S.: peso específico aparente seco;
- P.E.P.: peso específico das partículas;
- e_o: índice de vazios inicial;
- LL: limite de liquidez;
- LP: limite de plasticidade;
- IP: índice de plasticidade;
- σ'_{pa} : tensão de pré-adensamento;
- Cr: coeficiente de recompressão;
- Cc: coeficiente de compressão;
- OCR: *overconsolidated ratio* (razão de sobre-adensamento, RSA).

Tabela 9 – Resultados dos ensaios de laboratório: amostras Shelby

Amostra shelly		Índices físicos das amostras					Frações			Limites de			Adensamento			
Ident.	Prof. (m)	h (%)	P.E.A.N(g/cm³)	P.E.A.S(g/cm³)	P.E.P (g/cm³)	e _o	Argila	Silte	Areia	LL (%)	LP (%)	IP (%)	σ' _{pa} (kPa)	Cr	Cc	OCR
1	3,0 a 3,5	73,90	1,44	0,83	2,70	2,27	17,30	60,30	22,40	47,00	24,00	23,00	60,00	0,15	1,17	2,14
2	5,0 a 5,5	40,30	1,71	1,22	2,69	1,20	13,60	59,80	26,60	34,00	15,00	19,00	44,00	0,05	0,41	-
3	2,0 a 2,5	95,30	1,44	0,74	2,99	3,03	52,80	45,50	1,70	89,00	35,00	54,00	76,00	0,21	1,49	2,87
4	4,0 a 4,5	104,40	1,39	0,68	2,72	2,99	26,70	68,40	4,90	83,00	31,00	52,00	41,00	0,20	1,34	1,06
5	2,0 a 2,5	99,50	1,36	0,68	2,50	2,68	21,10	77,60	1,30	73,00	27,00	46,00	30,00	0,15	1,28	1,13
6	3,0 a 3,5	72,20	1,53	0,89	2,81	2,16	18,30	80,60	1,10	54,00	25,00	29,00	28,00	0,06	0,72	-
7	3,0 a 3,5	-	-	-	2,72	-	4,90	71,30	23,80	35,00	20,00	15,00	-	-	-	-
8	2,5 a 3,0	70,40	1,62	0,95	2,64	1,78	8,30	66,30	25,40	43,00	20,00	23,00	20,00	0,08	0,61	-
9	2,5 a 3,0	33,60	1,68	1,26	2,75	1,19	4,40	58,20	37,40	NL	NP	-	40,00	0,07	0,29	-
10	2,0 a 2,5	67,50	1,57	0,94	2,72	1,89	12,80	69,40	17,80	41,00	17,00	24,00	31,00	0,09	0,76	1,82
11	2,5 a 3,0	125,00	1,42	0,63	2,76	3,41	20,00	78,20	1,80	92,00	31,00	61,00	36,00	0,18	1,45	1,71
12	4,0 a 4,5	68,70	1,60	0,95	2,89	2,04	16,40	69,40	14,20	48,00	22,00	26,00	70,00	0,10	0,95	2,33
13	2,0 a 2,5	108,00	1,33	0,64	2,70	3,23	12,20	86,80	1,00	77,00	30,00	47,00	41,00	0,23	1,47	2,28
14	4,0 a 4,5	51,90	1,58	1,04	2,74	1,63	9,50	85,20	5,30	36,00	21,00	15,00	32,00	0,06	0,50	1,07
15	2,0 a 2,5	123,30	1,36	0,61	2,72	3,46	42,00	57,20	0,80	91,00	31,00	60,00	20,00	0,22	1,46	1,11
16	3,0 a 3,5	78,70	1,52	0,85	2,83	2,32	22,10	71,70	6,20	58,00	24,00	34,00	31,00	0,10	0,98	1,29

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

As amostras 2, 6, 7, 8 e 9 não possuem o valor de OCR, pois apresentaram indicação para amolgamento e má qualidade da amostra. Para as demais amostras, calculou o OCR, tendo como valor mínimo de 1,06, coeficiente de recompressão de 0,20 e os de compressão de 1,34, e a tensão pré-adensamento de 41,00 kPa. Os valores máximos obtidos para o OCR, foi de 2,87, com coeficiente de recompressão de 0,21 e os de compressão de 1,49, e a tensão pré-adensamento de 76,00 kPa.

Além disso, percebe-se valores muito alto para o OCR, por se tratar de solos tão moles, caracterizando-as como amostras amolgadas. Isso pode ser justificado pela má execução do ensaio em campo e transporte da amostra.

A Tabela 10 ilustra os coeficientes de adensamento verticais (Cv) que foram obtidos para os ensaios de laboratório mostrados na Tabela 9. Para tal, adotou-se a seguinte indicação:

- Atividade (A): IP dividido pela porcentagem de argila;
- Índice de compressão ($Cc/(1+e_o)$);
- Coeficientes de adensamento vertical (Cv) para as faixas de tensões esperadas para campo, após a construção dos aterros.

Na última coluna, é indicado a qualidade da amostra, do ponto de vista de amolgamento. As amostras que foram classificadas como ruim, são as que não foi possível obter o valor de OCR, conforme mostrado na Tabela 9, pois não foi possível moldar o corpo de prova. Nota-se grande variação nos valores de Cv dentre as

amostras de boa qualidade, com os índices de compressão variando entre 0,13 e 0,37, tendo o furo 10 e 14 abaixo da média, que é 0,28.

Tabela 10 – Coef. de adensamento verticais (C_v) dos ensaios de laboratório

Ident.	Profundidade (m)	Atividade (A)	$C_c / (1+e_0)$	C_v (cm ² /s)	Qualidade da amostra
1	3,0 a 3,5	1,33	0,36	$1,7 \times 10^{-4}$	Boa
2	5,0 a 5,5	1,40	0,19	$2,8 \times 10^{-3}$	Ruim
3	2,0 a 2,5	1,02	0,37	$5,8 \times 10^{-5}$	Boa
4	4,0 a 4,5	1,95	0,34	$1,5 \times 10^{-4}$	Boa
5	2,0 a 2,5	2,18	0,35	$8,1 \times 10^{-5}$	Boa
6	3,0 a 3,5	1,58	0,23	$7,2 \times 10^{-4}$	Média
7	3,0 a 3,5	3,06	-	-	Ruim
8	2,5 a 3,0	2,77	0,22	$1,2 \times 10^{-3}$	Ruim
9	2,5 a 3,0	-	0,13	$3,2 \times 10^{-3}$	Média (silte)
10	2,0 a 2,5	1,88	0,26	$1,8 \times 10^{-3}$	Boa
11	2,5 a 3,0	3,05	0,33	$4,3 \times 10^{-4}$	Boa
12	4,0 a 4,5	1,59	0,31	$9,0 \times 10^{-4}$	Boa
13	2,0 a 2,5	3,85	0,35	$2,1 \times 10^{-4}$	Boa
14	4,0 a 4,5	1,58	0,19	$2,0 \times 10^{-3}$	Boa
15	2,0 a 2,5	1,43	0,33	$2,0 \times 10^{-4}$	Boa
16	3,0 a 3,5	1,54	0,30	$2,8 \times 10^{-4}$	Boa

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

O resumo dos ensaios realizados de Vane Test está ilustrado na Tabela 11. Os dados foram extraídos por meio dos gráficos para cada Vane Test executado, pois esses geram um grande volume de dados, sendo mais didático a elaboração de tabela. Os valores indicados estão demonstrados de forma agrupada para cada Vane Test, variando em profundidade os valores obtidos para resistência não-drenada (S_u) indeformada e amolgada, além da sensibilidade (S). O valor médio para a sensibilidade (S) é de 3,94, considerado um valor mediano de acordo com a bibliografia.

Tabela 11 – Resumo dos resultados obtidos para Vane Test

Furo	km	Profundidade (m)	Su indeformado (kPa)	Su amolgado (kPa)	Sensibilidade (S)
VT-01	18+740	2,50	6,20	5,20	1,20
		3,50	24,90	3,80	6,60
		4,50	47,10	19,30	2,40
		5,50	39,60	16,20	2,40

Furo	km	Profundidade (m)	Su indeformado (kPa)	Su amolgado (kPa)	Sensibilidade (S)
VT-02	18+770	2,50	26,90	4,80	5,60
		3,50	30,10	5,10	5,90
		5,50	26,20	6,90	3,80
VT-03	18+900	3,50	17,90	3,60	5,00
		4,50	20,70	3,70	5,60
		5,50	26,70	9,60	2,80
VT-04	19+100	2,50	13,80	2,60	5,30
		4,50	38,40	12,60	3,00
VT-05	19+300	2,50	10,60	1,80	5,90
		4,50	55,50	23,30	2,40
VT-06	19+600	3,50	18,50	6,40	2,90
		4,50	21,20	9,00	2,40
VT-07	20+000	3,50	29,40	10,80	2,70
		5,50	57,00	16,00	3,60
VT-08	20+400	2,50	25,60	6,20	4,10
		4,50	70,30	17,30	4,10
VT-09	20+600	2,50	23,60	6,50	3,60
		4,50	40,50	9,80	4,10
VT-10	21+000	2,50	6,50	3,20	2,00
		4,50	34,50	6,30	5,50
		5,50	48,90	13,40	3,60
VT-11	21+400	2,50	17,40	3,50	5,00
		4,50	34,50	11,60	3,00
VT-12	21+800	2,50	13,60	2,70	5,00
		3,50	21,20	5,90	3,60
		4,50	23,50	8,10	2,90
VT-13	22+200	2,50	17,30	3,60	4,80
		3,50	34,30	6,50	5,30

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Os dados obtidos para os ensaios de CPTu e dissipação de poropressão estão resumidos na Tabela 12. Os de coeficientes de adensamento horizontal (c_h) foram obtidos pelas medidas de dissipação de poropressões (DPP). Os termos NA e PA, na coluna “estado”, significam, normalmente, adensado e pré-adensado, correlação feita do OCR da Tabela 9.

Tabela 12 – Resumo dos resultados obtidos para CPTu e DDP

Furo	km	Profundidade (m)	Estado	c_h (cm ² /s)	Observação
CPTu 01	18+740	2,3	PA	$9,4 \cdot 10^{-3}$	-
CPTu 02	18+770	2,01	PA	$3,9 \cdot 10^{-3}$	-
		4,11	PA	$2,8 \cdot 10^{-2}$	-

Furo	km	Profundidade (m)	Estado	C_h (cm ² /s)	Observação
CPTu 03	18+840	2,03	NA	$3,2 \cdot 10^{-3}$	-
		4	NA	$4,1 \cdot 10^{-3}$	-
		6,54	-	$1,8 \cdot 10^{-1}$	areia argilosa
CPTu 04	18+920	2,01	NA	$6,4 \cdot 10^{-3}$	-
		4,05	NA	$1,5 \cdot 10^{-3}$	-
		6,01	NA	$5,3 \cdot 10^{-3}$	-
CPTu 05	19+000	2,02	PA	$3,7 \cdot 10^{-2}$	-
		4,26	PA	$8,6 \cdot 10^{-2}$	-
CPTu 06	19+080	2,31	PA	$3,3 \cdot 10^{-2}$	-
		4,1	PA	$2,4 \cdot 10^{-1}$	-
CPTu 07	19+170	2,26	PA	$2,1 \cdot 10^{-1}$	-
CPTu 08	19+270	2,15	PA	$1,6 \cdot 10^{-1}$	-
		4,08	-	$1,9 \cdot 10^0$	areia argilosa
CPTu 9	19+360	2,16	PA	$3,9 \cdot 10^{-2}$	-
		4,31	-	$1,8 \cdot 10^{-1}$	areia argilosa
CPTu 10	19+440	2,05	PA	$8,3 \cdot 10^{-2}$	-
		4,1	-	$3,7 \cdot 10^{-1}$	areia argilosa
CPTu 11	19+560	2,11	PA	$4,8 \cdot 10^{-2}$	-
		4,07	-	$2,9 \cdot 10^{-1}$	areia argilosa
CPTu 12	19+760	2,2	PA	$7,9 \cdot 10^{-2}$	-
CPTu 13	19+960	2,02	PA	$1,3 \cdot 10^{-1}$	-
		4,27	-	$2,1 \cdot 10^0$	areia argilosa

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Analisando os dados da Tabela 12 é possível perceber uma predominância para o adensamento. Além disso, para os CPTu 8, 9, 10, 11, 12 e 13, tem a presença de areia argilosa, que por meio do SPT realizado nos mesmos furos, espessura de solo mole de 3,80, 4,00 e 5,00 m, respectivamente.

5. CONCLUSÃO

O objetivo do estudo foi a investigação geológico-geotécnica de solos moles para obras de infraestrutura ferroviária na região Nordeste do Brasil, no estado do Maranhão. A análise foi feita a partir de ensaios de campo e de laboratório.

É possível afirmar que a execução do plano de investigação geológico-geotécnica para projetos básicos e executivos são norteadores das premissas utilizadas na elaboração de projetos, visto que apresentam as condições físicas da região e locais que precisam de maior atenção ao longo da elaboração dos projetos.

Por meio da classificação em grupos para os materiais das camadas de subleito foi possível verificar a predominância das areias silto-argilosas, que apresentam constância em todo o trecho analisado. Nas regiões mapeadas como áreas de empréstimo e cortes para compensação lateral, essa caracterização se repete, podendo concluir que essa tipologia de material contribuiu para o atingimento de bons índices para CBR nas camadas de subleito e camadas de terraplanagem.

Na análise elaborada para os cortes de empréstimos laterais, o subleito da plataforma e regiões de empréstimos de materiais, foi possível concluir que as amostras ensaiadas e mapeadas ao longo do plano de investigação geológico-geotécnica apresentam índices que permitem ser empregados no projeto executivo. Para os poucos furos que apresentaram valores inferiores aos preconizados pelas normas utilizadas, recomenda-se o seu descarte. Caso sejam utilizados na ausência de outras regiões disponíveis para empréstimo de material, recomenda-se que sejam ensaiados com materiais que complemente os valores que não foram satisfatórios.

Através dos dados obtidos pelas sondagens a percussão (SPT), a presença de solos moles, sendo argila muito mole. Além disso, pelas sondagens especiais foi possível avaliar o comportamento destes tipos de solos e determinar parâmetros para projeto.

Sendo assim, entende-se que o presente estudo cumpriu os objetivos delineados para o desenvolvimento do trabalho. Desta forma, para novas análises dos dados da região, recomenda-se a revisão do plano de investigação geológico-geotécnica para adequação conforme necessidade, já que as características tendem a se manter, mas pontos diferentes dos levantados podem apresentar características locais que neste estudo de caso não foram apresentados.

Ademais, como o objetivo do presente trabalho não foi analisar e projetar soluções para a tratativas de solos moles encontrados, recomenda-se que os estudos

futuros ou continuação do presente trabalho faça essa análise, pois os ensaios manuais e especiais apresentados ao longo desse trabalho, contribuíram unicamente identificação e caracterização dos materiais. No referencial teórico são apresentados métodos para tratamento de solos moles que são utilizados como base teórica a ser aplicada em locais que exijam essa sinergia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, Nelson Santos de Oliveira. **Estudo do comportamento de aterros reforçados sobre solos moles com utilização de drenos verticais pré-fabricados**. 2014. Dissertação (Mestre em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Vane Shear Strength Testing of Soils. *ASTM – SPT 1014*. West Conshohocken, PA, USA. 1988.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Practice for Thin-Walled Tube Sampling of Soils for Geotechnical Purposes. *ASTM – D1587-08*. West Conshohocken, PA, USA. 2008.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. *ASTM – D3282-73*. West Conshohocken, PA, USA. 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Test Method for Deep, Quasi-Static, Cone and Friction-Cone Penetration Tests of Soil*. *ASTM – D3441*. West Conshohocken, PA, USA. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 10905: Solo – Ensaio de palheta in situ - Método de ensaio*. Rio de Janeiro: ABNT, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7181: Solo - Análise granulométrica*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7182: Solo - Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6484: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio*. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6457: Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9603: Sondagem a trado – Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas*. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7185*: Determinação da massa específica aparente, “in Situ”, com emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9820*: Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa capacidade em furos de sondagem. Rio de Janeiro: ABNT, 1977.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9895*: Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7590*: Trilho Vignole - Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ALMEIDA, Márcio de Souza S; MARQUES, Maria Esther. Métodos construtivos de aterros sobre solos moles. *In*: ALMEIDA, Márcio de Souza S.; MARQUES, Maria Esther. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. São Paulo: Oficina de textos, 2014. p. 31 – 46.

ALMEIDA, Márcio de Souza S; MARQUES, Maria Esther. Investigações geotécnicas. *In*: ALMEIDA, Márcio de Souza S.; MARQUES, Maria Esther. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. São Paulo: Oficina de textos, 2014. p. 49 – 78.

DAS, Braja M. Comportamento de alguns solos típicos. *In*: DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2019. p. 36 – 60.

DAS, Braja M. Resistência ao cisalhamento do solo. *In*: DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2019. p. 312 – 313.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES: *ISF-207*. Estudos geotécnicos. Brasília: DNIT, 2015.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. *DNER PRO 381*: Projeto de aterros sob solos moles para obras viárias. Rio de Janeiro: DNER, 1998.

FERNANDES, Manuel de Matos. Estado de tensão nos maciços terrosos. *In*: FERNANDES, Manuel de Matos. **Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais**. São Paulo: Oficina dos textos, 2016. p. 121 – 156.

FERNANDES, Manuel de Matos. Resistência ao cisalhamento e relações tensões – deformações em argilas. *In*: FERNANDES, Manuel de Matos. **Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais**. São Paulo: Oficina dos textos, 2016. p. 359 – 421.

GERSCOVICH, D.M.S. **Recalques em solos argilosos**. 2011. 177 f. Notas de aula.

GIACHETI, Heraldo Luiz. CPT e CPTu. *In*: GIACHETI, Heraldo Luiz; CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; TSUHA, Cristina de H.C. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013. p. 39 – 54.

GURGEL, Jonh. **Origem e formação dos solos**. 2013. 52 f. Notas de aula.

MACHADO, Layza Verbena de Souza Santos. **Avaliação do deslocamento vertical de aterro sobre solo mole executado no projeto de duplicação da BR-101/PE**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2012.

MARANGON, Marcio. **Resistência ao cisalhamento dos solos**. 2018. 40 f. Notas de aula.

MARANGON, Marcio. **Origem e natureza dos solos. Compressibilidade e adensamento dos solos**. 2018. 30 f. Notas de aula.

MARANGON, Marcio. **Elementos sobre o solos**. 2009. 9 f. Notas de aula.

MEDINA, J. (1988). **Fundamentos de Mecânica dos Pavimentos**. Tese para concurso de professor titular, Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

MUNIZ DA SILVA, Luiz Francisco. **Fundamentos Teórico-experimentais da Mecânica dos Pavimentos Ferroviários e Esboço de um Sistema de Gerência Aplicado à Manutenção da Via Permanente**. 2002. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

NABAIS, Rui José da Silva. Estudos básicos e infraestrutura. *In*: NABAIS, Rui José da Silva. **Manual básico de engenharia ferroviária**. São Paulo: Oficina de textos, 2014. p. 79 – 132.

NOGUEIRA, Estela Grassi. **Estudos de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no trecho sul do rodanel - SP**. 2010. Dissertação (Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

ORTIGÃO, J.A.R. Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos. *In*: ORTIGÃO, J.A.R. **Introdução à engenharia de solos**. Rio de Janeiro: Terratek, 2007. p. 11 – 31.

PINTO, Carlos de Sousa. Origem e natureza dos solos. *In*: PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. p. 13 – 27.

PINTO, Carlos de Sousa. O estado do solo. *In*: PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. p. 35 – 51.

PINTO, Carlos de Sousa. Comportamento de alguns solos típicos. *In*: PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. p. 343 – 363.

RIBEIRO, Fernando Sgavioli. **Proposta de metodologia para estudos geotécnicos em projetos de pavimentos ferroviários**. 2012. Dissertação (Mestrado Profissional

em Engenharia Geotécnica) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2012.

RODRIGUES, Hélio Suêvo. Conceitos básicos. *In*: NABAIS, Rui José da Silva. **Manual básico de engenharia ferroviária**. São Paulo: Oficina de textos, 2014. p. 19 – 42.

RODRIGUES, Hélio Suêv. Projeto de superestrutura da via permanente. *In*: NABAIS, Rui José da Silva. **Manual básico de engenharia ferroviária**. São Paulo: Oficina de textos, 2014. p. 177 – 233.

SCHNAID, Fernando. (SPT) Standard Penetration Test. *In*: SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. p. 23 – 61.

SCHNAID, Fernando. Ensaio de paleta. *In*: SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. p. 117 – 133.

SILVA, Romulo Ferreira da. **Análise de tensões e deformações em pavimentos ferroviários**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2016.

SILVA FILHO, José Carlos. **Análise numérica do comportamento mecânico com diferentes tipos de veículos de via em um pavimento ferroviário utilizando programa computacional de simulação de tensão deformação**. 2013. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro preto, 2013.

SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL – CPRM. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br/publique/Geologia/Geologia-Basica/Carta-Geologica-do-Brasil-ao-Milionesimo-298.html>>. Acesso em: 04 agosto. 2021.

SSBI. Disponível em: < <http://softsoilgroup.com.br/conheca-os-solos-organicos-e-turfas/>>. Acesso em: 10 abril. 2021.

SPADA, Jorge Luís Goudene. **Uma abordagem de mecânica dos pavimentos aplicada ao entendimento do mecanismo de comportamento tensão-deformação da via férrea**. 2003. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.