

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de Engenharia
Curso de Especialização: Produção e Gestão do Ambiente Construído

Fabiana Cristina de Assis e Santos Bandeira

**ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA E EXECUÇÃO DE ATERROS SOBRE
SOLOS MOLES: Estudo de caso**

Belo Horizonte,
2019

Fabiana Cristina de Assis e Santos Bandeira

ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA E EXECUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.

Estudo de caso

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Especialização: Produção e Gestão do Ambiente Construído do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção, da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial para obtenção do título de Especialista.

Orientador: Adriano de Paula e Silva

Belo Horizonte,
2019

B214e

Bandeira, Fabiana Cristina de Assis e Santos.

Estudo da viabilidade técnica e execução de aterros sobre solos moles
[recurso eletrônico] : estudo de caso / Fabiana Cristina de Assis e Santos
Bandeira. – 2019.

1 recurso online (83 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Adriano de Paula e Silva

“Monografia apresentada ao Curso de Especialização em Produção e
Gestão do Ambiente Construído da Escola de Engenharia da
Universidade Federal de Minas Gerais”

Bibliografia: f. 82-83.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Construção civil. 2. Aterros. 3. Estudos de viabilidade. 4. Solos -
Estudo. I. Silva, Adriano de Paula e. II. Universidade Federal de Minas
Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 69



ATA DE DEFESA DE MONOGRAFIA

ALUNO: FABIANA CRISTINA DE ASSIS E SANTOS BANDEIRA

MATRÍCULA: 2017666895

RESULTADO

Aos 14 dias do mês de agosto de 2019 realizou-se a defesa da MONOGRAFIA de autoria do aluno acima mencionado sob o título:

"ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA E EXECUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES – ESTUDO DE CASO"

Após análise, concluiu-se pela alternativa assinalada abaixo:

APROVADO

APROVADO COM CORREÇÕES

REPROVADO

NOTA: 92

CONCEITO: A

BANCA EXAMINADORA:

Nome

Assinatura

Prof. Dr. Adriano de Paula e Silva

Adriano Paula e Silva

Nome

Assinatura

Prof. Dr. Cristiane Machado Parisi Jonov

Cristiane Machado Parisi Jonov

O candidato faz jus ao grau de "ESPECIALISTA NA ÁREA DE "SUSTENTABILIDADE E GESTÃO DO AMBIENTE CONSTRUÍDO"

Belo Horizonte, 14 de agosto de 2019

Antonio Neves de Carvalho Júnior

Coordenador do Curso
 Prof. Antonio Neves
 de Carvalho Júnior
 Coordenador do Curso

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a meu esposo Hilton que sempre me apoiou e incentivou, a meus filhos João Arthur e Emanuelle que entenderam minha ausência e tornaram minha jornada mais leve e divertida, aos meus pais Welington e Maria Helena que são meus maiores exemplos de luta e superação e a Deus por nunca me abandonar, ser meu protetor e guiar-me por caminhos que eu jamais imaginei!

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Fábio Caldeira pela prontidão e presteza durante a coleta de dados e informações para este estudo, a Guilherme Chaefer que proporcionou a oportunidade deste trabalho, a Vitor Nocchi por compartilhar todos os seus conhecimentos e aprendizagens no tema, aos meus colegas de trabalho Luan Rodrigues, Lucas Faria, Ely Afonso e Elenice Ramos por todo incentivo e apoio, ao meu querido professor Adriano por ter aceito o desafio de me orientar e auxiliar em todas as etapas deste estudo e as minhas amigas Ana Cláudia, Jéssica e Paola que se colocaram à disposição para dividir comigo as alegrias, conquistas e angústias durante esta caminhada acadêmica.

“Que todos os nossos esforços estejam sempre focados no desafio à impossibilidade. Todas as grandes conquistas humanas vieram daquilo que parecia impossível.”

(Charles Chaplin)

RESUMO

No Brasil há uma presença significativa de solos moles em toda sua extensão territorial, com maior intensidade em regiões litorâneas. Os solos moles são compostos basicamente por sedimentos argilosos ou areias argilosas fofas, com características desfavoráveis como alta compressibilidade e baixa resistência ao cisalhamento. Os aterros construídos sobre estes solos necessitam mais atenção para as questões de estabilidade, é necessário que estas características sejam compreendidas a fim de identificar alternativas construtivas que reduzam possíveis impactos em virtude da presença de solos com estes aspectos. Este estudo visou identificar a melhor alternativa para execução de três galpões de armazenamento e distribuição, em um terreno incorporado de forma parcial em uma área com características predominantes de solo mole na cidade de Contagem, MG.

Palavras-chave: Aterro sobre solos moles. Aterro de sobrecarga. Estudo dos solos. Execução e viabilidade técnica de aterros.

ABSTRACT

In Brazil there is a significant presence of soft soils in all its territorial extension, with greater intensity in the coastal coasts. The soft soils are basically composed of clayey sediments or clayey loamy sand, with unfavorable characteristics such as high compressibility and low shear strength. Landfills built on these soils need more attention to stability issues, it is necessary that these characteristics be understood in order to identify constructive alternatives that reduce possible impacts due to the presence of soils with these aspects. This study aimed to identify the best alternative for the execution of three storage and distribution sheds in a partly incorporated land in an area with predominant soft soil characteristics in the city of Contagem, MG.

Keywords: Landfill on soft soils. Landfill of overload. Soil study. Execution and technical feasibility of landfills.

LISTA DE FIGURAS

Figura 01- Curva de distribuição granulométrica do solo	23
Figura 02- Gráfico de plasticidade do solo.....	25
Figura 03- Gráfico dos limites de consistência do solo.....	26
Figura 04- Abertura do sulco antes e depois do ensaio de LL.....	29
Figura 05- Curva de determinação do valor de LL.....	30
Figura 06- Ensaio de Limite de Plasticidade.....	31
Figura 07- Limite de contração.....	32
Figura 08- Escoamento laminar.....	34
Figura 09- Escoamento laminar x Escoamento turbulento.....	34
Figura 10- Intervalo de variação do coeficiente de permeabilidade.....	35
Figura 11- Equipamentos utilizados no ensaio SPT.....	38
Figura 12- Piezocone, equipamento utilizado no ensaio CPTU.....	39
Figura 13- Exemplo de resultado estatigráfico de ensaio CPTU.....	40
Figura 14- Significado de p e u no processo de adensamento.....	42
Figura 15- Aparelho oedométrico.....	43
Figura 16- Gráfico de recalques x tempo.....	44
Figura 17- Análise de estabilidade empregando superfícies circulares e poligonais.....	47
Figura 18- Métodos construtivos de aterros.....	49
Figura 19- Comparação entre custos das alternativas de solução para aterros.....	50
Figura 20- Aterro estruturado.....	51
Figura 21- Aterro de sobrecarga temporária.....	52
Figura 22- Implantação dos galpões.....	53
Figura 23- Locação das sondagens com a indicação das seções analisadas.....	55
Figura 24- Localização dos taludes estudados neste relatório.....	56
Figura 25- Planta de Iso recalques.....	61
Figura 26- Subdivisão das áreas do aterro.....	62
Figura 27- Planta de instrumentação.....	65

LISTA DE IMAGENS

Imagem 01- Aparelho de Casagrande.....	28
Imagem 2 – Visualização do perfil do terreno.....	57
Imagem 3 – Visualização do perfil do terreno.....	57
Imagem 4 – Visualização do perfil do terreno.....	58
Imagem 5 – Preparação do terreno para início do aterro de pré-carregamento.....	70
Imagem 6 – Execução do aterro de pré-carregamento	70
Imagem 7 – Execução do aterro envelopado – áreas 3a e 4.....	71
Imagem 8 – Finalização do aterro de pré-carregamento área 3a e área 4.....	71
Imagem 9 – Finalização do aterro de pré-carregamento subdivisão das áreas.....	72
Imagem 10 – Início da remoção do aterro de pré-carregamento	72
Imagem 11 – Afloramento de lençol freático na região 3b.....	73
Imagem 12 – Projeto para drenagem das áreas 3b e 3c.....	74
Imagem 13 – Execução de drenos espinha de peixe e colchão de areia	75
Imagem 14 – Execução de drenos espinha de peixe e colchão de areia	76
Imagem 15 – Início do aterro de pré-carregamento da área 3b.....	76
Imagem 16 – Aterro de pré-carregamento da área 3c.....	77
Imagem 17 – Finalização do aterro de pré-carregamento da área 3c.....	77
Imagem 18 – Conclusão do aterro de pré-carregamento das áreas 3b e 3c.....	78
Imagem 19 – Corte do aterro de pré-carregamento das áreas 3b e 3c.....	78
Imagem 20 – Corte do aterro de pré-carregamento das áreas 3b e 3c.....	79
Imagem 21 – Área não drenada.....	79
Imagem 22 – Águlhamento com rachão.....	80
Imagem 23 – Águlhamento com rachão.....	81
Imagem 24 – Finalização do aterro de pré-carregamento das áreas	82

LISTA DE QUADROS

Quadro 01- Resumo da classificação geral do solo SUCS	19
Quadro 02- Classificação geral do solo Sistema H.R.B.	20

LISTA DE TABELAS

Tabela 01- Classificação de peneiras para ensaio granulométrico.....	22
Tabela 02- Classificação quanto a plasticidade.....	27
Tabela 03- Valor de IC.....	31
Tabela 04- Classificação dos solos no ensaio SPT.....	38
Tabela 05- Fatores de Segurança (FS) mínimos.....	48
Tabela 06- Recalque máximo estimado por ensaio CPTU.....	59
Tabela 07- Recalques máximos estimados através de ensaio DMT.....	59
Tabela 08- Quantitativos da instrumentação.....	64
Tabela 09- Dados das leituras dos INA's.....	66
Tabela 10- Dados das leituras das placas de recalque.....	67
Tabela 11- Dados dos recalques previstos x real acumulado.....	68

Sumário

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	OBJETIVOS DA PESQUISA	15
1.1.1	OBJETIVO GERAL.....	15
1.1.2	OBJETIVO ESPECÍFICO	15
1.2	LIMITAÇÕES DO ESTUDO.....	15
1.3	ESTRUTURA DO ESTUDO	16
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1	CLASSIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	16
2.1.1	SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS (SUCS).....	17
2.1.2	CLASSIFICAÇÃO DO HIGHWAY RESEARCH BOARD (H.R.B.)	18
2.2	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	20
2.2.1	ENSAIOS DE GRANULOMETRIA	20
2.2.1.1	ENSAIOS DE PENEIRAMENTO	20
2.2.1.2	ENSAIOS DE SEDIMENTAÇÃO.....	22
2.2.1.3	ENSAIOS CONJUNTOS DE PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO	23
2.2.2	CONSISTÊNCIA DOS SOLOS	23
2.2.2.1	PLASTICIDADE DOS SOLOS.....	23
2.2.2.2	LIMITE DE CONSISTÊNCIA DOS SOLOS	24
2.2.2.3	ENSAIO DE CASAGRANDE	26
2.2.2.4	ENSAIO DE PLASTICIDADE.....	29
2.2.2.5	ÍNDICE DE CONSISTÊNCIA (IC).....	30
2.2.2.6	LIMITE DE CONTRAÇÃO	31
2.3	PERMEABILIDADE DOS SOLOS	31
2.3.1	COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE	32
2.4	INVESTIGAÇÃO DO PERFIL DO SOLO.....	34
2.4.1	ENSAIOS DE CAMPO	35
2.4.1.1	ENSAIO DE SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)	36
2.4.1.2	ENSAIO DE PIEZOCONE PENETRATION TEST (CPTU)	38
2.4.1.3	ENSAIO DILATOMÉTRICO DE MARCHETRI (DMT).....	39
2.5	INVESTIGAÇÃO PARA CARACTERIZAÇÃO DO ATERRO	39
2.5.1	COMPRESSIBILIDADE	40
2.5.1.1	ENSAIO DE ADENSAMENTO.....	41
2.5.2	ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES.....	42
2.5.2.1	RECALQUES IMEDIATOS OU INICIAIS.....	43
2.5.2.2	RECALQUES PRIMÁRIOS	44
2.5.2.3	RECALQUES SECUNDÁRIOS.....	44

2.5.3	ANÁLISE DE ESTABILIDADE	45
2.6	TÉCNICAS CONSTRUTIVAS PARA ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.....	47
2.6.1	ATERRO ESTRUTURADO OU ESTAQUEADO	49
2.6.2	SUBSTITUIÇÃO DO SOLO MOLE	50
2.6.3	ATERRO DE PRÉ-CARREGAMENTO OU SOBRECARGA TEMPORÁRIA.....	51
3	ESTUDO DE CASO.....	52
3.1	CARACTERÍSTICAS DO EMPREENDIMENTO	52
3.2	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO TERRENO NATURAL.....	53
3.3	ANÁLISES DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS IN SITU	55
3.4	ANÁLISES DOS RECALQUES	57
3.5	ESCOLHA DO MÉTODO PARA O ATERRO.....	59
3.6	INSTRUMENTAÇÃO	63
3.6.1	INDICADORES DE NÍVEL D'ÁGUA (INA'S).....	64
3.6.2	ALVOS TOPOGRÁFICOS (AT)	65
3.6.3	PLACAS DE RECALQUE (PR)	66
3.6.4	INCLINÔMETROS (INC).....	67
3.7	EXECUÇÃO DO ATERRO DE PRÉ-CARREGAMENTO.....	68
4	CONCLUSÃO.....	82
5	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	83

1 INTRODUÇÃO

O estudo dos solos para caracterização do terreno é primordial para execução de projetos na engenharia. No Brasil, devido ao seu extenso território, existe uma complexidade de solos que variam de lugar para lugar proporcionando grandes desafios para a identificação do seu comportamento em geral.

Com o aumento demográfico, é necessário criar alternativas para construções em áreas de solo mole, com baixo custo, prazo e sem gerar grandes impactos ambientais.

Os depósitos de solo mole têm se tornado comum em todo o mundo por estar presente em regiões litorâneas e pantaneiras. Estes solos, segundo Knappett e Craig (2018) caracterizam-se por sua baixa resistência a compressão, instabilidade e grande tendência a ruptura.

Caputo (1988) afirma que um dos grandes problemas de construções realizadas em solo mole são os recalques por adensamento devido a alta compressibilidade e ocorrência de rupturas relativas à baixa resistência.

Este estudo visou apresentar uma revisão bibliográfica dos métodos para caracterização dos solos e técnicas para construção sobre solo mole. Apresentou também, através de um estudo de caso, as alternativas e dificuldades na execução de empreendimentos localizados em área de depósito de solo mole.

Visando a discrição e confiabilidade deste estudo, as empresas citadas terão nomes fictícios, preservando assim a imagem das mesmas junto ao mercado da construção civil.

Devido à crescente demanda do mercado no ramo logístico, e a necessidade de localizações mais estratégicas, visando o sucesso de seus empreendimentos industriais e comerciais, uma empresa no ramo de locações de galpões, citada neste estudo como “Alfa”, iniciou um estudo da viabilidade de implantação do seu empreendimento em um terreno com características predominantemente de solo mole na cidade de Contagem, Minas Gerais, Brasil.

A fim de entender melhor as características do terreno e determinar a melhor alternativa construtiva, contratou-se uma empresa especializada em análises de

solos, a qual será tratada como “*Beta*”, com o objetivo de realizar os estudos preliminares e determinar soluções geotécnicas com a melhor alternativa para execução do projeto, minimizando a possibilidade de possíveis impactos ambientais e diminuindo a necessidade de manutenções corretivas.

Nos próximos capítulos será discutido detalhadamente o procedimento para caracterização do solo, alternativas para execução do empreendimento e resultados obtidos através do método escolhido.

1.1 Objetivos da pesquisa

1.1.1 Objetivo geral

Apresentar alternativas para execução de empreendimentos em área de depósito de solo mole, identificando a importância da caracterização do solo para escolha do método construtivo.

1.1.2 Objetivo específico

Apresentar solução para construção de galpões industriais em um terreno localizado em área de solo mole na cidade de Contagem, Minas Gerais.

1.2 Limitações do Estudo

Trataremos das alternativas propostas, identificando as características do solo, características do empreendimento, impactos, pré-dimensionamentos, riscos, conclusão e justificativa do método escolhido.

Este estudo se limitará a execução do empreendimento na fase de terraplenagem, sem estender as fases de fundação, estrutura e acabamentos.

1.3 Estrutura do estudo

Inicialmente será apresentada a revisão bibliográfica para melhor entendimento de como devem ser os procedimentos para identificar o tipo de solo, os tipos de ensaios exigidos pela ABNT para execução de serviços técnicos em áreas de depósito de solo mole, tipos e técnicas para construção de aterros sobre solo mole.

Será apresentado o estudo de caso explorando as análises dos ensaios realizados, discussões sobre a metodologia executiva do aterro, dificuldades e escolha dos métodos para execução.

2 Revisão bibliográfica

2.1 Classificação e caracterização geotécnica

Geologicamente, define-se solo como o material resultante da decomposição das rochas pela ação de agentes de intemperismo (DNIT, 2006).

Segundo Caputo (1988), por desintegração mecânica, através de agentes como água, temperatura, vegetação e vento, formam-se os pedregulhos e areias (solos de partículas grossas), e somente em condições especiais, as argilas (partículas finas). Por decomposição química entende-se o processo em que há modificação química ou mineralógica das rochas de origem.

Considera-se solo a reunião de partículas minerais com tamanhos variados, composição química e orgânica com diferentes proporções que formam a camada superficial da crosta terrestre.

Os sistemas mais utilizados para a classificação do solo são: o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), idealizado pelo professor Arthur Casagrande e a Classificação do Highway Research Board (H.R.B.) proveniente da classificação do Public Roads Administration, normatizado pela AASHTO M145 em 1973.

2.1.1 Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS)

No SUCS, os solos são classificados em três grupos:

- Solos grossos – aqueles cujo diâmetro da maioria absoluta dos grãos é maior que 0,074mm. Encontra-se neste grupo os pedregulhos ou solos pedregulhosos e areias ou solos arenosos.
- Solos finos – aqueles cujo diâmetro da maioria absoluta dos grãos é menor que 0,074mm. Encontra-se neste grupo solos siltosos ou argilosos com alta e baixa compressibilidade
- Turfas – solos altamente orgânicos, geralmente fibrilares e extremamente compressíveis.

Através desta classificação foi elaborada uma simbologia para identificação dos tipos de solo, onde:

G: pedregulho;

S: areia;

M: silte;

C: argila;

O: solo orgânico;

W: bem graduado;

P: mal graduado;

H: alta compressibilidade;

L: baixa compressibilidade;

Pt: turfas.

Resumidamente observa-se no quadro abaixo a classificação da composição dos solos segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos.

SOLOS DE GRADUAÇÃO GROSSA: mais de 50% retido na peneira nº 200	Pedregulhos: 50% ou mais da fração graúda retida na peneira nº 4	Pedregulho sem finos	GW	Pedregulhos bem graduados ou misturas de areia de ped.com pouco ou nenhum fino.
			GP	Pedregulhos mau graduados ou misturas de areia e ped.com pouco ou nenhum fino.
		Pedregulho com finos	GM	Pedregulhos siltosos ou misturas de ped.areia e silte.
			GC	Pedregulhos argilosos, ou mistura de ped.areia e argila.
	Areias: 50% ou mais da fração graúda passando na peneira nº 4	Areias sem finos	SW	Areias bem graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
			SP	Areias mau graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
		Areias com finos	SM	Areias siltosas - Misturas de areia e silte.
			SC	Areias argilosas - Misturas de areia e argila.
SOLOS DE GRADUAÇÃO FINA: 50% ou mais passando pela peneira nº 200 <small>Fonte: DNIT (2006)</small>	SILTES e ARGILAS com LL ≤ 50	ML	Siltos inorgânicos - Areias muito finas - Areias finas siltosas e argilosas.	
		CL	Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade - Argilas pedregulhosas, arenosas e siltosas.	
		OL	Siltos orgânicos - Argilas siltosas orgânicas de baixa plasticidade.	
	SILTES e ARGILAS com LL > 50	MH	Siltos - Areias finas ou siltos micáceos - Siltos elásticos.	
		CH	Argilas inorgânicas de alta plasticidade.	
		OH	Argilas orgânicas de alta e média plasticidade.	
	Solos Altamente Orgânicos		PT	Turfas e outros solos altamente orgânicos.

Quadro 1. Resumo da classificação geral do solo SUCS. Fonte: DNIT (2006)

2.1.2 Classificação do Highway Research Board (H.R.B.)

O sistema H.R.B. é bastante utilizado em pavimentação, nele é considerado a granulometria, o limite de liquidez, o índice de liquidez e o índice de grupo. Neste sistema de classificação, os solos são classificados em grupos e subgrupos dependendo da sua granulometria e plasticidade.

No quadro 2 é mostrado o quadro de classificação dos solos, determina-se o grupo do solo por processo de eliminação da esquerda para direita no quadro. O primeiro grupo a partir da esquerda com o qual os valores do solo coincidir, será a classificação correta, DNIT (2006).

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira Nº 200							MATERIAIS SILTO - ARGILOSOS			
	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 A - 7 - 5 A - 7 - 6
CLASSIFICAÇÃO EM GRUPOS	A - 1 - A	A - 1 - B		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				
Granulometria - % passando na peneira											
Nº 10	50 máx.										
Nº 40	30 máx.	30 máx.	51 min.								
Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características da fração passando na peneira Nº 40:											
Limite de Liquidez				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de Plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.*
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia		Pedregulho ou areias siltosos ou argilosos				Solos siltosos		Solos argilosos		
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

* O IP do grupo A - 7 - 5 é igual ou menor do que o LL menos 30.

Quadro 2. Classificação geral do solo Sistema H.R.B. Fonte: DNIT (2006)

Características dos solos listados nos grupos segundo o sistema H.R.B:

- Grupo A1, A2 e A3 – Solos granulares (% passante #200 < 35%)
- Grupo A4, A5, A6 e A7 – Solos finos (% passante #200 > 35%)
- Grupo A8 – Solos altamente orgânicos

A determinação do tipo de solo é importante para entender o seu comportamento e definir para qual fim será destinado. Essa classificação deve ser feita através de ensaios para determinar o tamanho do grão e a plasticidade. A determinação do tamanho do grão é conhecida como granulometria, ou análise granulométrica, já a plasticidade é a capacidade dos solos em condições úmidas, de serem moldados de forma que não volte ao seu estado inicial, sem se romper ou desmanchar. As propriedades de distribuição granulométrica e a plasticidade podem ser determinadas tanto por ensaios padronizados de laboratório quanto por procedimentos visuais e manuais simples, afirma Knappett e Craig (2018).

2.2 Ensaios de laboratório

2.2.1 Ensaios de granulometria

O objetivo da análise granulométrica é a avaliação da distribuição dos grãos existentes numa amostra de solo.

Para o reconhecimento do solo, é fundamental que se saiba a composição granulométrica do mesmo, por isso estes ensaios devem ser priorizados em relação aos outros ensaios de caracterização.

Segundo Das (2007), análise granulométrica é a determinação da faixa de tamanho das partículas presentes em um solo, expressa como uma porcentagem do peso total seco.

A determinação granulométrica dos solos através de ensaios padronizados pode ser feita através de peneiramento, sedimentação ou análise conjunta do ensaio de peneiramento e sedimentação. Estes ensaios são normatizados pela ABNT NBR 7181/84.

2.2.1.1 Ensaios de Peneiramento

No método de peneiramento, passa-se o solo por um conjunto padrão de peneiras sucessivas, com diferentes aberturas na malha para separar os diferentes

tamanhos de grãos, este ensaio permite a classificação das partículas de tamanho maior que 0,075mm. A NBR NM ISO 3310-2:2010, trata do método de peneiramento para análise granulométrica dos solos, requisitos técnicos e verificação para peneiras de ensaio.

Na tabela 1 é descrito o número e tamanho da abertura das peneiras.

Peneira	Abertura
#	mm
4	4,75
8	2,36
16	1,18
30	0,6
50	0,30
100	0,15
200	0,075
Prato	-

Tabela 1. Classificação de peneiras para ensaio granulométrico. **Fonte:** NBR NM ISSO 3310-2 (2019)

Os solos são classificados pela ABNT através da NBR 6502/95 de acordo com sua granulometria:

- Bloco de rocha: fração de solo com diâmetro $> 1000\text{mm}$;
- Matacão: fração de solo com $200 < d \leq 1000\text{mm}$;
- Seixo: fração de solo com $60 < d \leq 200\text{mm}$;
- Pedregulho: fração de solo com $2 < d \leq 60$;

- Areia Grossa: fração de solo com grãos de características $0,6 < d \leq 2\text{mm}$;
- Areia Média: fração de solo com grãos de características $0,2 < d \leq 0,6\text{mm}$;
- Areia Fina: fração de solo com grãos de características $0,06 < d \leq 0,2\text{mm}$;
- Silte: fração de solo com grãos de características $0,2 < d \leq 0,05\text{mm}$;
- Argila: fração de solo com grãos de características $d \leq 0,002\text{mm}$;
- argila coloidal: fração com tamanhos de grãos abaixo de $0,001 \text{ mm}$.

Abaixo temos o gráfico 1 onde observa-se a curva de distribuição granulométrica do solo.

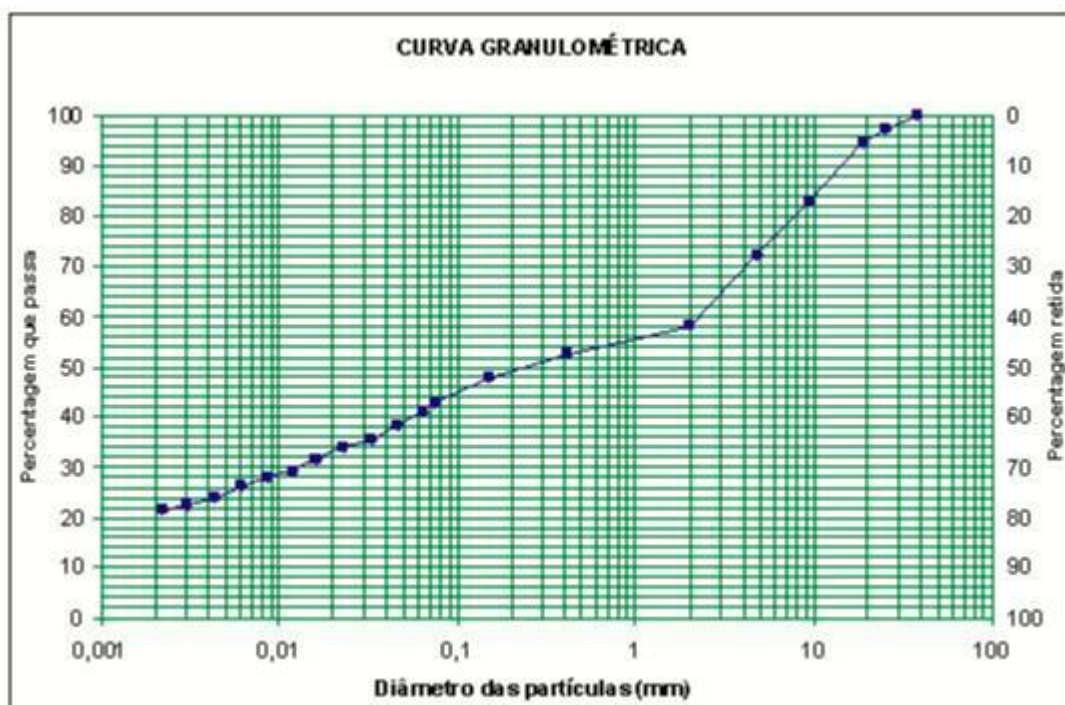


Figura 1. Curva de distribuição granulométrica do solo **Fonte:** PINTO (2006)

2.2.1.2 Ensaios de Sedimentação

Em relação ao método de sedimentação, a Wikipédia (2019) afirma que este ensaio é baseado na lei de Stokes, que relaciona o tamanho da partícula com a

velocidade com que ela sedimenta em um meio líquido. Dessa forma, quanto maior a partícula, mais rapidamente ela irá se depositar no fundo da proveta de ensaio. Este ensaio é utilizado para definir a granulometria do solo que é composto por grandes quantidades de materiais finos, as argilas por exemplo, cujo tamanho seja menor que 0,075mm e maior que 0,0002, afirma Knappett e Craig (2018).

Basicamente é possível calcular o tempo (t) que partículas de um determinado tamanho (D) se depositam em uma profundidade especificada abaixo da superfície.

2.2.1.3 Ensaio conjunto de peneiramento e Sedimentação

Ao relacionarmos estes dois ensaios, peneiramento e sedimentação, tem-se maior eficácia na classificação granulométrica dos diferentes tipos de solo.

2.2.2 Consistência dos solos

2.2.2.1 Plasticidade dos solos

Plasticidade é normalmente definida como uma propriedade dos solos, que consiste na maior ou menor capacidade de serem eles moldados, sob certas condições de umidade, sem variação de volume, afirma Caputo (1988). Essa propriedade é muito importante nos solos finos.

Segundo Knappett e Craig (2018), a plasticidade se deve a presença de um conteúdo significativo de partículas de minerais de argila ou de material orgânico no solo. Observa-se na figura 2 os índices de plasticidade do solo.

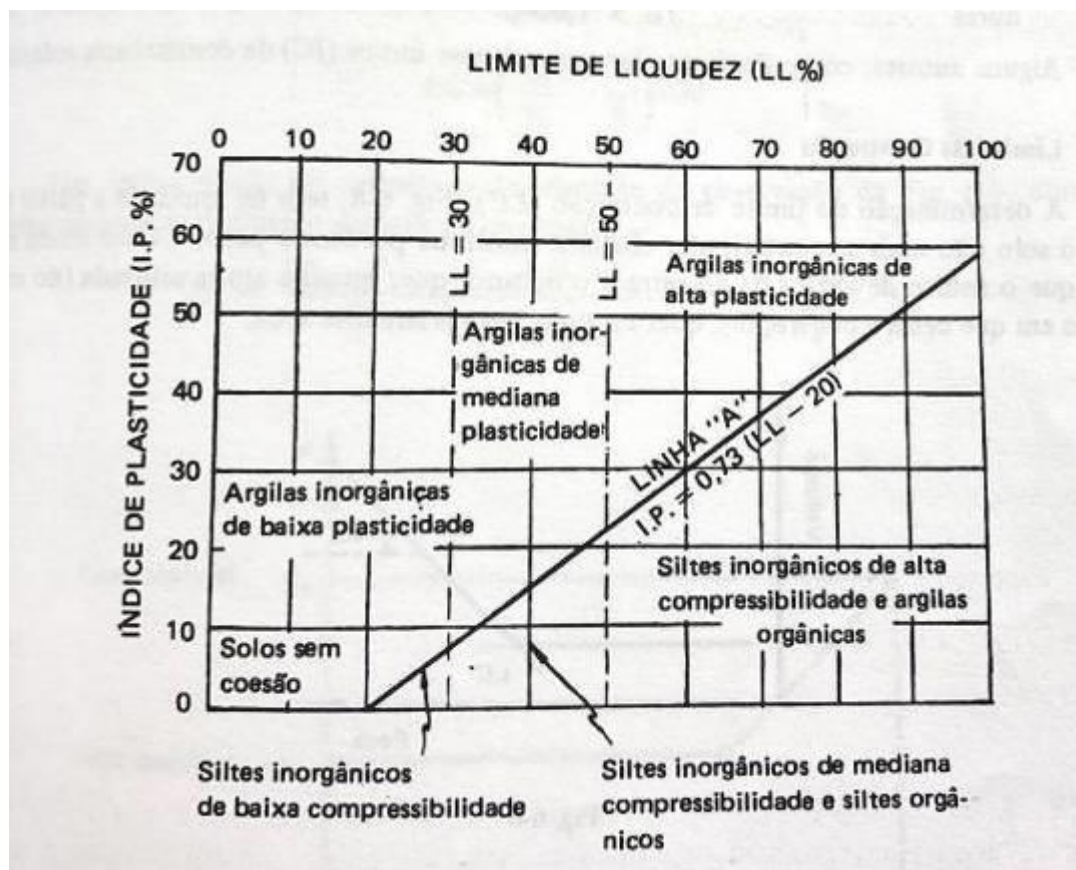


Figura 2. Gráfico de plasticidade do solo Fonte: Caputo (1988)

2.2.2.2 Limite de consistência dos solos

Segundo Wikipédia (2019), ao limite de consistência do solo dá-se o nome de limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP), ambos criados pelo cientista Albert Atterberg. O limite de liquidez (LL) é o teor em água acima do qual o solo adquire o comportamento de um líquido. A passagem do estado sólido para o estado líquido é gradual, por consequência, qualquer definição de um limite de fronteira terá de ser arbitrário. O limite de plasticidade (LP) é o teor de umidade abaixo do qual o

solo passa do estado plástico para o estado semi-sólido, ou seja, ele perde a capacidade de ser moldado e passa a ficar quebradiço.

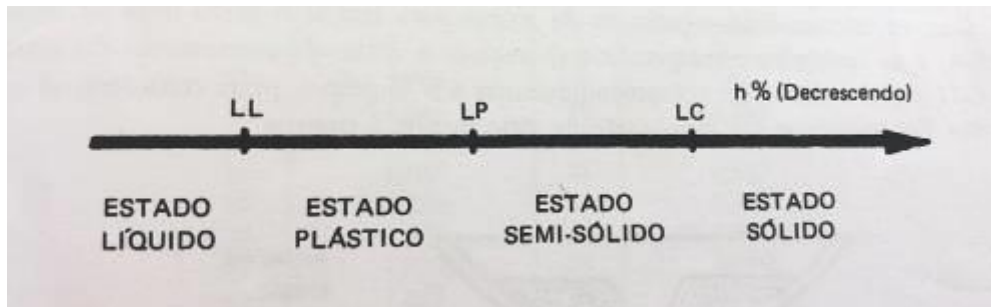


Figura 3. Gráfico dos limites de consistência do solo **Fonte:** Caputo (1988)

Knappett e Craig (2018), define que acima do limite de liquidez, o solo flui como um líquido (pasta ou lama), abaixo do limite de plasticidade, o solo é frágil e quebradiço. O próprio intervalo de valores dos teores de umidade é definido com índice de plasticidade (IP), dado pela função:

$$IP = LL - LP$$

O índice de plasticidade (IP) define o estado plástico do solo, quanto maior o IP mais plástico é o solo. Considera-se máximo para argilas e mínimo para areias, fornecendo a possibilidade de avaliação da característica argilosa de um solo. A quantidade de argila presente no solo é dada pelo índice de plasticidade, já o tipo de argila e quantidade é dado pelo limite de liquidez e o limite de plasticidade.

Abaixo se observa a Tabela 2 que classifica os resultados de IP qualitativamente em relação à plasticidade dos solos.

IP	DESCRIÇÃO
0	Não Plástico
1 – 5	Ligeiramente plástico
5 – 10	Plasticidade baixa
10 – 20	Plasticidade média
20 – 40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

Tabela 2. Classificação quanto a plasticidade. **Fonte:** Das (2007)

2.2.2.3 Ensaio de Casagrande

O ensaio para determinação do limite de liquidez (LL) foi criado pelo professor Arthur Casagrande, onde através de um aparelho que leva o seu nome, é possível a determinação de limite de liquidez em solos.

A imagem 1 nos mostra o aparelho Casagrande e o cinzel correspondente aos solos argilosos e arenosos.

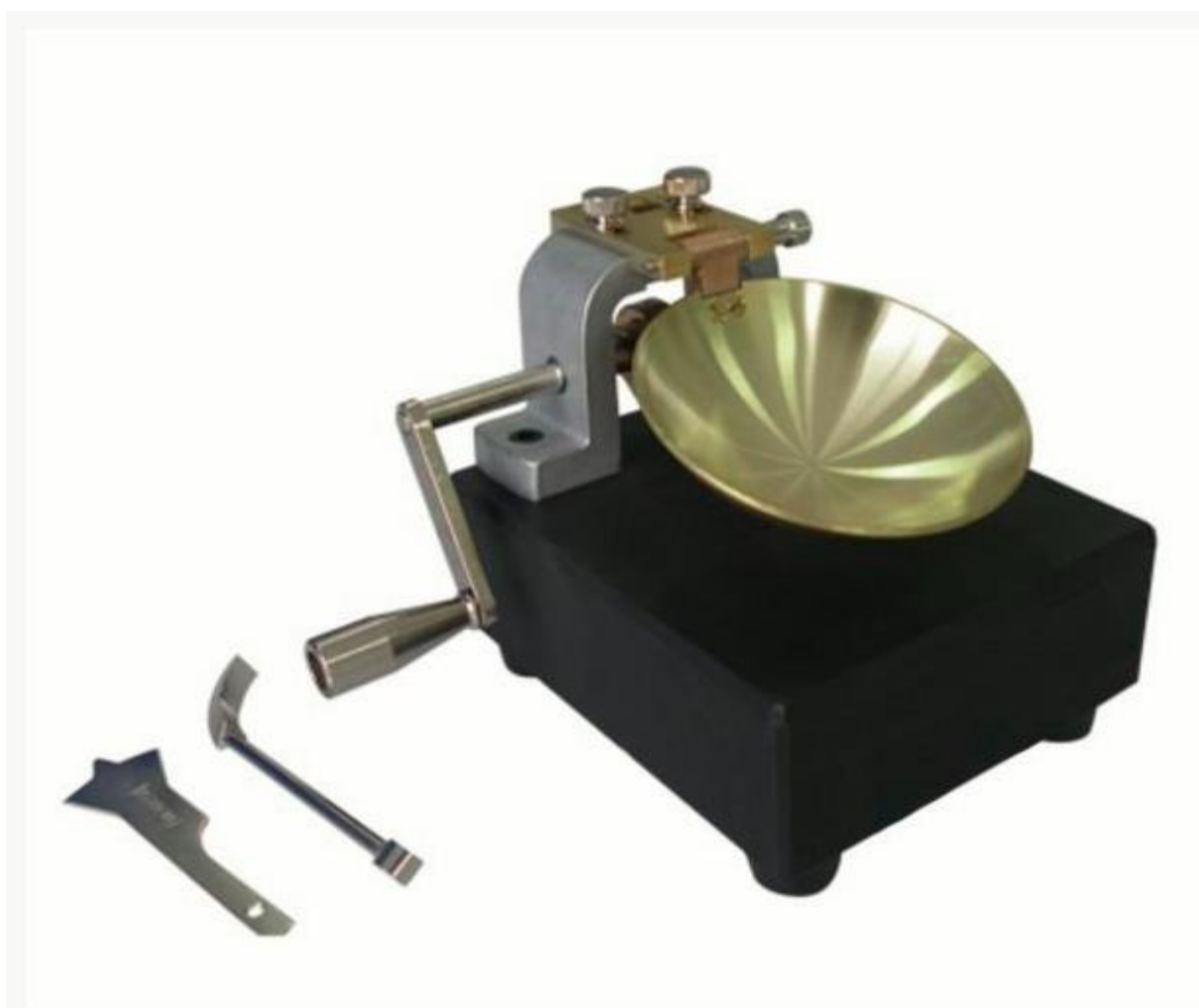


Imagem 01. Aparelho de Casagrande Fonte: Site empresa Didática SP (2019)

A ABNT NBR 6459/84 define as diretrizes para este ensaio, que resumidamente consiste em acionar a manivela sobre a concha metálica, golpeando

repetidas vezes a base do aparelho, com quedas de altura de 1cm e intensidade constante definida pelo operador. Por intermédio do número de golpes obtidos para fechar o sulco feito na amostra, traça-se uma reta que indica a relação entre o número de golpes e o teor de umidade.

A Figura 4 mostra a diferença da abertura do sulco do solo dentro da concha do aparelho de Casagrande, antes e depois da realização do ensaio (CAPUTO, 1988).

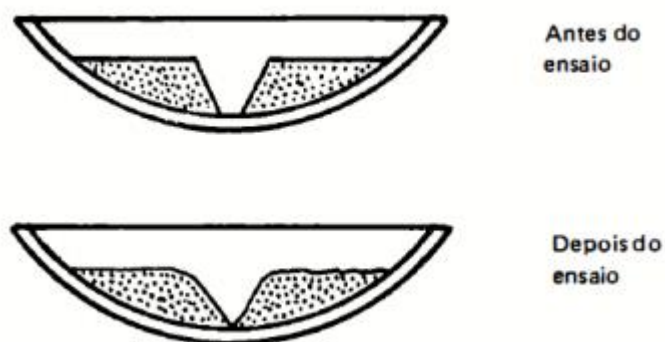


Figura 4. Abertura do sulco antes e depois do ensaio de LL. **Fonte:** Caputo (1988)

Pode-se observar na figura 6 a representação dos resultados do ensaio realizado para diferentes umidades de solo. Por definição, o limite de liquidez (LL) do solo é o teor de umidade para o qual o sulco feito pelo cinzel se fecha com 25 golpes.

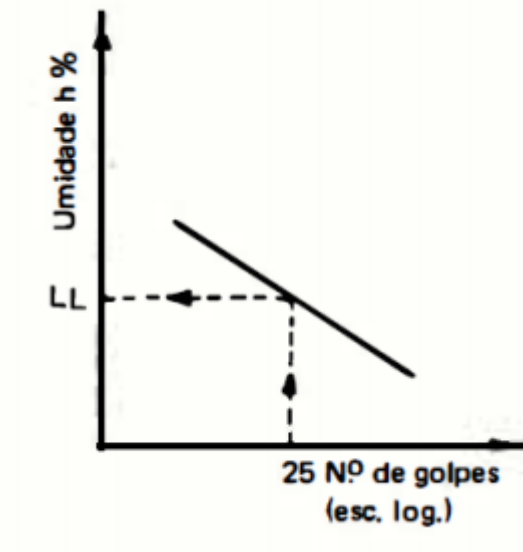


Figura 5. Curva de determinação do valor de LL. **Fonte:** Caputo (1988)

2.2.2.4 Ensaio de plasticidade

A ABNT NBR 7180/16, normatiza o ensaio de plasticidade, este é determinado pelo cálculo da porcentagem de umidade para a qual o solo começa a se fraturar quando se tenta moldá-lo com um cilindro de 3mm de diâmetro e cerca de 10cm de comprimento (CAPUTO, 1988). A norma dita que o ensaio deve ser manual, usando o cilindro sobre uma placa de vidro para moldar o material. A norma recomenda ainda a realização de pelo menos três ensaios, para que se use a média entre eles para o resultado final.

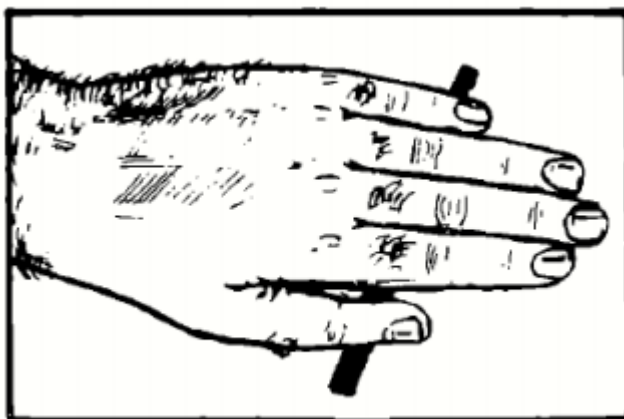


Figura 6. Ensaio de Limite de Plasticidade. **Fonte:** Caputo (1988)

2.2.2.5 Índice de consistência (IC)

O solo em seu estado natural, com teor de umidade h , tem a consistência expressa numericamente por:

$$IC = \frac{LL - h}{IP}$$

Segundo Caputo (1988), os valores de IC nas argilas classificam-se em:

Muito moles	$IC < 0$
Moles	$0 < IC < 0,50$
Médias	$0,50 < IC < 0,75$
Rijas	$0,75 < IC < 1,00$
Duras	$IC > 1,00$

Tabela 3. Valor de IC. **Fonte:** Caputo (1988)

2.2.2.6 Limite de contração

Chama-se de limite de contração (LC) o momento em que dado certo teor de umidade, o solo não se contrai, levando em conta que o índice de vazios é o mesmo na amostra saturada e ou completamente (CAPUTO, 1988).

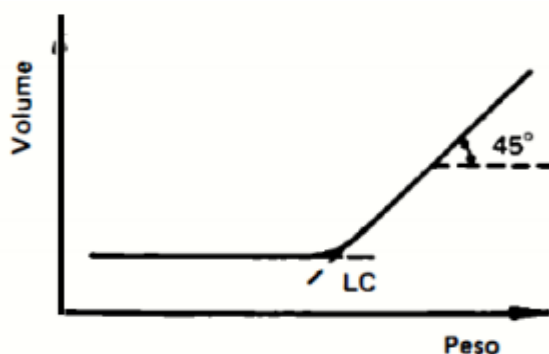


Figura 7. Limite de contração. Fonte: Caputo (1988)

O ensaio para determinar o LC é simples, afirma Caputo (1988), molda-se uma amostra com alto teor de umidade, seca-se em estufa e determina-se a umidade da amostra contraída.

2.3 Permeabilidade dos solos

A permeabilidade é a propriedade que o solo apresenta de permitir o escoamento da água através dele, sendo seu grau de permeabilidade expresso numericamente pelo coeficiente de permeabilidade (Caputo 1988).

Conhecer o quão um solo é permeável é importante para diversos prevenir diversos problemas na execução de aterros.

Knappett e Craig (2018) afirma que o coeficiente de permeabilidade depende principalmente do tamanho médio dos poros, que por sua vez, está relacionado com a distribuição do tamanho das partículas (distribuição granulométrica), com a forma delas e com a estrutura do solo.

O coeficiente de permeabilidade é expresso através da lei de Darcy, que apesar de sua formulação empírica é a que melhor define este coeficiente.

2.3.1 Coeficiente de permeabilidade

A lei de Darcy determina o coeficiente de permeabilidade através da proporcionalidade direta entre a velocidade de percolação ao gradiente hidráulico. Ela é válida para um escoamento laminar, tal como é possível e deve ser considerado o escoamento na maioria dos solos naturais (CAPUTO 1988). A Equação abaixo, exposta por Caputo (1988) mostra a fórmula proposta por Darcy, em 1856.

$$V_p = K_p i$$

Onde:

V_p é a velocidade real de percolação da água;

K_p é o coeficiente de percolação, que é a velocidade média de escoamento através dos vazios do solo, quando $i = 1$;

i é o gradiente hidráulico = h / L ;

h é a perda de carga sobre a distância L

L é a espessura da camada de solo onde a carga se dissipa.

A Wikipédia determina que o escoamento laminar acontece quando as partículas de água se movem em camadas lineares, sem que haja mistura ou variação de velocidade. As partículas não se cortam, já no escoamento turbulento acontece ao contrário.

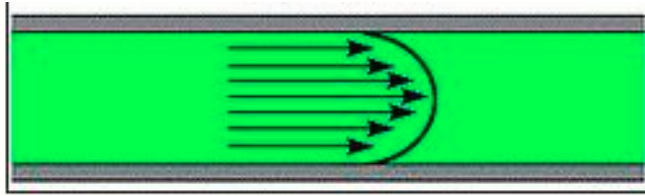


Figura 8. Escoamento laminar. **Fonte:** Wikipedia (2019)

A figura 8 nos mostra a variação da velocidade com o gradiente hidráulico nos escoamentos laminar e turbulento.

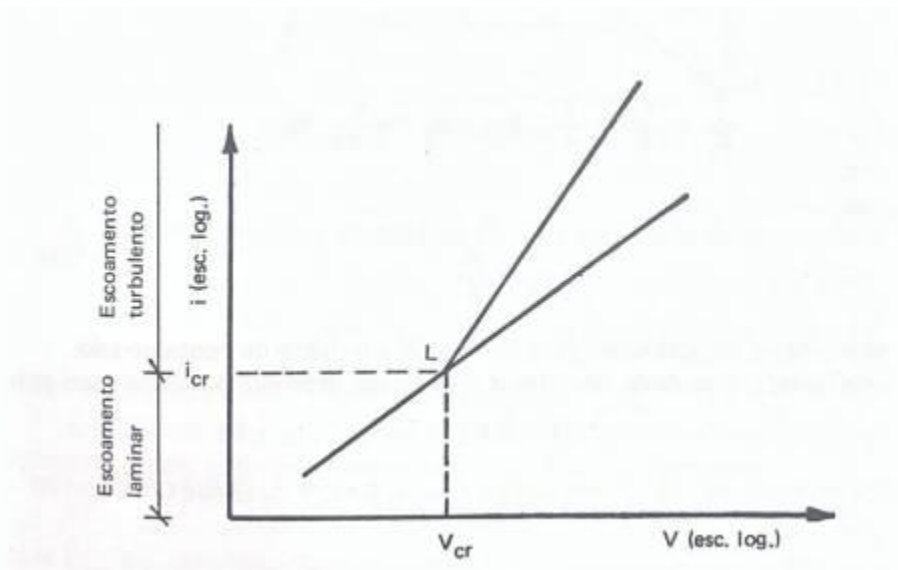


Figura 9. Escoamento laminar x Escoamento turbulento. **Fonte:** Caputo (1988)

A figura 9 nos mostra a variação da velocidade com o gradiente hidráulico nos escoamentos laminar e turbulento.

A permeabilidade pode variar para diferentes solos e para um mesmo solo dependendo da temperatura e índices de vazios. Quanto maior for a temperatura, menor é a viscosidade da água e, portanto, mais facilmente ela se escoar pelos vazios do solo, sendo inversamente proporcional ao aumento do coeficiente de permeabilidade.

Na figura 10 tem-se os valores de intervalos típicos de coeficientes de permeabilidade para diferentes tipos de solos.

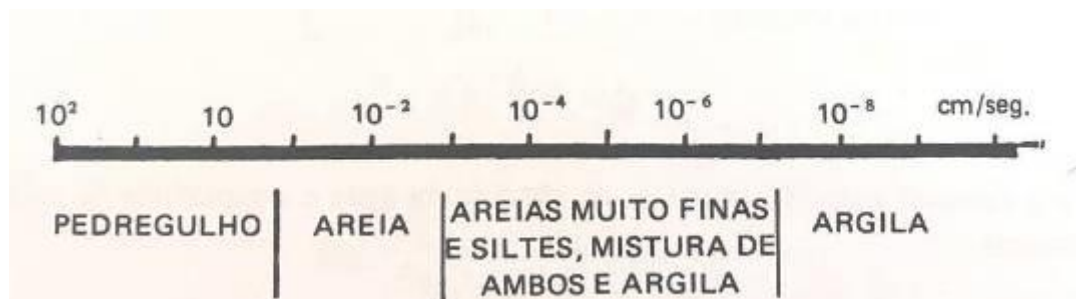


Figura 10. Intervalo de variação do coeficiente de permeabilidade. **Fonte:** Caputo (1988)

2.4 Investigação do perfil do solo

Para todo projeto de engenharia, deve-se inicialmente fazer o estudo do solo para que se conheçam suas características e classificações com o intuito de minimizar e prever seu comportamento diante de determinadas situações.

Como descrito anteriormente, os sistemas mais utilizados para a classificação do solo são o SUCS e o H.R.B.

Pinto (2006) afirma que a classificação dos solos tem por objetivo poder estimar seu provável comportamento para orientar o programa de investigação necessário permitindo a análise adequada de um problema.

Os solos moles, alvo deste estudo, são solos de origem aluvionar, descrito pela ABNT NBR 6502/95, como solo formado pela sedimentação de partículas que tenham sido transportadas em suspensão pela ação das águas. Apresentam características com predominância de solo argiloso, de baixa resistência a carga, baixa permeabilidade, alta compressibilidade, apresentam ainda elevado nível d'água (NA) e presença de solo orgânico.

Denominado Turfa pela ABNT NBR 6502/95, apresentam características de solo com grande percentagem de partículas fibrosas e matéria orgânica no estado

coloidal, com coloração marrom-escuro a preta. É um material mole, altamente compressível, não plástico, combustível e de cheiro característico.

Existe uma grande dificuldade na engenharia para executar edificações sobre este tipo de solo, pois os mesmos demonstram instabilidade e recalques.

Para a execução de aterros sobre solos moles, a Norma DNIT 108_2009, estabelece condições mínimas exigíveis para execução dos seguimentos da plataforma em aterros, mediante o depósito de materiais sobre o terreno natural. A referida Norma, que é usualmente utilizada para rodovias, se aplica em aterros com solos moles que apresentam as mesmas características citadas na norma.

Para execução do aterro sobre solos moles, é necessário que se conheça as características geotécnicas e o perfil do solo na área onde há interesse em executá-lo. Para isso, é imprescindível a realização de ensaios de laboratório e ensaios de campo para definir os parâmetros granulométricos, de resistência e compressibilidade das camadas de solo mole. A norma ABNT NBR 8036/83, fixa condições para programação de sondagens para reconhecimento do solo.

A técnica para execução de sondagens resume-se na abertura de um furo no solo, onde é feita a perfuração através de ferramentas que vão provocando a fragmentação parcial ou total do terreno, permitindo desse modo, a extração de amostras das diferentes camadas atravessadas. Segundo Caputo (1988) à medida que a sondagem progride e as amostras são coletadas, registra-se as diferentes cotas em que aparecem camadas distintas, assim como os diversos níveis d'água e todas as outras observações que possam ser importantes sobre aquele solo.

2.4.1 Ensaios de campo

Almeida (1996), nos fala que os ensaios de campo mais utilizados para determinação de parâmetros de projeto de aterros sobre solos moles são os ensaios de palheta, de piezocone e dilatométricos. Para este estudo de caso, os ensaios realizados para a identificação do tipo de solo foram: ensaios de sondagem à percussão SPT (Standard Penetration Test) e CPTU (piezocone penetration test) e ensaio dilatométrico (DMT).

2.4.1.1 Ensaio de sondagem a percussão (SPT)

Conhecida como sondagem de simples reconhecimento, o ensaio de penetração padrão (SPT) é normatizado pela ABNT NBR6484/01. O ensaio SPT determina o índice de resistência do solo à penetração (N), onde a determinação se dá pelo número de golpes correspondente a cravação de 30 cm do amostrador padrão, após a cravação inicial de 15 cm.

PEREIRA (2015) afirma que por meio da sondagem à percussão tipo SPT é possível determinar o tipo de solo atravessado pelo amostrador padrão a resistência (N), oferecida pelo solo a cravação do amostrador e a posição do nível de água (NA), se encontrada água durante a perfuração.

O SPT é um dos ensaios in situ mais antigos e utilizados no mundo, essa popularidade se deve principalmente ao seu baixo custo, a simplicidade e ao fato de que o ensaio pode ser realizado de forma rápida enquanto o furo de sondagem é preparado (KNAPPETT e CRAIG 2018).

Para Knappett e Craig (2018), uma grande variedade de equipamentos é usada no mundo todo para a realização do ensaio que influencia a quantidade de energia transferida para o amostrador em cada golpe do peso de queda livre. As propriedades construtivas de um determinado depósito de solo mole não devem variar com o equipamento usado, portanto N é corrigido.

A ilustração a seguir demonstra: a) disposição geral dos equipamentos; b) sistema padrão britânico de martelo; c) procedimento de teste.

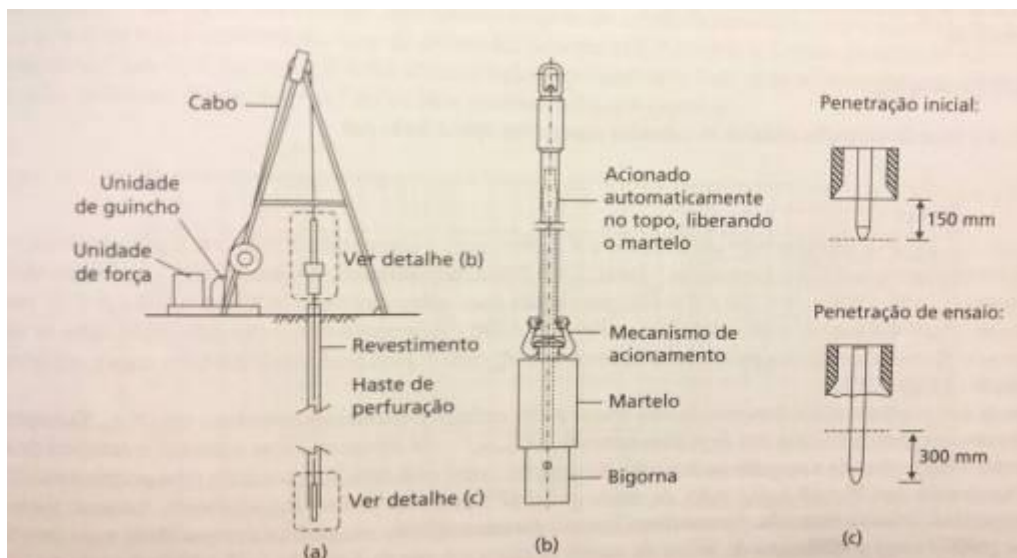


Figura 11. Equipamentos utilizados no ensaio SPT. **Fonte:** Knappett e Craig (2018)

A NBR 7250/82 classifica as areias, argilas e os siltes conforme o número de golpes SPT (NSPT). Determina, conforme tabela 04 que argilas e os siltes argilosos com NSPT inferiores a 2 golpes como muito moles, e valores entre 3 e 5 golpes como apenas moles.

Solo	Índice de resistência a penetração	Designação
Areias e siltes arenosos	< 4	Fofa
	5 a 8	Pouco compacta
	9 a 18	Medianamente compacta
	19 a 40	Compacta
	≥ 40	Muito compacta
Argila e siltes argilosos	< 2	Muito molo
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média
	11 a 19	Rija
	≥ 19	Dura

Tabela 04. Classificação dos solos no ensaio SPT. **Fonte:** NBR7250 (1982)

2.4.1.2 Ensaio de piezocone penetration test (CPTU)

Ensaio CPTU é utilizado para a determinação estratigráfica de perfis de solos, a determinação de propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles, e a previsão da capacidade de carga de fundações, afirma Schnaid (2000).

Através deste ensaio, mede-se a resistência da ponta e lateral do cone, podendo ser medida também a pressão intersticial da água, ver figura 12.



Figura 12. Piezocone, equipamento utilizado no ensaio CPTU. **Fonte:** Ortigão (2007)

Segundo Knappett e Craig (2018), o ensaio CPTU pode ser usado para estimar de modo confiável uma grande variedade de propriedades do solo, incluindo resistência, rigidez, estado de adensamento.

Para Ortigão (2007) as medidas são praticamente contínuas e automatizadas ao longo da penetração, oferecendo uma sensibilidade para detecção das camadas até mesmo muito delgadas, com espessura da ordem de centímetros, o que é impossível por outros métodos.

Observa-se na figura 13 o exemplo de um resultado estatigráfico do ensaio de CPTU, onde: q é a resistência de ponta, R_f é a relação de atrito e u é o atrito lateral.

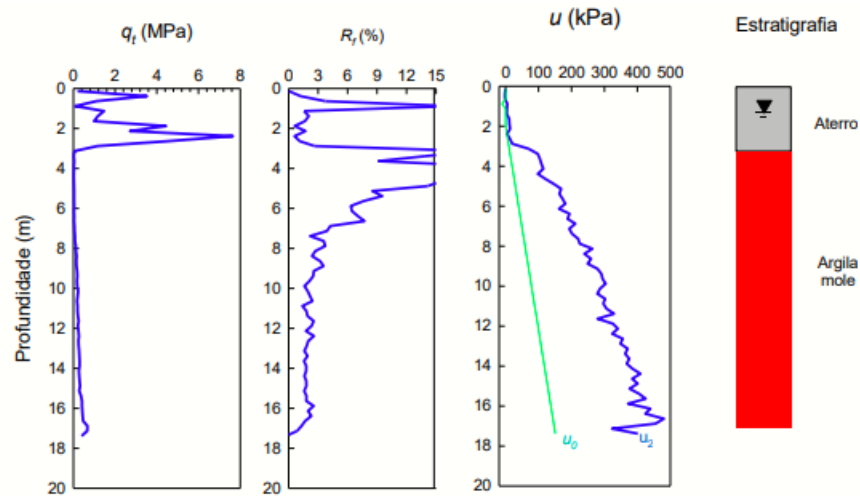


Figura 13. Exemplo de resultado estatigráfico de ensaio CPTU. **Fonte:** Ortigão (2007)

2.4.1.3 Ensaio Dilatométrico de Marchetti (DMT)

O ensaio Dilatométrico de Marchetti (DMT) mede a tensão in situ e o módulo de deformabilidade do solo. Com o intuito de diminuir as deformações durante o ensaio, o equipamento é composto por uma lâmina fina que possibilita uma menor deformação do solo (MARCHETTI, 1975).

2.5 Investigação para caracterização do aterro

Os aterros sobre solo mole, em geral apresentam grandes problemas de adensamento e estabilidade.

Visando solucionar ou minimizar estes problemas de adensamento e estabilidade, é necessário que seja investigado previamente o comportamento do solo quando submetido a cargas de compressão.

Através dos resultados das investigações deve-se estimar os possíveis problemas após o adensamento do solo evitando recalques durante a execução e após a execução do aterro.

2.5.1 Compressibilidade

Caputo (1988) afirma que a compressibilidade do solo é uma das principais causas de recalques por adensamento. Esta compressibilidade ocorre com a diminuição do volume sob ação das cargas aplicadas sob a camada de solo, saturada e confinada lateralmente.

O processo de adensamento ocorre quando a água é expulsa do interior dos vazios do solo ocasionando recalques.

Para explicar o processo de adensamento Caputo (1988) apresenta a fórmula que considera como a lei fundamental que rege este fenômeno.

$$p^0 = p(t) + u(t)$$

Onde:

p^0 é a pressão admitida pela fundação;

p é a pressão efetiva;

u é a sobrepressão hidrostática;

Neste caso p e u são funções do tempo t .

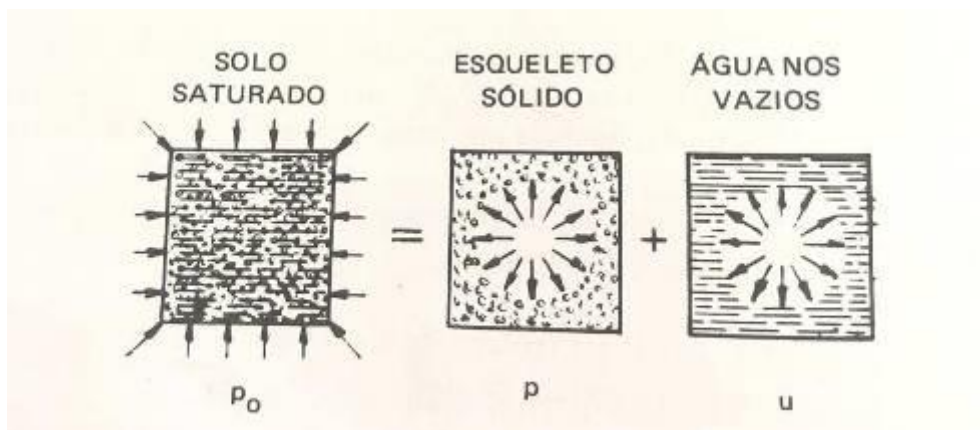


Figura 14. Significado de p e u no processo de adensamento. **Fonte:** Caputo (1988)

2.5.1.1 Ensaio de adensamento

Para adensamentos onde os recalques laterais são nulos, como por exemplo, o centro de uma camada de solo sob uma grande área carregada, utiliza-se o método do Ensaio Oedométrico, explica Ortigão (2003).

O objetivo deste ensaio é determinar as características de recalques do solo quando submetidos ao adensamento.

Terzaghi desenvolveu o aparelho utilizado neste ensaio, denominado oedômetro (oedos, do grego, significa confinado lateralmente).

Realiza-se o ensaio por etapas, aplicando cargas verticais em uma amostra de altura pequena, confinada lateralmente por um anel rígido, no topo e na base são colocadas pedras porosas para permitir a drenagem. Segundo Caputo (1988) as cargas aplicadas vão sendo gradualmente aumentadas permanecendo tempo suficiente para a deformação total da amostra.

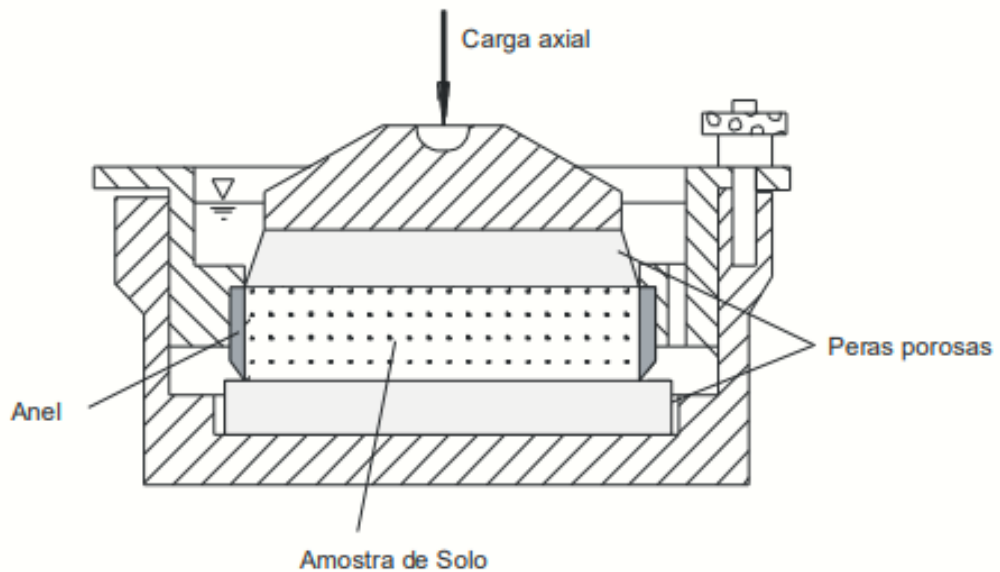


Figura 15. Aparelho oedométrico. **Fonte:** Ortigão (2007)

A cada etapa realizada, medem-se as deformações até que se estabilizem. O processo é repetido sucessivamente até a deformação total da amostra.

Através deste ensaio é possível estimar se o solo irá sofrer deformações ou não diante das cargas que irão atuar durante e após o processo de adensamento.

2.5.2 Análise das deformações

Os recalques são deslocamentos laterais resultantes da interação do solo com a estrutura, estes podem ocorrer durante a drenagem de água pelos vazios do solo que ocorre naturalmente durante o processo de adensamento.

Analisando os resultados do ensaio oedométrico, verifica-se três tipos de recalque evidenciados durante um estágio de carga em função do tempo: recalques imediatos ou iniciais, recalques primários e recalques secundários.

A figura 16 apresentada por Ortigão (2007) expressa o gráfico com resultados típicos destes recalques.

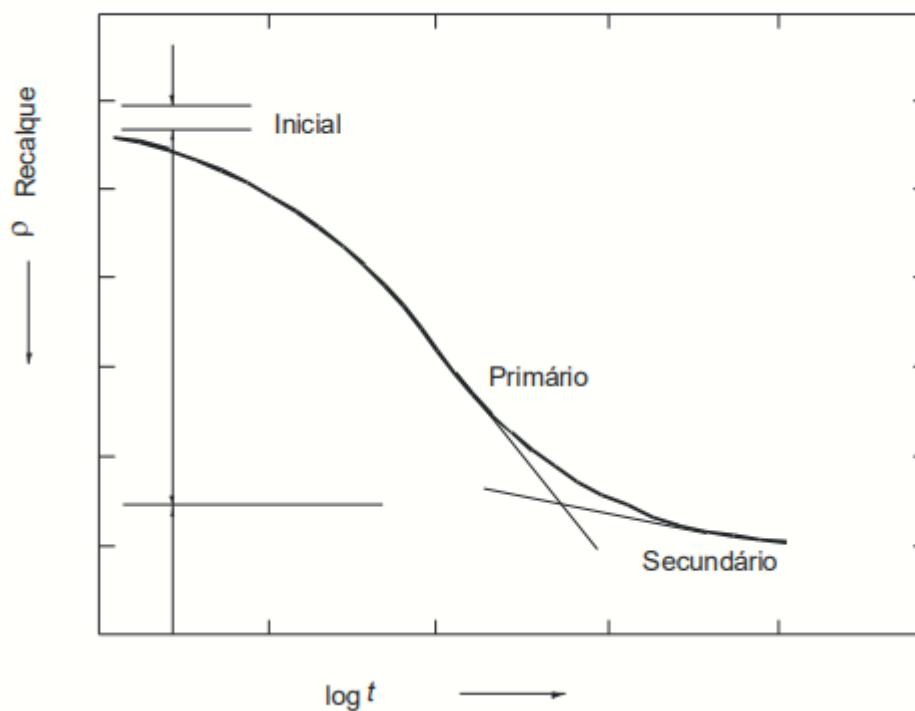


Figura 16. Gráfico de recalques x tempo. **Fonte:** Ortigão (2007)

2.5.2.1 Recalques imediatos ou iniciais

Knappett e Craig (2018) definem como recalques imediatos aqueles que ocorrem antes do adensamento, estes ocorrem em solos em condições não drenadas.

Instantaneamente à aplicação das cargas na superfície e sem variação de volume, estes recalques ocorrem sem que haja um valor considerável de deformação do solo.

Por possuírem valores muito baixos quando comparados aos recalques por adensamento, estes recalques são usualmente desconsiderados.

2.5.2.2 Recalques primários

O recalque primário, segundo Ortigão (2007) é o que ocorre por adensamento devido à expulsão da água dos vazios do solo, sendo o único que pode ser tratado pela teoria do adensamento.

Para determinar o recalque primário Pinto (2006) cita a seguinte equação:

$$\Delta h = h_{arg} \left[\frac{C_r}{1+e_0} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \right) + \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \log \left(\frac{(\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v)}{\sigma'_{vm}} \right) \right]$$

Onde:

h_{arg} é a espessura da camada de solo mole;

C_r é o índice de recompressão;

C_c é o índice de compressão;

e_0 é o índice de vazios;

$\Delta\sigma_v$ é o acréscimo de tensão no meio da subcamada;

σ'_{vo} é a tensão vertical in situ no meio da subcamada;

σ'_{vm} é a tensão de pré-adensamento no meio da subcamada.

2.5.2.3 Recalques secundários

O recalque secundário ou fluência ocorre com pressões efetivas constantes e é devido à deformação lenta do esqueleto sólido, as poropressões são nulas e as deformações variam proporcionalmente ao logaritmo do tempo (ORTIGÃO, 2007).

Este recalque ocorre após o recalque primário, nele as deformações variam em função ao logaritmo do tempo.

Para determinar o recalque secundário Pinto (2006) cita a seguinte equação:

$$\Delta h_{sec} = \frac{C_a \cdot h_{arg} \cdot \left(\log \frac{t}{t^*}\right)}{(1 + e_0)}$$

Onde:

C_a é o coeficiente de compressão secundário;

h_{arg} é a espessura da camada de solo mole;

e_0 é o índice de vazios;

t é o tempo.

2.5.3 Análise de estabilidade

A Norma DNER 381/98 define os métodos a serem utilizados para análise de estabilidade dos aterros. A referida Norma prevê a utilização de ensaios computacionais que permitam a pesquisa automática da superfície crítica.

Quando a geometria do problema levar a uma largura total do aterro maior que a espessura da camada mole, a análise deverá considerar superfícies de ruptura circulares e poligonais.

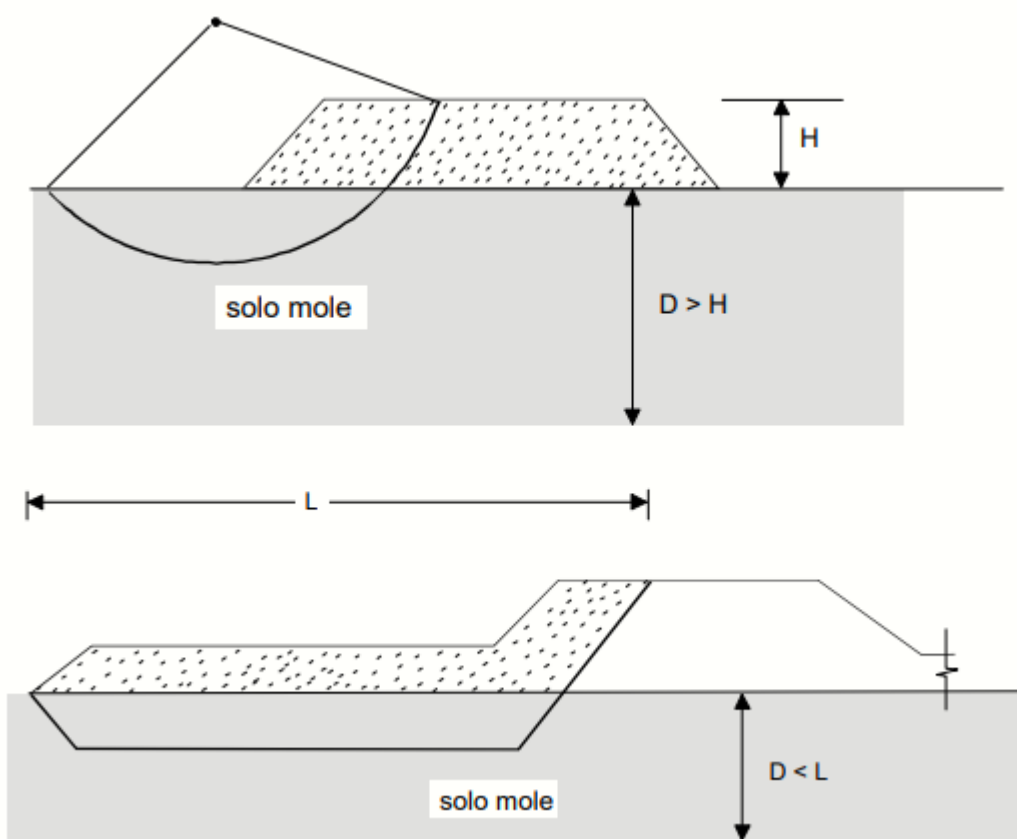


Figura 17. Análise de estabilidade empregando superfícies circulares e poligonais. Fonte: DNER 381 (1998)

A análise da estabilidade deverá contemplar um perfil de resistência não drenada para solo mole, utilizando o ensaio CPTU para classificação do aterro.

Os fatores de segurança (FS) mínimos exigidos pela Norma DNER 381/98 ao final da construção do aterro, seguem na tabela 05 apresentada.

Aterro classe	FS mínimo
I	1,4
II	1,3
III	1,2

Tabela 05. Fatores de Segurança (FS) mínimos. **Fonte:** DNER 381 (1998)

2.6 Técnicas construtivas para aterros sobre solos moles

Devem-se levar em consideração vários fatores para a escolha do método de aterro sobre solos moles, tais como: características geotécnicas do material, dimensões do aterro, prazo de execução, técnicas acessíveis, custos e objetivo final do aterro.

O prazo pode se tornar um fator de inviabilidade de técnicas como aterros convencionais ou sobre drenos verticais, sendo viável apesar do custo elevado a escolha de técnicas de aterros estruturados ou de aterros leves (ALMEIDA, 1996)

Na figura 18 observa-se opções de métodos construtivos para execução de aterros sobre solo mole.

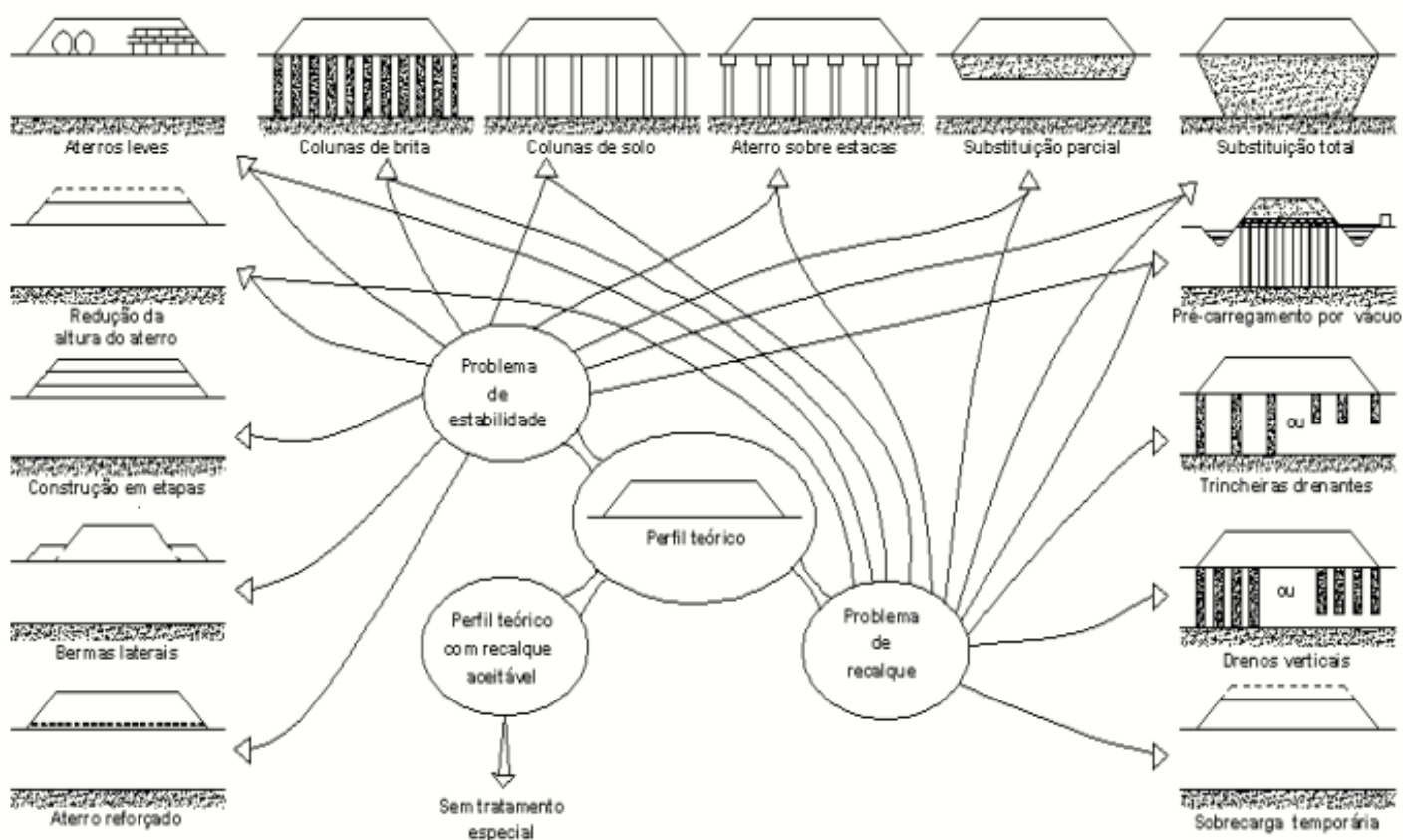


Figura 18. Métodos construtivos de aterros. **Fonte:** Almeida e Marques (2010) adaptado de Leroueil (1997)

Segundo Almeida (1996) a metodologia construtiva deve ser analisada para cada caso, levando em consideração a geometria dos aterros e as características geotécnicas.

Sobre os aspectos econômicos, a Norma DNER 381/98 apresenta uma comparação típica entre os métodos apontados como opções para execução de aterro sobre solos moles.

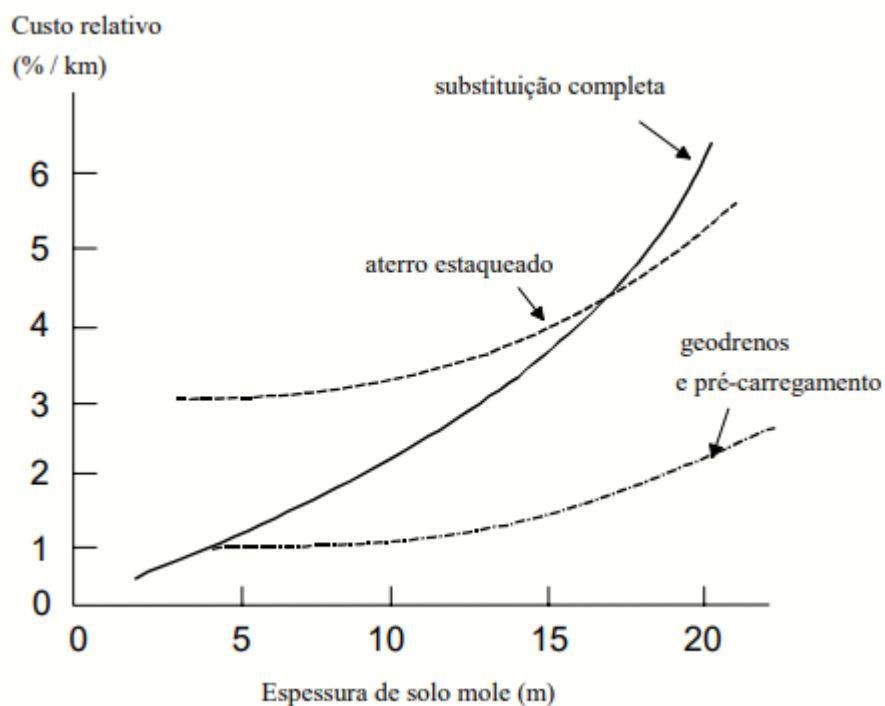


Figura 19. Comparação entre custos das alternativas de solução para aterros. Fonte: DNER 381 (1998)

2.6.1 Aterro estruturado ou estaqueado

Aterro estruturado também conhecido como aterro estaqueado, é normatizado pela Norma DNER 381/98, este consiste no aterro apoiado sobre colunas de areia, brita ou estacas de concreto.

Almeida e Marques (2010) destacam que neste método o carregamento do aterro é transmitido para a fundação através das estacas. Essa solução minimiza ou exclui os recalques do solo e melhora a estabilidade do aterro.

A vantagem desta técnica é a redução do tempo de execução do aterro, pois sua execução pode ser realizada em uma única etapa, porém o tempo de cravação das estacas pode ser grande.

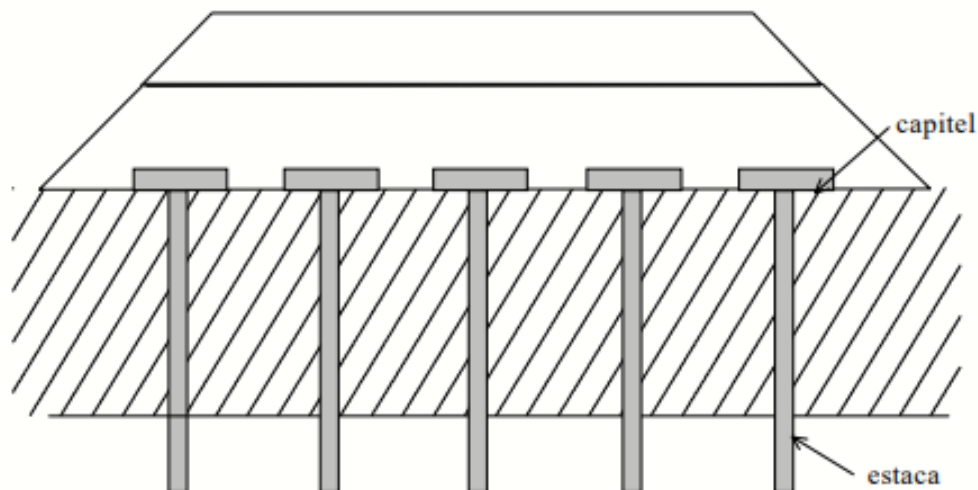


Figura 20. Aterro estruturado. Fonte: DNER 381 (1998)

2.6.2 Substituição do solo mole

Esta opção consiste em retirar parcialmente ou totalmente o solo mole, diminuindo ou eliminando os recalques, aumentando a segurança quanto a ruptura.

Segundo Almeida e Marques (2010), esse método é utilizado em geral para camadas de solo mole de até 4 m de espessura. A substituição do solo mole por um material cujas características atendam as especificidades da região é comum nestes casos.

A Norma DNER 381/98 determina que esta técnica deve ser empregada removendo totalmente o solo mole e que as desvantagens deste método é o alto custo com bota-fora, possíveis danos ambientais quanto ao descarte do solo removido e risco de ruptura durante a execução.

2.6.3 Aterro de Pré-carregamento ou Sobrecarga temporária

A alternativa de execução de aterro convencional com sobrecarga temporária consiste em executar o aterro de pré-carregamento para provocar os recalques proporcionais à sobrecarga da estrutura que será executada.

Segundo Ananias (2009), este método é indicado quando o solo se trata de material silte-arenoso ou com muitos veios de areia e especialmente quando se trata de pequenas espessuras de solo mole, mais utilizado em conjunto com geodrenos verticais (MacDrain).

Por ser um método construtivo que tem um prazo elevado para estabilização dos recalques e necessita de um grande volume de terraplenagem e bota-fora, este método pode se tornar inviável dependendo do tempo para execução e custos da obra (DNER 381/98).

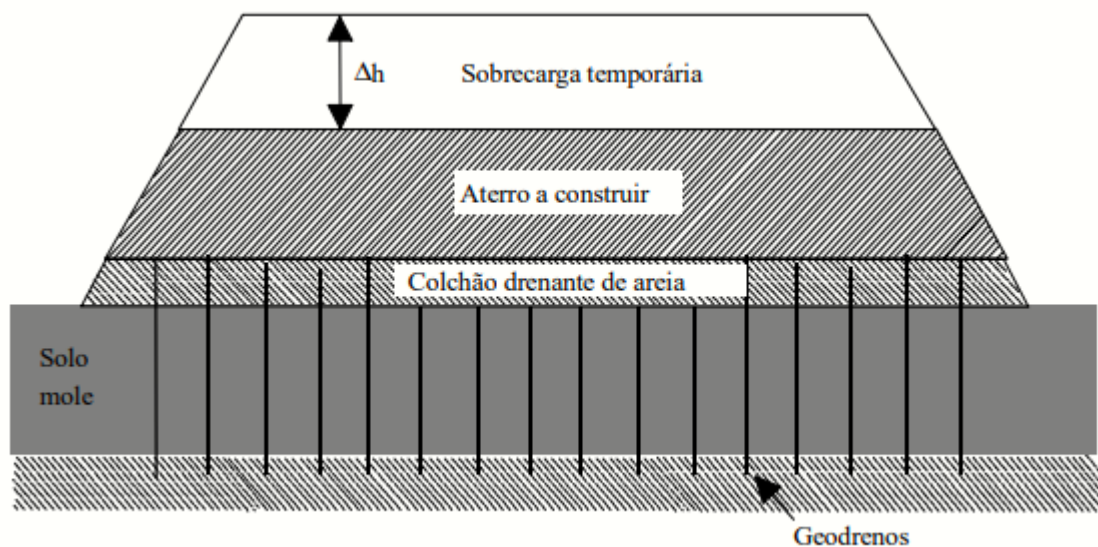


Figura 21. Aterro de sobrecarga temporária. **Fonte:** DNER 381 (1998)

3 Estudo de caso

3.1 Características do empreendimento

O empreendimento estudado está situado no bairro da Cidade Industrial, município de Contagem, MG.

O terreno possui uma área total de 79.396,30 m², dividida em 3 galpões de armazenamento industrial:

Galpão 1 área total de 10.310,84 m²,

Galpão 2 área total 13.781,81 m² e,

Galpão 3 área total 12.425,63 m².

Com um total de 36.518,27 m² de área bruta locável e com uma taxa de aproveitamento de 46%.

A figura 22 apresenta detalhes da implantação dos galpões citados neste estudo.



Figura 22 – Implantação dos galpões, fonte: arquivo do setor de projetos, Empresa Alfa

3.2 Características geotécnicas do terreno natural

A área onde foi implantado o empreendimento passou por ensaios de sondagem in loco com os métodos de SPT, CPTU e DMT.

Através da análise em conjunto dos resultados dos ensaios de SPT e CPTU, foi possível a caracterização geotécnica do terreno natural, onde se pode verificar resumidamente:

- Camada superficial de aterro argiloso com espessura de 2 m a 3 m, com $N < 10$ golpes;
- Camada argila arenosa com espessura variando de 7 m a 12 m e com $5 < N < 15$ golpes;
- Camada de silte argiloso, com espessura variando de 8 m a 15 m e com $N < 20$ golpes;
- Camada de silte argiloso compacto com $N > 20$ golpes até atingir o impenetrável à percussão;

A profundidade do nível d'água foi considerada como aproximadamente 10 m no lado de montante e 3 m no lado de jusante.

Abaixo temos a apresentação da locação das sondagens e ensaio especiais considerados nas análises.

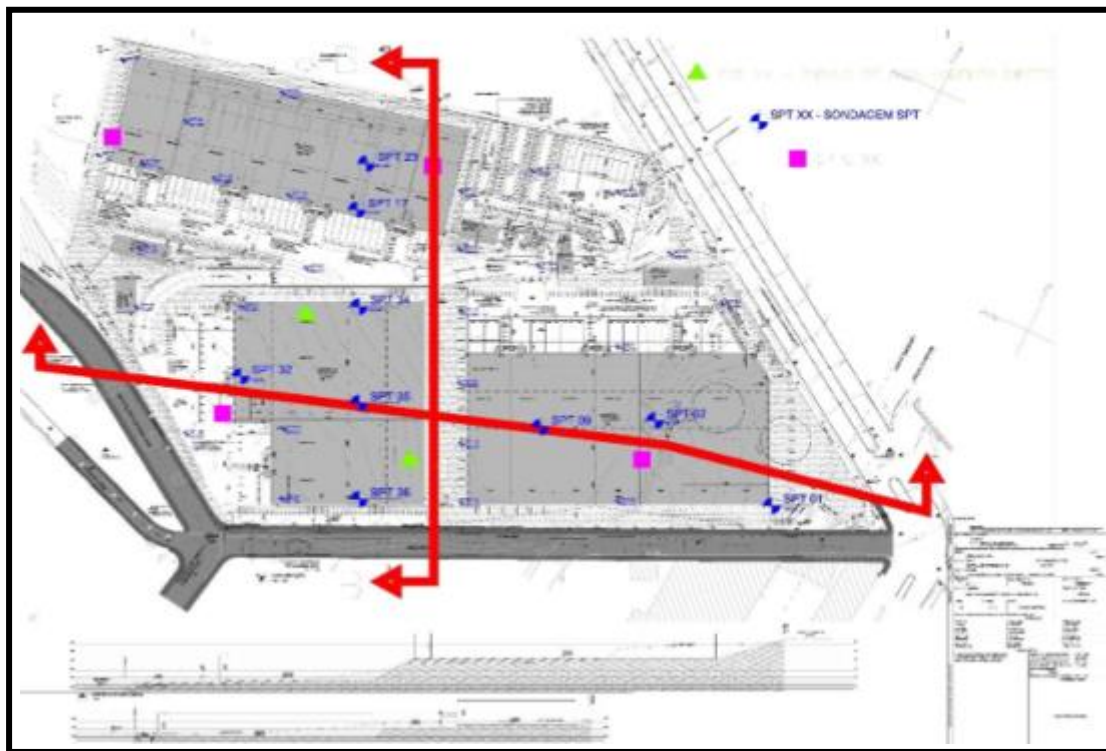


Figura 23 – Locação das sondagens com a indicação das seções analisadas. **Fonte:** Relatório de análise de estabilidade de corte e aterro para implantação de galpões industriais, Empresa Beta (2016),

Na figura 24 temos a representação gráfica dos taludes estudados.

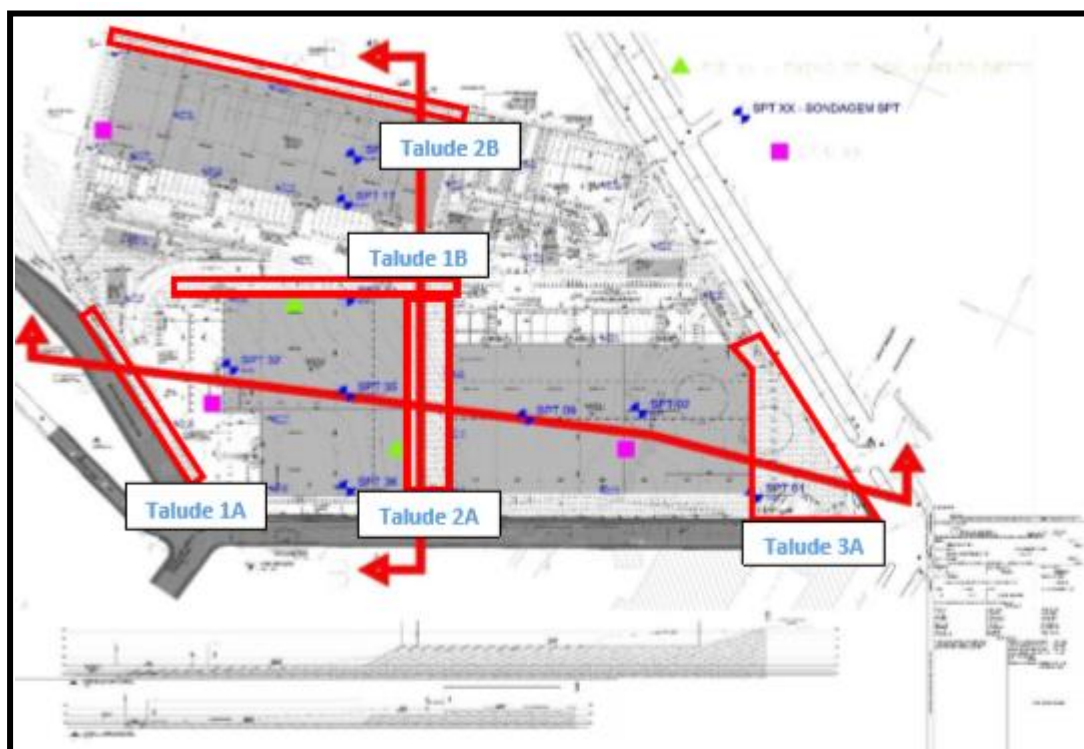


Figura 24 – Localização dos taludes estudados neste relatório, fonte: Relatório de análise de estabilidade de corte e aterro para implantação de galpões industriais, Empresa Beta (2016).

3.3 Análises dos resultados dos ensaios in situ

Para o projeto embasou-se nos resultados dos ensaios de SPT, CPTU e DMT, que determinaram o perfil geotécnico predominante na região.

O terreno é caracterizado por argila mole na camada até 8 m, altamente compressível e de baixa resistência a penetração; camada de argila consolidada, de média compressibilidade e média resistência à penetração, até o fim dos ensaios.

No substrato mais profundo das sondagens, as argilas apresentam uma alta razão de pré adensamento. A partir de 8m de profundidade, também pode se observar um aumento significativo da coesão não drenada.



Imagem 2 – Visualização do perfil do terreno, fonte: arquivo pessoal do autor (janeiro 2018).



Imagem 3 – Visualização do perfil do terreno, fonte: arquivo pessoal do autor (janeiro 2018).



Imagem 4 – Visualização do perfil do terreno, fonte: arquivo pessoal do autor (janeiro 2018).

3.4 Análises dos recalques

Os recalques totais foram considerados após análise dos resultados dos ensaios CPTU e DMT interpretados pela Empresa Beta.

Efetuuou-se uma previsão do recalque máximo para cada ensaio, considerando através do peso dos galpões a sobrecarga total que será provocada. O cálculo de recalque total considerou 50 anos de vida útil da obra.

Após comparação dos resultados dos ensaios de campo, a Empresa Beta definiu os recalques totais estimados.

Na tabela 06 são apresentados os recalques totais estimados a partir dos ensaios CPTU, e a tabela 07 os recalques totais estimados a partir dos ensaios de DMT.

Recalque máximo (cm)	
CPTU	Sobrecarga de 77,5 kPa
02	2,87
04	15,02
05	3,50

Tabela 06 – Recalque máximo estimado por ensaio CPTU, fonte: Relatório técnico de projeto de aterro sobre solo mole, Empresa Beta (2017).

	DMT	Recalque Acumulado (cm)
Galpão 1	11	27.69
	12	30.34
	14	4.69
	15	5.78
Galpão 2	01	26.68
	02	6.45
	03	6.65
	04	11.12
	05	1.77
	06	7.76
	07	5.25
	08	5.79
Galpão 3	09	4.28
	10	13.98
	13	18.60
	13 B	15.53
	13 C	6.83
	13 D	7.37

Tabela 07 – Recalques máximos estimados através de ensaio DMT, fonte: Relatório técnico de projeto de aterro sobre solo mole, Empresa Beta (2017).

Os consultores da empresa Beta, afirmam que as estimativas definidas nas tabelas apresentadas acima, elaboradas por meio dos resultados dos ensaios CPTU e DMT apresentam conformidade.

3.5 Escolha do método para o aterro

De comum acordo, os setores de projetos e orçamento da empresa Alfa, construtora dos galpões e a empresa Beta, contratada para o estudo de viabilidade técnica do empreendimento, definiram o método de aterro de pré-carregamento como sendo a melhor alternativa para execução do aterro.

Este pré-carregamento provocará no terreno recalques até que eles se estabilizem ao longo do tempo. Após este tempo, o aterro de pré-carregamento deve ser escavado até a cota do projeto de terraplenagem a ser atingida.

A área deste empreendimento é muito extensa, por isso foi necessário subdividi-la em áreas menores com alturas de aterro que fossem suficientes para provocar os recalques da magnitude estimada com base nos ensaios DMT.

A Figura 25 apresenta as curvas de recalques para toda a área do empreendimento, com base nas estimativas da Tabela 06.

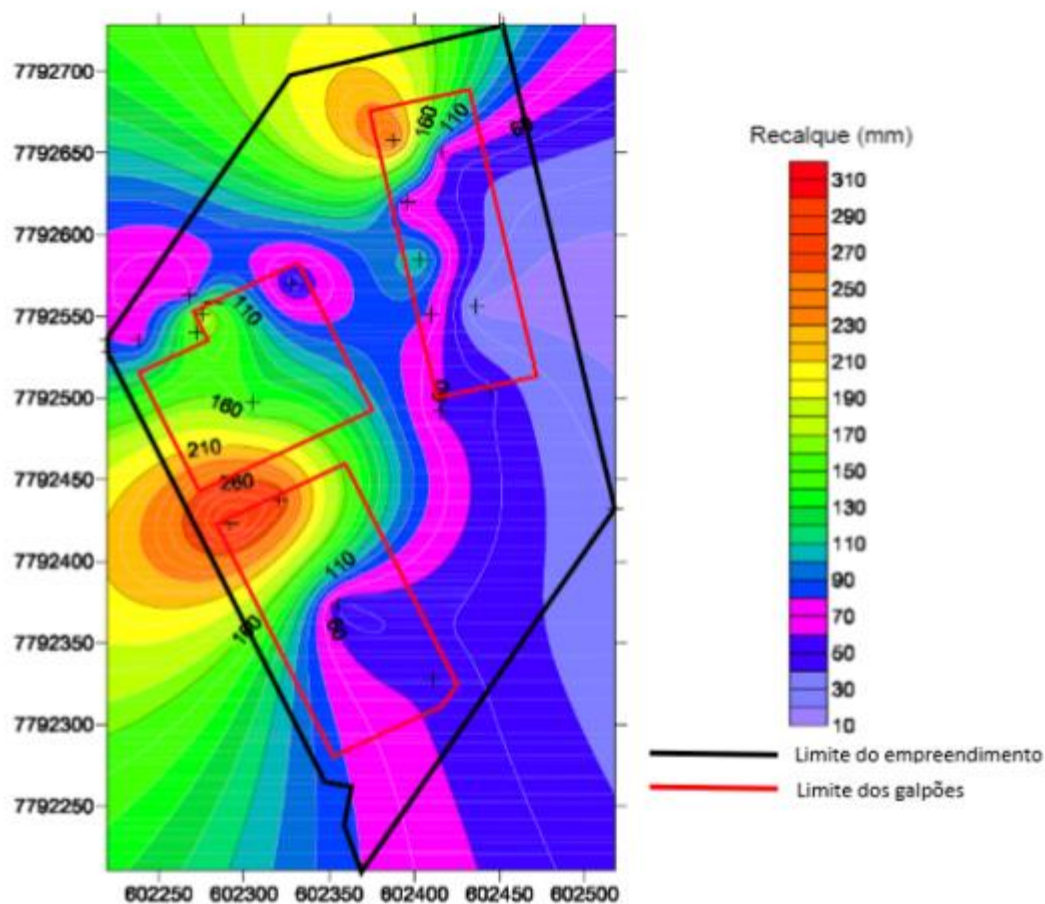


Figura 25 – Planta de Iso recalques, fonte: Relatório técnico de projeto de aterro sobre solo mole, Empresa Beta (2017)

Com base nas estimativas de recalques e na planta de isorecalques, definiu-se 5 áreas com diferentes alturas de aterro de pré-carregamento, tal como apresenta a Figura 28.

As alturas de aterro de pré-carregamento foram assim definidas:

- Área 1: 3,0 metros;
- Área 2: 2,5 metros;
- Área 3: 3,5 metros;
- Área 4: 1,0 metro;
- Área 5: 1,0 metro.

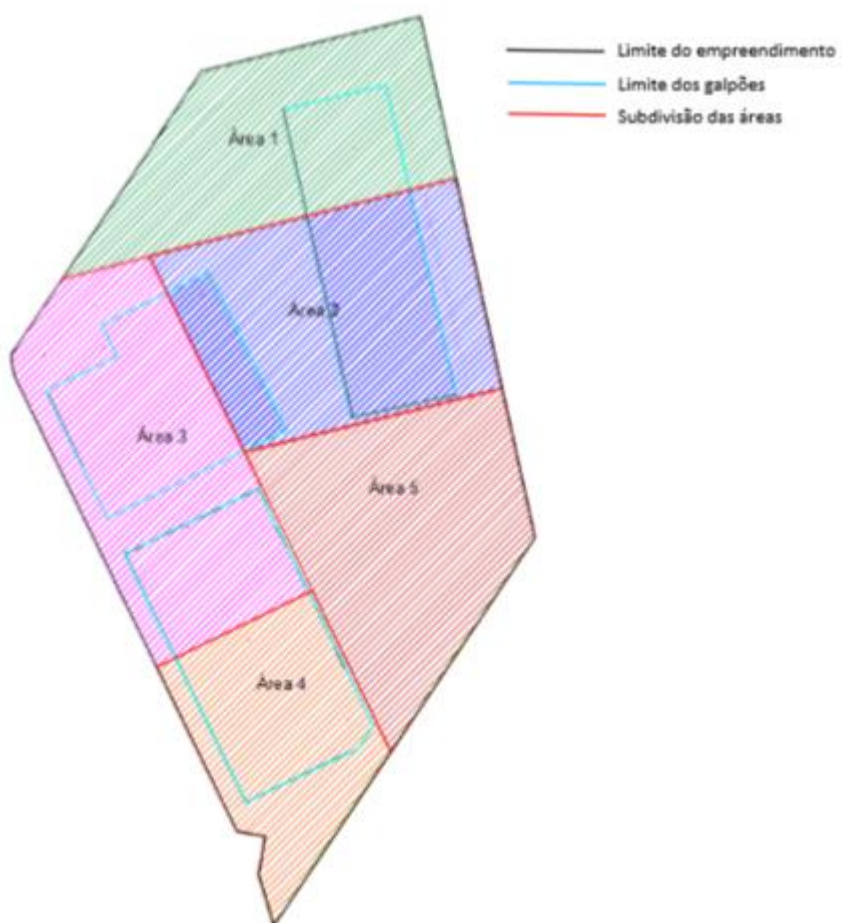


Figura 26 – Subdivisão das áreas do aterro, fonte: Relatório técnico de projeto de aterro sobre solo mole, Empresa Beta (2017)

Devido as cotas do terreno, as alturas do aterro de pré-carregamento podem variar. Houve determinadas regiões em que o terreno natural está acima da cota do projeto de terraplenagem, então será necessário escavar, dispensando, portanto, o aterro de pré-carregamento. Entende-se que haverá alívio de carregamento nestas regiões, fazendo com que o solo de fundação seja pré-adensado em virtude da escavação.

A liberação dos aterros de pré-carregamento ficou vinculada aos resultados de leituras periódicas dos instrumentos instalados na obra.

O tempo estimado de recalques foi:

- Galpão 1: 3 meses
- Galpão 2: 4 meses
- Galpão 3: Na área 3a pode chegar a 2 meses, enquanto nas áreas 3b e 3c pode chegar a 6 meses.

Para o acompanhamento dos recalques do terreno ao longo do tempo, a empresa Beta indica a instalação de placas de recalque nas zonas de aterro, além destas, a instalação de inclinômetros nas proximidades dos taludes de aterros altos.

Por meio da análise das leituras de inclinômetros, é possível antever e prevenir acidentes, evitando perda de vidas humanas, e perdas materiais. Além das placas de recalque e dos inclinômetros, foi prevista a instalação de indicadores de nível d'água para acompanhar a variação do nível d'água decorrente do carregamento do terreno com a execução dos aterros. Recomendaram também a instalação de pelo menos 3 benchmarks, cuja locação deve ser definida em campo pela equipe de topografia. O quantitativo de instrumentos previstos foi: 24 Placas de recalque; 4 Inclinômetros; 6 Indicadores de Nível d'água e 3 Benchmarks.

O critério para a liberação dos aterros será a estabilização dos recalques primários observados nas leituras das placas de recalque.

3.6 Instrumentação

Os instrumentos de monitoramento geotécnicos utilizados para acompanhamento do projeto foram: indicadores de nível d'água (INA's), alvos topográficos (AT's), placas de recalque (PR's) e inclinômetros (INC's).

Para início do acompanhamento, foram efetuadas leituras zero (iniciais) de todos os instrumentos. Durante a construção do aterro, as leituras deverão ser efetuadas duas vezes por semana, periodicamente por todos os instrumentos.

A Tabela 08 apresenta o resumo dos quantitativos de instrumentos previstos e que foram instalados no decorrer da execução do projeto.

Instrumento	Quantidade prevista	Quantidade instalada	% instalado
Indicadores de nível d'água (INA)	6	6	100
Alvos topográficos (AT)	15	15	100
Placas de recalque (PR)	20	20	100
Inclinômetros (INC)	6	6	100

Tabela 08 – Quantitativos da instrumentação, fonte: Autor (2017).

Abaixo temos a planta de instrumentação com a localização dos INA's, AT's, R's e INC's.



Figura 27 – Planta de instrumentação, fonte: Relatório de monitoramento geotécnico, Empresa Beta (2018).

Ao longo das leituras x tempo de instalação, pode-se verificar nos resultados das análises da instrumentação as seguintes observações descritas separadamente a seguir.

3.6.1 Indicadores de nível d'água (INA's)

Observou-se em todos os INA's a elevação do nível d'água durante o período chuvoso, a cota do nível d'água apresentou disposição de redução conforme a elevação do aterro próximo ao local dos INA's.

Considerou-se que os valores em metros são as profundidades do nível d'água a partir da cota 0 m (nível do terreno) lidas em diferentes datas.

Temos na tabela 09 o resultado inicial, final e resultados por amostragem de cada mês com leitura dos INA's.

COTA DO NÍVEL D'ÁGUA (M) EM RELAÇÃO A COTA DO TERRENO						
DATA	INA 1	INA 2	INA 3	INA 4	INA 5	INA 6
01/11/2017	13,62	1,17	3,28	8,62	7,02	5,35
05/12/2017	10,73	0,9	2,57	6,59	5,87	6,43
03/01/2017	10,41	0,97	2,77	6,66	5,66	6,71
01/02/2018	10,99	0,98	2,81	7,02	5,59	7,12
02/03/2018	11,23	1,88	3,72	7,22	9,86	7,44
04/04/2018	10,59	1,91	3,67	6,97	9,88	7,39
02/05/2018	11,42	1,98	3,8	7,89	10,38	8,07
29/06/2018	12,84	2,02	3,99	9,14	10,64	8,96
05/07/2018	12,97	1,97	4,01	9,19	10,53	9,05
03/08/2018	13,39	1,85	3,98	9,41	Obstruído	9,28
04/09/2018	13,89	6,51	4,04	9,62	Obstruído	9,54
04/10/2018	14,09	6,43	4,02	9,48	Obstruído	9,67
07/11/2018	14,03	5,07	3,69	8,99	Obstruído	9,26
05/12/2018	12,17	4,13	3,06	7,19	Obstruído	6,72
08/01/2019	11,1	4,61	3,29	7,04	Obstruído	7,68
01/02/2019	13,68	1,67	2,84	8,24	Obstruído	8,23

Tabela 09 – Dados das leituras dos INA's, fonte: Autor (2019).

3.6.2 Alvos topográficos (AT)

A topografia apresentou ao longo do tempo leituras com comportamento oscilatório, impossibilitando análises mais precisas do que ocorreu em campo. Os alvos topográficos foram lidos em conjunto com as placas de recalque, conforme orientação da empresa Beta, principalmente na região onde houve alteamento de aterro.

3.6.3 Placas de recalque (PR)

Através das leituras das placas de recalque é possível observar a ocorrência de recalques na medida em que ocorre o alteamento do aterro. A Empresa Beta recomendou que, na adição das hastes das placas de recalque em função do alteamento do aterro, sejam feitas as leituras da cota topográfica do topo da haste antes e depois da instalação do novo segmento, a fim de se manter a referência para o cálculo do recalque. Este procedimento evitaria a necessidade de zeragem das leituras em função da mudança do ponto de referência topográfico, e a consequente perda da informação dos recalques ocorridos desde a leitura anterior à subida da haste. Abaixo segue tabela 10 com o resultado dos recalques e suas respectivas placas, conforme datas de leitura.

RECALQUES ACUMULADOS (MM)																				
DATA	PR01	PR02	PR03	PR04	PR05	PR06	PR07	PR08	PR09	PR10	PR11	PR12	PR13	PR14	PR15	PR16	PR17	PR18	PR19	PR20
21/11/2017															0	0	0	0	0	0
01/12/2017															-1	1	0	0	2	-6
03/01/2018															1	-17	-18	-3	-7	1
05/02/2018															-215	-124	-139	-39	-60	-38
05/03/2018															-293	-145	-141	-88	-61	-35
02/04/2018															-306	-146	-145	-92	-61	-37
02/05/2018															-309	-146	-145	-93	-61	-39
01/06/2018															-309	-146	-145	-93	-61	-39
06/06/2018							0	0	0	0	0	0								
02/07/2018							-2	-7	0	-55	-19	-5								
03/08/2018							-89	-5	-6	-55	-30	-9								
03/09/2018							-91	-6	-18	-56	-30	-10								
01/10/2018		0	0		0	0	-91	-6	-18	-56	-30	-10								
05/11/2018		0	0		0	0	-91	-6	-18	-56	-30	-10								
03/12/2018		0	0		0	0	-91	-6	-18	-56	-30	-10								
02/01/2019		0	0		0	0	-91	-6	-18	-56	-30	-10								

Tabela 10 – Dados das leituras das placas de recalque, fonte: Autor (2019).

A tabela 11 mostra o resumo dos recalques previstos x real acumulado para cada placa de recalque, através da compilação dos dados dos relatórios apresentados pela empresa de topografia.

Placa de recalque	Recalque previsto (mm)	Recalque acumulado (mm)
PR-02	-23	0
PR-03	-15	0
PR-05	-30	0
PR-06	-10	0
PR-07	-15	-91
PR-08	-13	-7
PR-09	-60	-18
PR-10	-25	-56
PR-11	-17	-30
PR-12	-13	-10
PR-15	-310	-309
PR-16	-210	-146
PR-17	-150	-145
PR-18	-60	-93
PR-19	-70	-63
PR-20	-60	-41

Tabela 11 – Compilação recalques previstos x real acumulado, fonte: Autor (2019).

3.6.4 Inclinômetros (INC)

Os Inclinômetros apresentaram estabilização dos deslocamentos ao longo de todo o período de execução, não havendo alterações consideráveis.

3.7 Execução do aterro de pré-carregamento

Em janeiro de 2018, iniciou a execução do aterro de pré-carregamento das áreas denominadas 3 e 4, obedecendo os critérios do projeto e normas. Devido ao fato da área 3 ser muito extensa, visando otimizar a execução do aterro e acelerar os recalques na área, ficou definido a execução em 3 fases, permitindo que subáreas sejam executadas independentemente.

A ABNT NBR 5681 fixa condições mínimas para execução de aterros em obras de construção civil, bem como no procedimento do controle tecnológico dos solos.

Segundo a norma, o controle tecnológico é obrigatório quando: o aterro tem responsabilidade de suporte para fundações; aterros com alturas superiores a 1m e aterros com volumes superiores a 1.000m³. A referida norma trata ainda os seguintes aspectos do local: preparação adequada do terreno para receber o aterro, especialmente retirada da vegetação ou resto de demolições eventualmente existentes; emprego de materiais selecionados para o aterro, não podendo ser utilizadas turfas, argilas orgânicas, nem solos com matéria orgânica micácea ou diatomácea, devendo ainda ser evitado o emprego de solos expansivos; as operações de lançamento, homogeneização, umedecimento ou aeração e compactação do material de forma que a espessura da camada compactada seja de no máximo 0,30m; o grau de compactação é de no mínimo de 95% ou mais elevado conforme especificações especialmente elaboradas para obra; as camadas que não tenham atingido as condições mínimas de compactação, ou seja com espessura maior que a máxima especificada, devem ser escarificadas, homogeneizadas, levadas a umidade adequada e novamente compactadas, antes do lançamento da camada sobrejacente.

O aterro de pré-carregamento nas áreas 3a e 4 tiveram início da execução em janeiro de 2018 e término da execução em abril de 2018.

No período entre os meses de abril e maio foi permitida a aceleração dos recalques previstos para a estrutura até que a mesma estabilizasse como pode ser observado na tabela 11.



Imagem 5 – Preparação do terreno para início do aterro de pré-carregamento – áreas 3a e 4, fonte: arquivo pessoal do autor (janeiro 2018).



Imagem 6 – Execução do aterro de pré-carregamento – áreas 3a e 4, fonte: arquivo pessoal do autor (fevereiro 2018).

No decorrer da execução do aterro de pré carregamento, houve a necessidade de envelopamento de parte do aterro, evitando assim o possível contato do pé do aterro com a divisa do empreendimento.



Imagem 7 – Execução do aterro envolvido – áreas 3a e 4, fonte: arquivo pessoal do autor (março 2018).



Imagem 8 – Finalização do aterro de pré-carregamento área 3a e área 4, fonte: arquivo da empresa Alfa (abril 2018).



Imagem 9 – Finalização do aterro de pré-carregamento das áreas 3a e área 4, subdivisão das áreas in loco, fonte: arquivo da empresa Alfa (abril 2018).

As placas de recalque PR15, PR16, PR17, PR18, PR19 e PR20, localizadas na região das áreas 3a e 4, apresentaram estabilização total dos recalques desde meados do mês de abril até final de maio de 2018. Com os resultados da instrumentação, confirmando a estabilização dos recalques em meados de junho 2018 foi possível o início da remoção do aterro de pré-carregamento na região 3a e 4.



Imagem 10 – Início da remoção do aterro de pré-carregamento das áreas 3a e área 4, fonte: arquivo pessoal autor (junho 2018).

Após o término da execução do aterro de pré-carregamento das áreas 3a e 4, iniciou-se as execuções nas áreas 3b e 3c.

Conforme já citado anteriormente, o nível d'água na região é muito elevado. Na região 3b a presença deste lençol encontrava-se aflorado, e através dos resultados dos ensaios in loco, observou-se que na região existe um aumento significativo da coesão não drenada, sendo necessário execução de métodos para drenar a água acumulada da região.



Imagem 11 – Afloramento de lençol freático na região 3b, fonte: arquivo pessoal autor (junho 2018).

Para drenagem desta região optou-se pelo método conjunto de drenagem espinha de peixe e colchão de areia, onde através de linhas de drenos por entre o solo, a água percola livremente para uma caixa de captação e posteriormente para rede de drenagem.

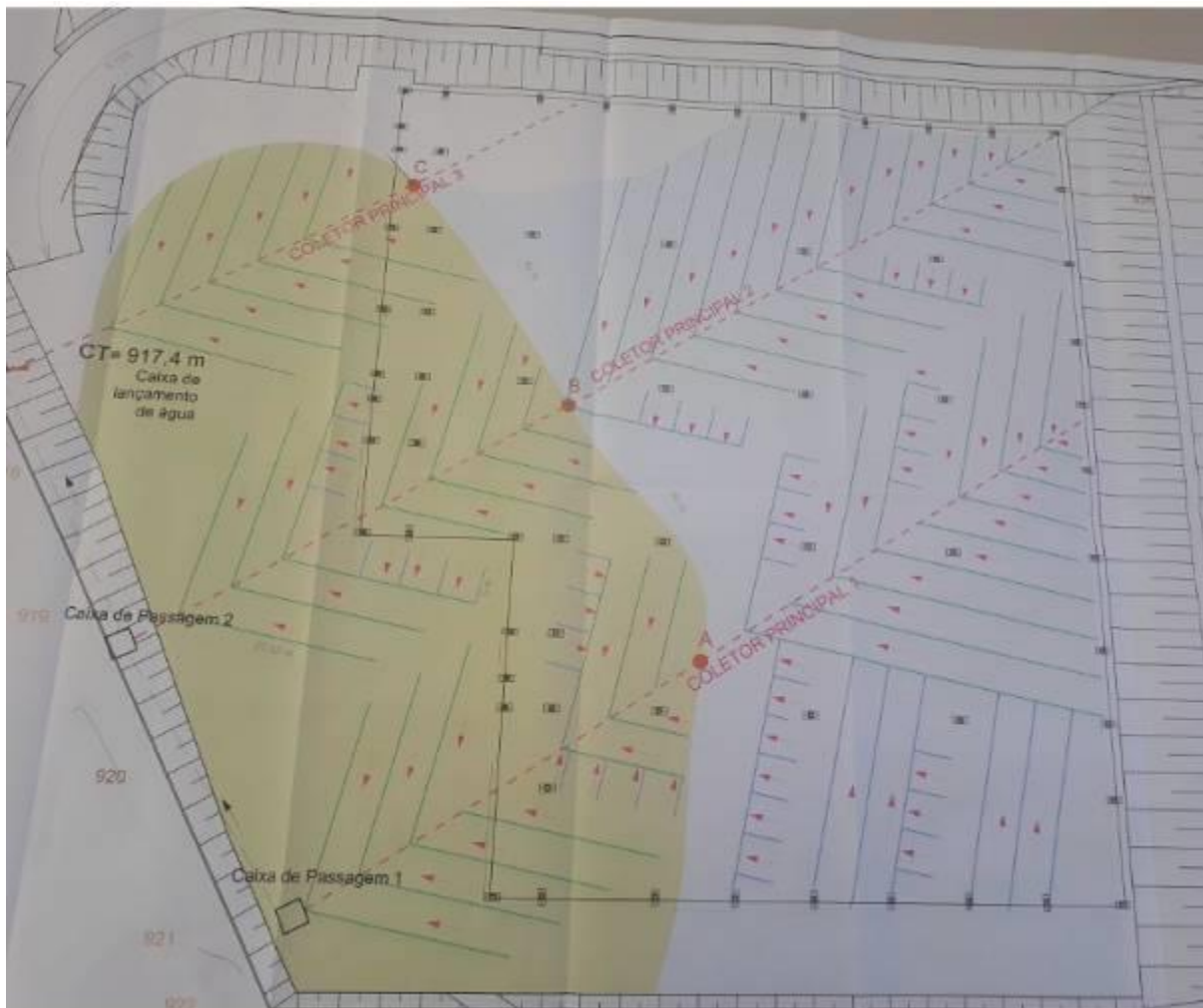


Imagem 12 – Projeto para drenagem das áreas 3b e 3c, fonte: arquivo de projetos empresa Alfa (junho 2018).

A execução destes métodos é bastante eficaz para drenagem do solo, porém demanda um prazo extenso para execução.

Durante a execução do dreno foi possível observar o nível de água aflorado na região, o que dificultou o processo de escavação das valas e da instalação da manta geotêxtil.

Observa-se nas imagens abaixo a execução do dreno espinha de peixe e colchão de areia nas regiões 3b e 3c.



Imagem 13 – Execução de drenos espinha de peixe e colchão de areia nas áreas 3b e 3c, fonte: arquivo pessoal autor (junho 2018).



Imagem 14 – Execução de drenos espinha de peixe e colchão de areia nas áreas 3b e 3c, fonte: arquivo pessoal autor (junho 2018).

Finalizando a execução da drenagem, no mês de julho iniciou-se as execuções na área 3b, e no mês de agosto as execuções na área 3c. A previsão de alteamento do aterro nessas áreas foi de 3,5m a partir da cota do terreno natural.



Imagem 15 – Início do aterro de pré-carregamento da área 3b, fonte: arquivo pessoal autor (junho 2018).



Imagem 16 – Aterro de pré-carregamento da área 3c, fonte: arquivo pessoal autor (agosto 2018).

A finalização do aterro de pré carregamento nas áreas 3b e 3c se deu no dia 22 de agosto.

As placas de recalque PR-07, PR-08, PR-10, PR-11 e PR-12 foram instaladas no local na cota final do aterro.



Imagem 17 – Finalização do aterro de pré-carregamento da área 3c, fonte: arquivo pessoal autor (agosto 2018).



Imagem 18 – Conclusão do aterro de pré-carregamento das áreas 3b e 3c, fonte: arquivo da empresa Alfa (agosto 2018).

Após acompanhamento dos recalques através das leituras das placas de recalque PR07, PR08, PR09, PR10, PR11 e PR12 instaladas no local, verificou-se a estabilização da área a partir do mês de setembro, o que possibilitou a partir do mês de outubro a remoção do aterro de pré carregamento.



Imagem 19 – Corte do aterro de pré-carregamento das áreas 3b e 3c, fonte: arquivo pessoal autor (setembro 2018).

Durante a execução do corte do aterro de pré carregamento da área 3b foi identificado o acúmulo de água com dificuldade de escoamento natural para a região do dreno espinha de peixe e colchão de areia.

Por se tratar de uma região com alta dificuldade de locomoção de máquinas e pessoas, viu-se a necessidade de solução para a drenagem no local.



Imagem 20 – Corte do aterro de pré-carregamento das áreas 3b e 3c, fonte: arquivo pessoal autor (outubro 2018).



Imagem 21 – Área não drenada, fonte: arquivo pessoal autor (outubro 2018).

Visando a estabilidade e drenagem do local, o setor de projetos da empresa Alfa optou por executar a metodologia de agulhamento com rachão e aplicação de manta geotêxtil.

Inicialmente retirou-se parte do solo mole, cobrindo a superfície com a manta geotêxtil e posteriormente executado uma camada de aproximadamente 1 m de rachão.



Imagem 22 – Águlhamento com rachão, fonte: arquivo pessoal autor (maio 2019).



Imagem 23 – Águlhamento com rachão, fonte: arquivo pessoal autor (maio 2019).

Esta solução possibilitou a drenagem do solo e a execução dos serviços posteriores a terraplenagem.

O material que atendia as especificações da ABNT NBR 5681 retirado das áreas 3b e 3c foi utilizado na execução do aterro de pré carregamento da área 1.

O aterro de pré-carregamento da área 1 teve início em outubro de 2018 e término em janeiro de 2019. As placas de recalque PR01, PR02, PR03, PR04, PR05 e PR06 instaladas na região, não apresentaram recalques após a finalização do aterro de pré carregamento, sendo assim foi necessário esperar 3 meses para certificar que o terreno estava realmente estável e que não haveria nenhum recalque posterior ao corte do aterro de pré carregamento.



Imagem 24 – Finalização do aterro de pré-carregamento das áreas 1, fonte: arquivo pessoal autor (janeiro 2019).

As placas de recalque PR01, PR04, PR13 e PR14 não foram instaladas por não ter sido executado o aterro de pré carregamento na área 2. A região foi amplamente utilizada no decorrer de todas as execuções como depósito de material, e por entender que os materiais ali acumulados já se tratavam de uma sobrecarga no local, tornou-se desnecessário a execução do aterro de pré carregamento.

4 Conclusão

Através deste estudo conclui-se a importância dos ensaios de campo para a caracterização do solo, identificando a melhor técnica a ser empregada para execução do projeto.

A revisão bibliográfica possibilita a avaliação das diversas soluções geotécnicas utilizadas para minimizar os problemas de recalques em empreendimentos construídos sobre solos moles.

O aterro de pré carregamento, solução técnica escolhida para execução do empreendimento citado neste estudo apresentou resultados satisfatórios. Os recalques estimados foram evidenciados através dos resultados das leituras de instrumentação no campo, entende-se que isso possibilitou a minimização de problemas de recalques futuros.

O objetivo deste estudo foi alcançado e possibilita a contribuição técnica para execuções de empreendimentos sobre solo mole.

Para estudos futuros, sugere-se o acompanhamento da vida útil do empreendimento através de instrumentação localizadas no local, onde possa ser feito leituras periódicas para avaliação do comportamento do solo mole e problemas de manutenção ocorridos por este comportamento.

5 Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5681: Controle tecnológico e execução de aterros em obras de edificações, p. 1-3. 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo -Análise granulométrica, p. 1-14. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM ISO 3310-2:2010: Peneiras de ensaio - Requisitos técnicos e verificação, p. 1-13. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502: Rochas e solos, p. 7. 1995.

ALMEIDA, M.S.S. Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho. Rio de Janeiro: Editora UFRJ. 1996. 216p.

ALMEIDA, M. de S. S.; MARQUES, M. E. S., 2010, Aterros sobre solos moles – Projeto e Desempenho. São Paulo, Ed. Oficina De Textos.

ANANIAS, E., 2009, “Inovações Maccaferri para aterro sobre solos moles” 10º Encontro técnico DER, Ponta Grossa, Paraná, Brasil, 25/06/2009.

CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica dos Solos e suas aplicações. Volume I, Rio de Janeiro: Editora Livros Técnicos e Científicos, 1988.

KNAPPETT, J. A. e CRAIG, R.F. Mecânica dos solos. 8ª edição. Rio de Janeiro, RJ: LTC, 2018.

DAS, Braja M. Fundamentos de engenharia geotécnica. São Paulo: Ligia Cosmo Cantarelli, 2007.

DNIT–DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de pavimentação. 3ª ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006. 274p. (Publicação IPR-719).

MARCHETTI, S. 1975, A new in situ test for the measurement of soil properties, 1975, Raleigh. Proceedings New York: American society of civil Engineers, 1975. v.2.

MARTINS, I. S. M., 2011, “Adensamento”, Slides da Aula de Adensamento/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ORTIGÃO, J. A. R. Introdução a Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, 3ª ed. Rio de Janeiro, RJ, Editora Terratek 2007. 383p.

PEREIRA, Caio. 2015, “Tipos de Sondagem de Solo”, Escola Engenharia. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/tipos-de-sondagem/>. Acesso em: 04 de Outubro de 2018.

SCHNAID, Fernando “Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações”. São Paulo, Ed. Oficina de textos, 2006.

REVISTA VEJA, “O inferno na terra”, 1992. 25-27

PINTO, C. de S., 2006, Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3 ed. São Paulo, Ed. Oficina De Textos.

ENSAIO DE SEDIMENTAÇÃO. In: WIKIPÉDIA, a enciclopédia livre. Flórida: Wikimedia Foundation, 2019. Disponível em: https://pt.wikipedia.org/w/index.php?title=Ensaio_de_sedimenta%C3%A7%C3%A3o&oldid=54491016. Acesso em: 20 junho. 2019.

FLUXO LAMINAR. In: WIKIPÉDIA, a enciclopédia livre. Flórida: Wikimedia Foundation, 2019. Disponível em: https://pt.wikipedia.org/w/index.php?title=Fluxo_laminar&oldid=54422436. Acesso em: 4 mar. 2019.