

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

**ESTUDOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS DA
PERMEABILIDADE EM UMA AREIA**

FERNANDA MUZZI LEITE

ORIENTADOR: JUAN FELIX REBOLLEDO
**COORIENTADOR: HERNÁN EDUARDO MARTÍNEZ
CARVAJAL**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL II EM ENGENHARIA
CIVIL**

BRASÍLIA / DF: 07 / 07 / 2017

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

**ESTUDOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS DA
PERMEABILIDADE EM UMA AREIA MÉDIA**

FERNANDA MUZZI LEITE

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

**JUAN FELIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, DSc (UnB)
(ORIENTADOR)**

**HERNÁN E. MARTÍNEZ CARVAJAL, DSc (UnB)
(COORIENTADOR)**

**ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, DSc (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**CLÁUDIA MÁRCIA COUTINHO GURJÃO, DSc (UnB)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

BRASÍLIA/DF, 07 de JULHO de 2017.

LEITE, FERNANDA MUZZI

Estudos teóricos e experimentais da permeabilidade em uma areia média

Distrito Federal, 2017.

65 p., 337 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2017)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Permeabilidade

2. Solos finos e granulares

3. Caracterização

4. Permeômetros

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

LEITE, F.M. (2016). Estudos teóricos e experimentais da permeabilidade em uma areia média. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Fernanda Muzzi Leite

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Estudos teóricos e experimentais da permeabilidade em uma areia média.

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2017

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

Fernanda Muzzi Leite

SQSW 104 Bloco J Apt. 401

70670410 - Brasília/DF - Brasil

RESUMO

O presente estudo visa aprofundar no tocante à permeabilidade dos solos em obras de engenharia civil. Tem como objetivo principal determinar a permeabilidade para diferentes percentuais de mistura de solos finos e granulares, os comportamentos obtidos em relação à condutividade hidráulica.

Primeiramente, apresentam-se as bases teóricas para a caracterização dos solos assim como algumas propriedades físicas inerentes a eles e a respectiva relação entre tais características. Além disso, relaciona-se os tipos de solo à condutividade hidráulica, os fatores que interferem na sua mensuração e por último, alguns métodos existentes e normatizados para medi-la dependendo das condições de contorno.

Na etapa seguinte, definiu-se os métodos de ensaios executados na segunda parte do trabalho. Esta, concentra os estudos experimentais realizados utilizando uma areia média em um permeâmetro de carga constante e parede rígida. O enfoque em um primeiro momento foi em determinar relações entre as principais variáveis envolvidas em problemas relacionados à interação solo-água. Entre elas estudou-se por exemplo, como o índice de vazios pode interferir na condutividade hidráulica além de como a espessura de uma camada de areia pode alterar as propriedades hidráulicas. Para isso foram efetuados ensaios de caracterização, índices físicos e posteriormente, permeabilidade na areia e depois em misturas desta com percentuais de bentonita. Em seguida, de posse dos dados verificou-se os resultados de permeabilidade obtidos através de algumas equações empíricas utilizadas para solos granulares dentre elas, a equação de Kozeny-Carman e a de Chapuis.

Palavras-chave: permeabilidade, caracterização, condutividade hidráulica, ensaios de laboratório, areia, bentonita, equações empíricas.

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÃO	1
1.2 OBJETIVOS	4
1.3 ESCOPO	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1.1 SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO	7
2.1.1.1 Ensaio de granulometria.....	8
2.1.1.2 Ensaio de Limites de Atterberg	10
2.1.2 CLASSIFICAÇÃO ASHHTO	15
2.1.3 OUTRAS CLASIFICAÇÕES	16
2.2 ALGUMAS PROPRIEDADES DOS SOLOS	17
2.2.1 GRAU DE SATURAÇÃO.....	17
2.2.2 RESISTÊNCIA	18
2.2.3 PERMEABILIDADE.....	19
2.2.3.1 EQUAÇÃO DE BERNOULLI	20
2.2.3.2 LEI DE DARCY	21
2.2.3.3 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	24
2.3 MÉTODOS PARA A DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	25
2.3.1 MÉTODOS INDIRETOS	25
2.3.1 MÉTODOS DIRETOS - ENSAIOS “IN SITU”	28

2.3.2	MÉTODOS DIRETOS - ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	28
3.	MÉTODOS E INSTRUMENTOS.....	34
3.1	MATERIAIS.....	37
3.1.1	ESFERAS DE VIDRO.....	37
3.1.2	BENTONITA.....	39
3.2	MÉTODOS DE ENSAIO	41
3.2.1	ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DE ÍNDICES FÍSICOS	41
3.2.2	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	46
3.2.3	ENSAIOS DE PERMEABILIDADE	47
4.	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	49
4.1	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	49
4.2	MÉTODOS INDIRETOS.....	56
	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	60
	Referências.....	61

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Número da peneira x diâmetro nominal.....	9
Tabela 2.2 – Sistema de Clasificação Unificado.....	14
Tabela 2.3 – Classificação dos solos segundo a ASSHTO.....	16
Tabela 2.4 - Equações empíricas para o cálculo da permeabilidade.....	26
Tabela 3.1 – Características das esferas de vidro.....	40
Tabela 3.2 – Características da bentonita.....	41
Tabela 4.1 – Parâmetros coletados nos ensaios variando o estado de compactação do material..	50
Tabela 4.2 – Situação de e máximo para os diferentes L's.....	52
Tabela 4.3 – Situação de e mínimo para os diferentes L's.....	53
Tabela 4.4 – Proporção de finos e areia para cada um dos ensaios.....	55
Tabela 4.5 – Resultado dos ensaios das misturas.....	56
Tabela 4.6 – Aplicação da equação de Chapuis (2004) utilizando-se os parâmetros experimentais	58
Tabela 4.7 – k calculado segundo a equação de Hazen (1911)	59
Tabela 4.8 - Cálculo de k utilizando a equação de Kozeny-Carman.....	60

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1–Divisão hidrográfica brasileira.....	1
Figura 1.2 – Precipitação acumulada mensal.....	3
Figura 2.1 – Esquema das três fases constituintes do solo.....	6
Figura 2.2 – Classificação granulométrica dos solos segundo vários sistemas de classificação.....	7
Figura 2.3 – Definição do D_{10} , D_{30} e D_{60}	9
Figura 2.4 – Diferentes curvas granulométricas e características relacionadas ao CU e CC.....	10
Figura 2.5 – Vistas da aparelhagem utilizada no experimento de Atteberg.....	12
Figura 2.6 – Exemplo de curva de fluxo, traçada a partir do número de golpes em função do teor de umidade.....	13
Figura 2.7 – Carta de Plasticidade de Casagrande.....	15
Figura 2.8 – Materiais constituintes do solo.....	18
Figura 2.9 – Cargas envolvidas no fluxo de água através do solo.....	21
Figura 2.10 – Aparato experimental do ensaio à carga constante.....	29
Figura 2.11– Aparato experimental utilizado para carga variável na entrada e saída.....	31
Figura 3.1 – Esquema dos tipos de ensaios realizados na 2ª parte do projeto.....	34
Figura 3.2 – Perguntas respondidas classificadas segundo as etapas da pesquisa.....	36
Figura 3.3 – Vista das microesferas de vidro ao microscópio.....	38
Figura 3.4 – Pentapicnômetro.....	41
Figura 3.5 – Picnômetro.....	43
Figura 3.6 – Balança de alta precisão.....	44
Figura 3.7 – Frasco de Chapman utilizado para a determinação do Gs de areias.....	45
Figura 3.8 – Permeâmetro de carga constante e parede rígida.....	47

Figura 3.9 – Arraste de partículas.....	48
Figura 4.1 – Arranjos máximos e mínimos de vazios.....	50
Figura 4.2 - Permeâmetro preso ao agitador mecânico para vibrar.....	51
Figura 4.3 – C.P. depois de adensado por mais de 24h.....	56

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 4.1 – Análise da variação da permeabilidade com diferentes graus de compactação de uma amostra.....	52
Gráfico 4.2 – Gradiente hidráulico (i) x permeabilidade.....	53
Gráfico 4.3 – Gradiente hidráulico (i) x permeabilidade ($k - \text{cm}^3/\text{s}$) para a situação de menor índice de vazios.....	54
Gráfico 4.4 – Gradiente x permeabilidade para diferentes percentuais de mistura.....	57

INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO

O Brasil possui uma extensa rede fluviométrica dividida em 12 regiões hidrográficas (Figura 1.1). A abundância de rios perenes de grande potencial hidroelétrico ao longo do território faz com que uma das principais fontes de energia exploradas no Brasil seja a que provem de Hidroelétricas. Logo, é necessário estudar e entender em profundidade os elementos envolvidos nessas barragens: solo e água.

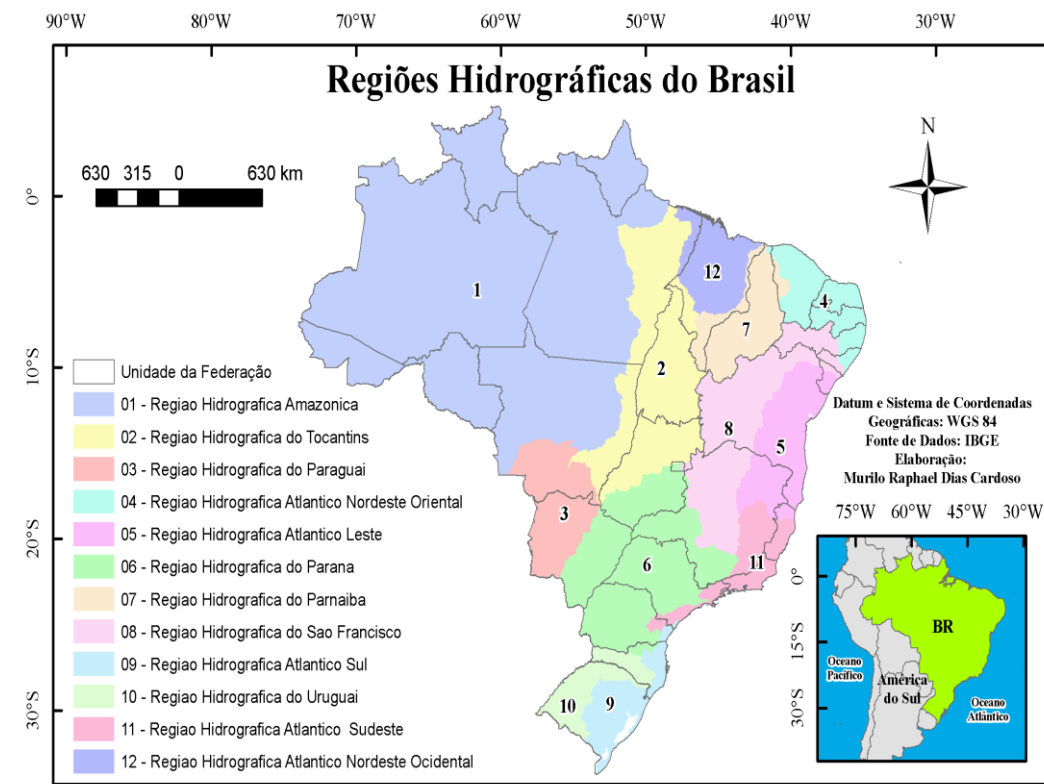


Figura 1.1 – Divisão hidrográfica brasileira. Fonte: CNRH, 2003.

Barragens são elementos que tem por finalidade impedir o fluxo de água através do seu corpo gerando como consequência um reservatório a montante e que pode ter por finalidade gerar energia elétrica, ou o consumo d'água. Tal empreendimento tem por objetivo barrar o fluxo d'água sem, contudo, interrompê-lo totalmente. Assim, na realidade, o que se busca é criar um caminho

preferencial da água através da barragem segundo o qual tem-se um fluxo estimado infinitamente inferior à sua capacidade de armazenamento.

Tal como cita Goís (2015), há inúmeros fatores que influenciam os projetos de barragens nas diversas regiões do Brasil. O autor destaca que é necessário analisar cuidadosamente a percolação através do maciço compactado e da fundação, já que a presença de camadas aluvionares espessas e rochas permeáveis são bastante comuns nas regiões Centro-Oeste e Norte do país onde tem sido criados cada vez mais obras de engenharia deste tipo.

Outro fator de relevância que interfere diretamente na interação água-solo é o regime pluviométrico. Este é um dos motivos para a constante renovação hídrica e que pode torna-se um problema durante ou mesmo depois da execução de aparelhos de infraestrutura. Isso porque o poder de arraste da chuva pode ser catastrófico dependendo das condições que encontra.

Cabe destacar que dada as dimensões continentais do Brasil, essa distribuição pluviométrica também acontece de forma diferenciada segundo a localidade. Por exemplo, a região do Distrito Federal se caracteriza por duas estações bem definidas, uma seca e outra chuvosa (Figura 1.2a), enquanto que a região do Amazonas se caracteriza por ser predominantemente quente e chuvosa, ainda que com uma estação cuja pluviometria é maior e outra menor, tendo precipitações médias bem superiores às do Distrito Federal (Figura 1.2b).

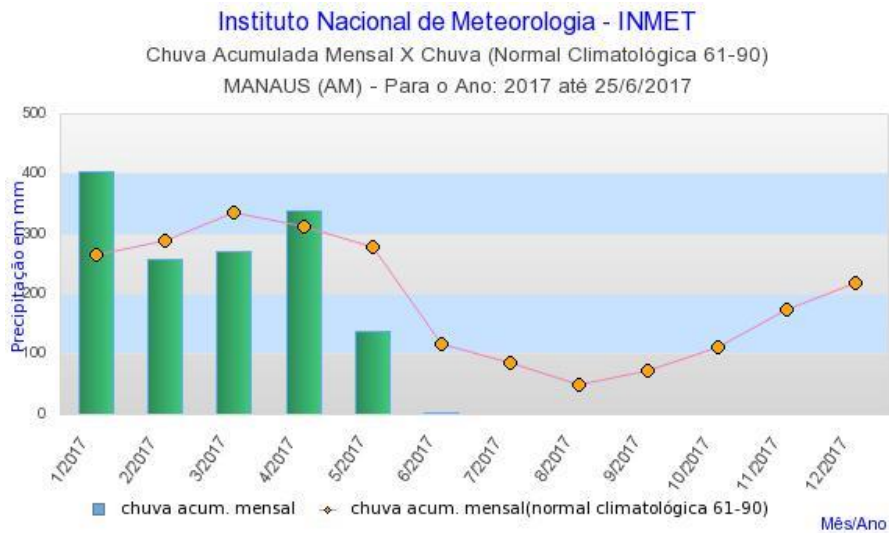
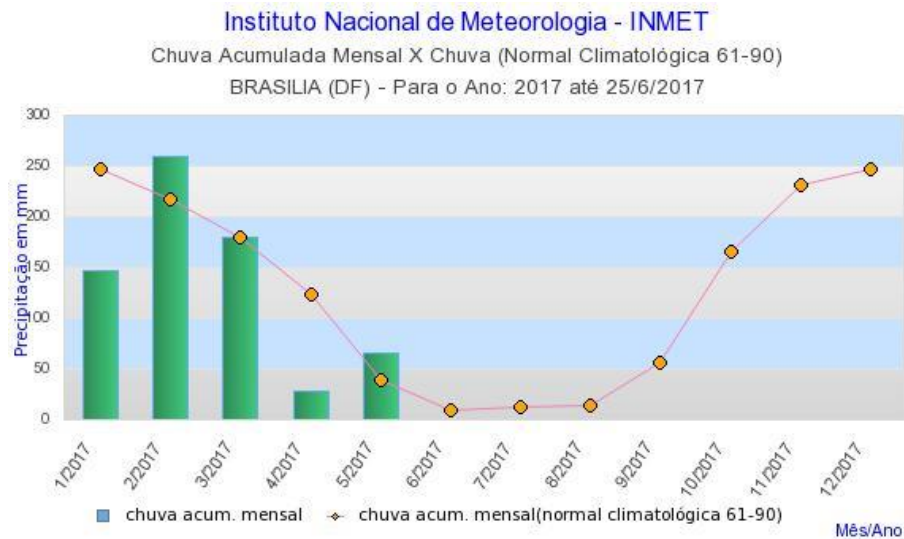


Figura 1.2 – Precipitação acumulada mensal a – de Brasília - DF para o ano de 2017, esperada e ocorrida até então;
b –de Manaus – AM para o ano de 2017, esperada e ocorrida até então. (INMET, jun/17)

Assim, visando evitar problemas antrópicos maiores, torna-se imprescindível incluir instrumentos de drenagem em infraestruturas de transporte, por exemplo. Nesse caso, a ideia é catalisar a água resultante das chuvas em direção a regiões onde possam infiltrar livremente na tentativa de aumentar sua vida útil, diminuindo processos de arraste. Neste sentido, vários são os pesquisadores que estudaram a interferência da água em sistemas de transportes. Um deles, Suzuki

(2013), destaca que o bom desempenho de uma ferrovia depende, dentre outras, das condições de drenagem da plataforma, uma vez que a água livre acumulada na seção pode causar recalques progressivos na linha. Um exemplo, Cordeiro, W. *et. al.* (2013) constata em sua análise de um trecho da malha ferroviária de São Paulo que a percolação da água do rio Paraíba do Sul estava gerando problemas na capacidade de suporte do pavimento ferroviário e, conseqüentemente, reduzindo drasticamente sua vida útil. Logo, percebe-se que a percolação, passagem da água através do solo, é um fator de extrema relevância em obras de engenharia devendo ser, portanto, cuidadosamente estudada. Este trabalho surge então buscando estudar como essa propriedade se altera à medida que se tem misturas de solos granulares e finos em distintas proporções.

1.2 OBJETIVOS

Estudar a variação do coeficiente de permeabilidade em função do gradiente hidráulico, do índice de vazios e da porcentagem de finos.

E como objetivos específicos tem-se:

- Caracterizar o material de estudo (areia artificial e bentonita).
- Realizar ensaios de permeabilidade no laboratório em uma areia artificial com permeâmetro de carga constante, variando o gradiente hidráulico, a compactação do material e o conteúdo de finos (bentonita).
- Comparar os resultados obtidos em laboratório com os métodos indiretos.

1.3 ESCOPO

O presente trabalho se dividiu em duas partes. Em um primeiro momento estudou-se os aspectos teóricos que envolvem o estudo de solos granulares e finos, como esses aspectos se relacionam entre si e como é possível compará-los segundo várias propriedades. Em um segundo instante, definiram-se dois materiais de estudo para ensaiar em laboratório e verificar se as propriedades estudadas de forma teórica se cumprem, como elas se relacionam, em que tipo de

problema de engenharia é importante conhece-los e como a permeabilidade pode influenciar nas escolhas de projeto das mais variadas estruturas. Assim, o Capítulo 2 reverencia os aspectos teóricos enquanto que o Capítulo 3 apresenta a metodologia e os aparelhos utilizados nos ensaios em laboratório. Já o Capítulo 4 apresenta os resultados obtidos e realiza as devidas comparações com a teoria e por último o Capítulo 5 apresenta as conclusões obtidas acerca do tema.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para entender melhor temas relacionados à interação solo-água faz-se necessário compreender conceitos como, a definição de solo. Entende-se como solo o agregado não cimentado de grãos minerais e matéria orgânica decomposta (partículas sólidas), com líquido e gás nos espaços vazios entre as partículas sólidas (DAS, 2006). A Figura 2.1 ilustra essas três fases constituintes do solo de modo esquemático onde estas estão separadas. Dado sua importância nas mais variadas obras de engenharia, torna-se imprescindível estudar diversos aspectos desse material, como por exemplo, sua composição mineralógica, grau de saturação, resistência, permeabilidade, dentre outras. Na tentativa de agrupar os solos segundo características semelhantes foram criados vários sistemas de classificação, os quais dividem os solos em grupos de características comuns e cria indicadores para diferenciá-los.

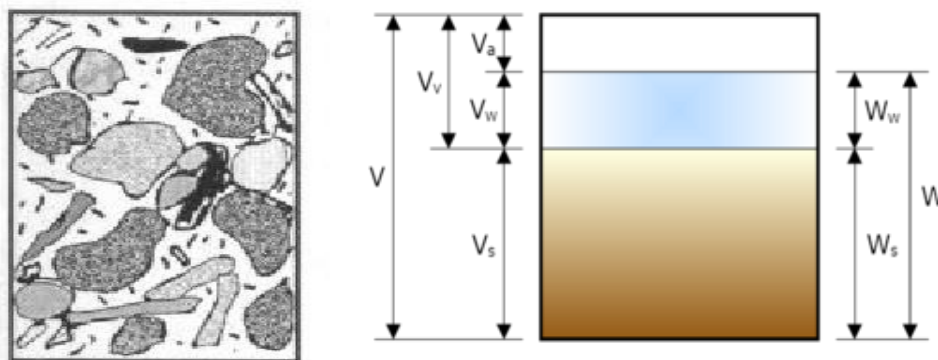


Figura 2.1 – Esquema das três fases constituintes do solo: partículas sólidas (marrom), água (azul) e ar (branco) e as respectivas variáveis de Volume (V) a esquerda e Peso (W) a direita.

2.1 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

A ideia de dividir os solos em grupos com as mesmas características é algo muito amplo e que não seria possível de modo prático em todos os quesitos que envolvem um determinado solo. Isso porque, solos originários de uma mesma rocha mãe podem estar sujeitos a diferentes agentes o que, ao longo de milhares de anos, confere características específicas a cada um. Além disso, só

de estarem a cotas diferentes, podem derivar de rochas distintas e portanto, possuir propriedades distintas, o que permite afirmar que o solo possui um caráter anisotrópico. Sendo assim, buscou-se dividi-los em grupos de forma que essa classificação fosse a mais didática e simples possível, sendo, portanto, necessário estabelecer os critérios que separariam os grupos. Várias tentativas surgiram nesse contexto, sendo possível caracterizá-los segundo a sua origem, composição mineralógica, tipo de intemperismo a que está sujeito, granulometria (Figura 2.1), dentre outros (PINTO, 2006). Apesar da grande variedade de possíveis classificações, existem dois sistemas que são os mais utilizados, o Sistema Unificado de Classificação e a classificação da ASSHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), ambas retratadas na Figura 2.2 e explicitados a continuação.

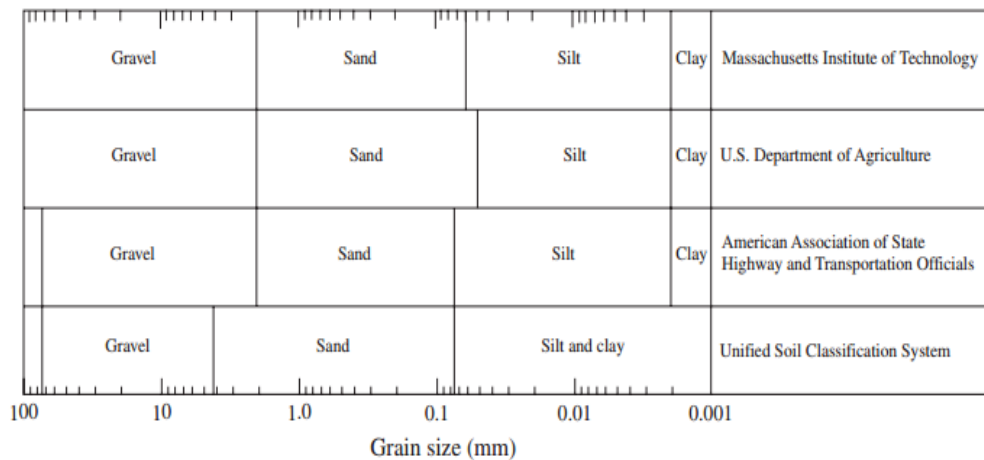


Figura 2.2 – Classificação granulométrica dos solos segundo vários sistemas de classificação (DAS, 2008, p. 20)

2.1.1 SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO

A ideia de subdividir os solos em grupos de características semelhantes tem como finalidade facilitar a compreensão das propriedades de cada um dos solos através de indicadores para que possam ser entendidos por qualquer um.

Nesse sentido, um de seus primeiros estruturadores foi Casagrande (1948). O autor criou as bases de uma das sistematicas mais utilizadas, o Sistema Unificado de Classificação. Utilizado principalmente em obras de barragens, esse método é baseado em duas características do solo: o tipo de partículas constituintes e sua consistência. Tais aspectos representam o mínimo que

necessita ser conhecido a respeito dos solos em qualquer tipo de obra de Engenharia Civil e esse é um dos motivos de ser tão difundido. Outro dos principais motivos é a sua praticidade e relativo baixo custo já que são necessários apenas dois ensaios: o ensaio de granulometria e o de limites de Atterberg. Além disso, a maioria das propriedades conhecidas a respeito dos solos foram posteriormente relacionadas ao tipos de solo segundo essa classificação. Um exemplo disso é James Sherard, J. L. *et.al* (1984) que baseia todo o seu estudo da ação de filtros em barragens segundo a subdivisão de solos finos (argilosos e siltosos).

2.1.1.1 Ensaio de granulometria

O primeiro ensaio, a determinação da granulometria, é feito a partir do peneiramento do solo em peneiras cujos diâmetros encontram-se na Tabela 2.1 e que relaciona o número dessas com o diâmetro nominal (ABNT NBR 7181/84). Tal ensaio é executado em solos granulares agitando o grupo de peneiras e posteriormente verificando a quantidade retida, pesando-as e verificando a porcentagem em relação à massa total em cada uma delas.

Vale ressaltar que o diâmetro nominal da peneira nº 200 não é suficiente para descrever todos os diâmetro da parte fina da amostra. Tal instrumento é utilizado como fronteira para definir a porcentagem de solos finos e granulares em uma dada amostra. Logo, caso haja a necessidade de dentro da porção fina (retida na peneira nº 200) saber qual a porção de um determinado diâmetro, ou mesmo para obter a curva granulométrica completa, deve ser executado o ensaio de sedimentação também descrito na NBR 7181/84 (ABNT, 1984).

A partir do percentual de solo retido em cada um dos diâmetros nominais das peneiras é possível montar a curva granulométrica da amostra (da parte granular) e juntamente ao estudo da parte fina (peneiramento e densímetro) obter os coeficientes necessários para a classificação segundo o SUC o chamado coeficiente de Uniformidade (Cu) e o Coeficiente de Curvatura (Cc). Esses são obtidos por meio do presente ensaio e cujas fórmulas (Eq. 2.1 e Eq. 2.2) descrevem analiticamente o processo de cálculo dos indicadores.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Eq. 2.1}$$

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} \quad \text{Eq. 2.2}$$

Tabela 2.1 – Número da peneira x diâmetro nominal (DAS, 2008 p.25)

Sieve no.	Opening (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

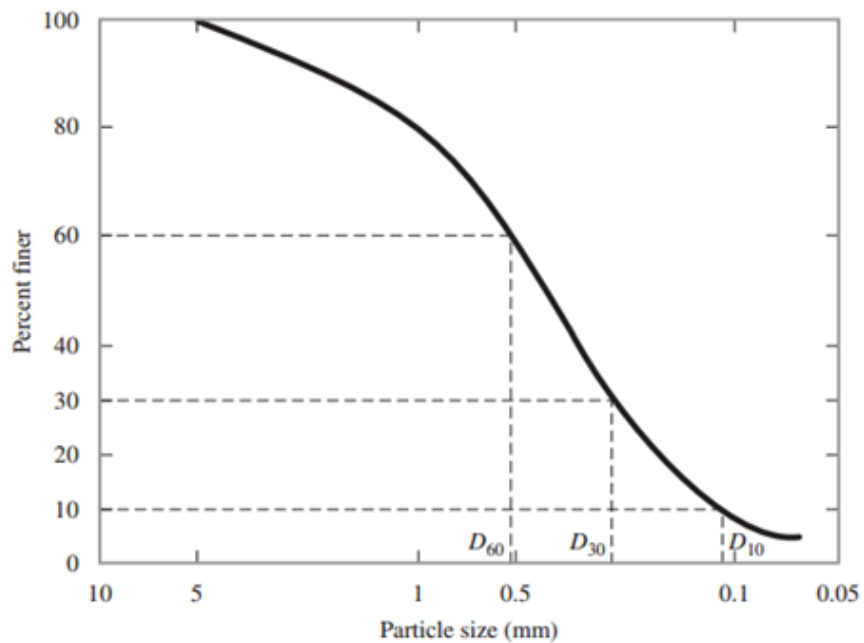


Figura 2.3 – Definição do D₁₀, D₃₀ e D₆₀ (DAS, 2008)

O coeficiente de uniformidade registra a amplitude dos tamanhos dos grãos, ou seja, quanto maior o C_u (Eq. 2.1) menos dispersos são os tamanhos das partículas, e, conseqüentemente, mais uniforme são os grãos. Em outras palavras, conforme menor for esse coeficiente, mais “bem graduado” é o solo (Figura 2.4).

Já o coeficiente de curvatura (CC), Eq. 2.2 verifica o encadeamento dos tamanhos dos grãos e se há descontinuidades na curva, ou seja, se o solo não possui algum determinado diâmetro médio de partícula (Figura 2.4). Esse coeficiente está relacionado com a forma da curva de granulometria.

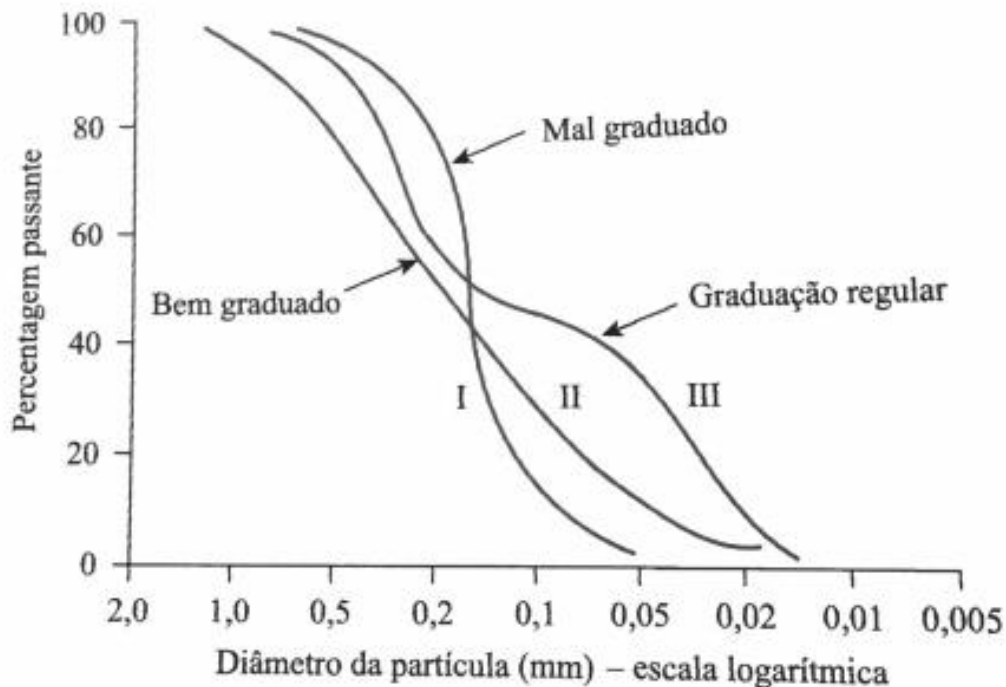


Figura 2.4 – Diferentes curvas granulométricas e características relacionadas ao C_u e CC (DAS, 2006)

2.1.1.2 Ensaio de Limites de Atterberg

O Ensaio de Limites de Atterberg foi desenvolvido pelo suíço Albert Mauritz Atterberg no começo dos anos 1900 e possui como finalidade determinar a consistência dos solos. O autor observou que variando o teor de umidade, algumas propriedades mudavam. Isso porque, ao alterar a quantidade de água em determinado solo pode ocorrer a mudança do estado físico no qual ele se encontra, podendo passar para qualquer um dos quatro estados existentes em solos: líquido,

plástico, semissólido e sólido. Conseqüentemente, mudam alguns índices físicos e, portanto, as propriedades relacionadas, como por exemplo, o grau de saturação, a resistência, dentre outros.

Tal ensaio é imprescindível para a classificação de solos finos pois, argilosos e siltosos podem possuir o mesmo diâmetro das partículas e, no entanto, apresentar consistências diferentes devido a sua origem mineralógica e conseqüentemente microestrutura e comportamento diferentes.

A partir do aparato experimental mostrado na Figura 2.5a é possível estabelecer o Limite de Liquidez (LL). Esse índice representa a quantidade de golpes necessários para fechar a ranhura feita pelo cinzel padrão (Figura 2.5b). O experimento consiste em uma espécie de pequena taça de bronze em cima de uma base de borracha. Coloca-se a pasta de solo na taça e faz-se a ranhura (Figura 2.5c). Em seguida a taça é suspensa à 10mm e solta por um sistema de manivela, o que progressivamente provoca o fechamento da ranhura. A ASTM D4318 e a ABNT NBR 6459/84 estabelecem o procedimento padrão para a realização do ensaio de limite de liquidez (LL). Nas referidas normas, consta que devem ser efetuados no mínimo 4 ensaios para a mesma amostra indeformada de solo, uma vez que é difícil estabelecer o teor de umidade da pasta para que sejam necessários exatamente 25 golpes para fechar a ranhura. Sendo assim, esses 4 testes são efetuados utilizando diferentes teores de umidade para, em seguida, ser traçado o gráfico em escala semilog do percentual de umidade em função do número de golpes necessários para fechar a ranhura (o teor de umidade deve ser tal que o número de golpes seja entre 15 e 35, segundo a ABNT NBR 6459/84). O teor de umidade correspondente à $N = 25$ golpes é o chamado Limite de Liquidez (Figura 2.6).

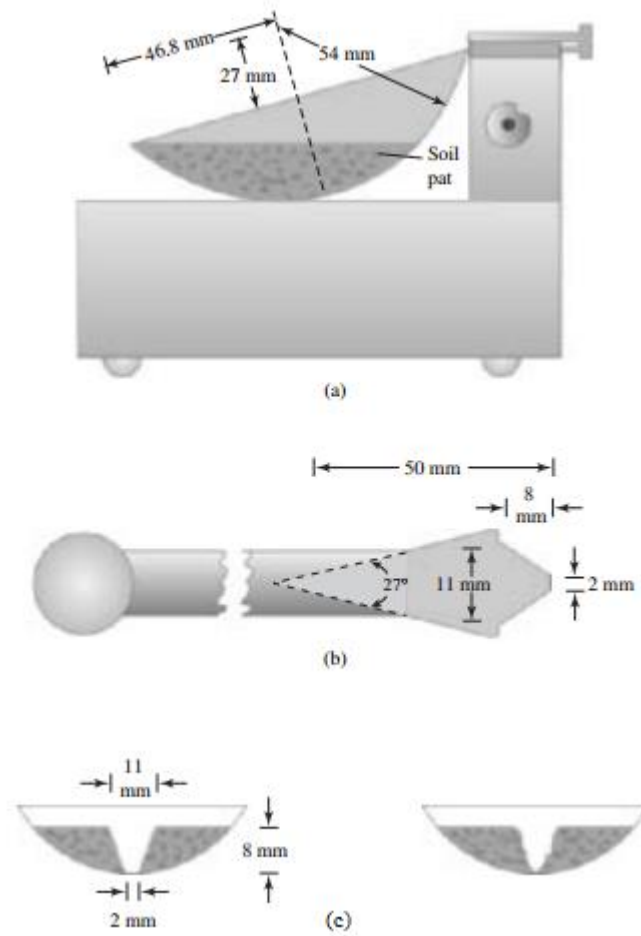


Figura 2.5 – Vistas da aparelhagem utilizada no experimento de Atterberg. (a) Vista lateral do aparelho; (b) Cinzel para fazer a ranhura padrão; e (c) Vista em corte do perfil do solo antes da realização do experimento (DAS, 2008, p. 55 – modificado)

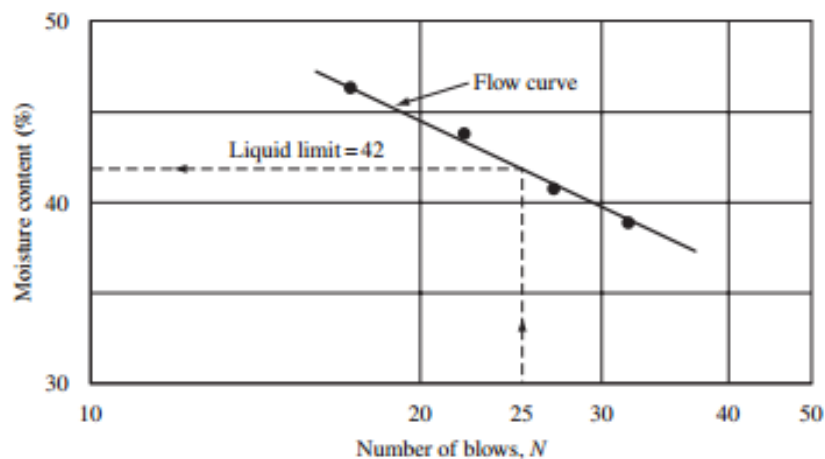


Figura 2.6 – Exemplo de curva de fluxo, traçada a partir do número de golpes em função do teor de umidade (DAS, 2008, p. 56)

Para estabelecer o Limite de Plasticidade (LP) não é necessário instrumental elaborado: o único que se necessita é uma placa de vidro esmerilhada na qual devem ser moldados à mão rolinhos em formato de fio de cerca de 3,2mm de diâmetro do solo em questão até que estes se rompam (ABNT NBR 7180/84). O teor de umidade destes rolinhos que se desintegraram é o Limite de Plasticidade.

Além desses dois índices, o Limite de Liquidez (LL), que estabelece o limite entre o estado líquido e plástico, e o Limite de Plasticidade (LP), aquele entre o estado plástico e semi-sólido, existe um terceiro, chamado índice de Plasticidade (IP) que é o resultado da diferença entre os dois anteriores (Eq. 2.3).

$$IP = LL - LP \quad (\text{Eq. 2.3})$$

Tais índices são essenciais para a determinação do grupo ao qual pertence um solo, seja segundo o sistema de Classificação Unificado ou segundo a classificação da ASSHTO. Tal como é possível verificar através da Tabela 2.2, que mostra os limites para classificação de uma amostra tendo como base os dois ensaios descritos, granulometria e Limites de Atterberg.

Tabela 2.2 - Sistema de Classificação Unificado

Critérios para a atribuição do símbolo de grupo				
SOLOS GROSSOS				Símbolo do grupo
Mais de 50% de material retido na peneira n 200	Pedregulhos - Mais de 50% da fração grossa retida na peneira N 4	Pedregulhos puros - menos de 5% de grãos finos	Cu > 4 e 1 < Cc < 3	GW
			Cu < 4 e/ou 1 > Cc > 3	GP
		Pedregulhos com finos - mais de 12% de grãos finos	IP < 4 ou representado abaixo da linha "A" (Figura 2.7)	GM
			IP > 7 e representado na ou cima da linha "A" (Figura 2.7)	GC
	Areias - 50% ou mais da fração grossa passam na peneira N 4	Areias puras - menos de 5% de finos	Cu > 6 e 1 < Cc < 3	SW
			Cu < 6 e/ou 1 > Cc > 3	SP
Areias com finos - mais de 12% de finos		IP < 4 ou representado abaixo da linha "A" (Figura 2.7)	SM	
		IP > 7 e representado na ou cima da linha "A" (Figura 2.7)	SC	
SOLOS FINOS				
50% ou mais passam na peneira n 200	Siltes e argilas - Limite de Lquidez inferior a 50	Inorgânico	IP > 7 e representado na ou cima da linha "A" (Figura 2.7)	CL
			IP < 4 ou representado abaixo da linha "A" (Figura 2.7)	ML
		Orgânico	Limite de liquidez - seco em estufa /Limite de liquidez - não seco	OL
	Siltes e argilas - Limite de Lquidez 50 ou superior	Inorgânico	Na ou cima da linha "A" (Figura 2.7)	CH
			Abaixo da linha "A" (Figura 2.7)	MH
		Orgânico	Limite de liquidez - seco em estufa /Limite de liquidez - não seco	OH
Solos Altamente orgânicos	Matéria primariamente orgânica, de cor escura e odor orgânico			Pt
Pedregulhos com quantidade de finos entre 5% e 12% precisam de símbolos duplos: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC				
Areias com quantidade de finos entre 5% e 12% precisam de símbolos duplos: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC				
$CC = \frac{(D_{20})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad CU = \frac{D_{60}}{D_{10}}$				
Se 4 < IP < 7 e é representado na área hachurada da Figura 2.7, use o símbolo duplo GC-GM ou SC-SM				
Se 4 < IP < 7 e é representado na área hachurada da Figura 2.7, use o símbolo duplo CL-ML				

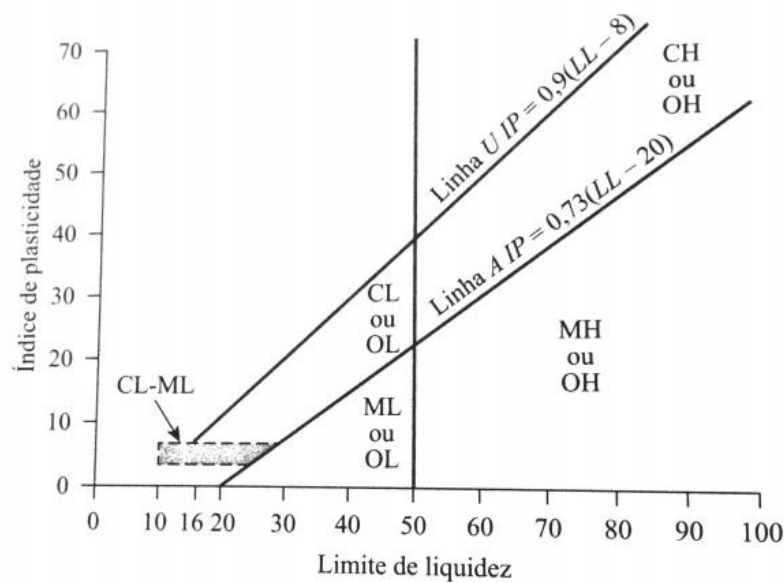


Figura 2.7 – Carta de Plasticidade de Casagrande (DAS, 2006)

2.1.2 CLASSIFICAÇÃO ASHHTO

Esse sistema de classificação foi criado como uma adequação do Sistema Unificado a obras de pavimentação. Por isso, tal método é muito semelhante ao anterior, estando baseado nos mesmos princípios de classificação. A grande diferença é que este modelo possui um comportamento um pouco mais restrito em relação à consideração de solos granulares. Isso porque, diferentemente do anterior, onde um solo era dito fino se tivesse 50% das partículas passando na peneira nº 200, essa classificação considera que se um solo tem 35% das partículas consideradas finas (que passam na peneira nº200), já é considerado fino. Essa adequação foi feita a partir da constatação de que um solo com essa quantidade de finos já tem o seu comportamento diretamente influenciado por ele. Assim, foram feitas as adequações na Carta de Plasticidade e na tabela de classificação (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 – Classificação dos solos segundo a ASSHTO (DAS, 2006 - modificado)

Classificação geral	Materiais granulares (35% ou menos da amostra total passam pela peneira nº 200)						
	A-1		A-3	A-2			
Classificação do grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análise granulométrica (percentagem que passa)							
Nº 10	máx. 50						
Nº 40	máx. 30	máx. 50	mín. 51				
Nº 200	máx. 15	máx. 25	máx. 10	máx. 35	máx. 35	máx. 35	máx. 35
Características da fração na peneira nº 40							
Limite de liquidez				máx. 40	mín. 41	máx. 40	mín. 41
Índice de plasticidade	máx. 6		NP	máx. 10	máx. 10	mín. 11	mín. 11
Tipos comuns de materiais constituintes significativos	Fragmentos de pedra, pedregulho e areia		Areia fina	Pedregulho e areia siltosos ou argilosos			
Classificação geral como subleito	De excelente a bom						

Classificação geral	Materiais argilo-siltosos (mais de 35% da amostra total passante na nº 200)				
	Classificação do grupo	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 ^a A-7-6 ^b
Análise granulométrica (percentagem que passa)					
Nº 10					
Nº 40					
Nº 200		mín. 36	mín. 36	mín. 36	mín. 36
Características da fração que passa através da peneira nº 40					
Limite de liquidez		máx. 40	mín. 41	máx. 40	mín. 41
Índice de plasticidade		máx. 10	máx. 10	mín. 11	mín. 11
Tipos comuns de componentes significativos		Solos siltosos		Solos argilosos	
Classificação geral como subleito		Mediano a ruim			

^aPara A-7-5, $IP \leq LL - 30$

^bPara A-7-6, $IP > LL - 30$

2.1.3 OUTRAS CLASIFICAÇÕES

Os sistemas de classificação mencionados acima constituem uma forma aproximada de classificar solos. Isso porque foram desenvolvidos nos Estados Unidos caracterizado principalmente por clima temperado. Em climas tropicais, os agentes de intemperismo como o sol e o regime de chuvas atuam de forma intensa e durante longos períodos do ano assim, existem classificações especializadas em outros critérios, como por exemplo, segundo o tipo de intemperismo ao qual está mais sujeito.

2.2 ALGUMAS PROPRIEDADES DOS SOLOS

O solo, assim como qualquer outro material de construção, possui uma série de fatores que podem torná-lo interessante ou não para determinada finalidade. Tais propriedades abrangem, por exemplo, grau de Saturação, compactação, resistência, permeabilidade, solubilidade, dentre outras que estão baseados em índices (no geral, físicos) como a densidade específica, peso seco, teor de umidade e índice de vazios (determinados a partir de ensaios ou através de formulações empíricas). O presente estudo foca em uma dessas propriedades, a permeabilidade, e sua relação com as demais.

2.2.1 GRAU DE SATURAÇÃO

O grau de saturação de determinado solo está relacionado à quantidade de água que este possui em seus poros. O que acontece é que, como já mencionado anteriormente, o solo não é uma massa inteiriça e homogênea: se não que possui pequenos espaços entre suas partículas, o solo não é uma massa inteiriça e homogênea, este possui pequenos espaços entre suas partículas, os poros. Tais espaços podem ser muito pequenos, da ordem de μm (cujas partículas são imperceptíveis, principalmente os argilominerais) como também da ordem de alguns milímetros ou mesmo centímetros (pedregulhos) (PINTO, 2006). Dada essa grande variedade de medidas dos poros, os solos possuem diferentes tamanhos de espaços onde a água e o ar podem se instalar entre as partículas. A essa característica do solo de possuir vazios dá-se o nome de porosidade. No geral, vários autores (CAPUTO, 1977; DAS, 2006) concordam que quanto menor for a porosidade mais difícil é que a água percole. Isso porque os espaços se tornam tão pequenos que pode ser considerado praticamente estacionário, de tão baixa que é a permeabilidade do meio e tão pequenos que são os espaços entre as partículas.

Além disso, o grau de saturação de um determinado solo está totalmente relacionado à posição do nível freático já que, ao situar-se abaixo do nível freático, significa que todos os vazios estão cheios de água, ou seja, o solo está saturado. No entanto, caso a amostra de solo esteja acima do nível freático significa que no volume do solo, parte de seus poros estão cheios de ar e parte de água (Figura 2.8a). Melhor dizendo, o fluxo de água não ocorre em todo o volume, se não que há caminhos preferenciais de passagem da água, o que significa que o fluxo não ocorrerá de forma

uniforme em toda a área analisada. Para que a Lei de Darcy (explica a condutividade hidráulica, seção 2.2.3.2) possa ser utilizada, é preciso que o solo esteja totalmente saturado (Figura 2.8b), o que significa que os poros antes cheios de ar + água, nesse estado, passam a somente possuir água, resultando em um fluxo o mais uniforme possível por todo o volume do material. Logo, devem ser realizados ensaios para verificar o teor de umidade do solo antes da amostra ser analisada no permeâmetro para verificar se a amostra está totalmente saturada. Caso não esteja, será necessário proceder a saturação para só então realizar o ensaio de permeabilidade.

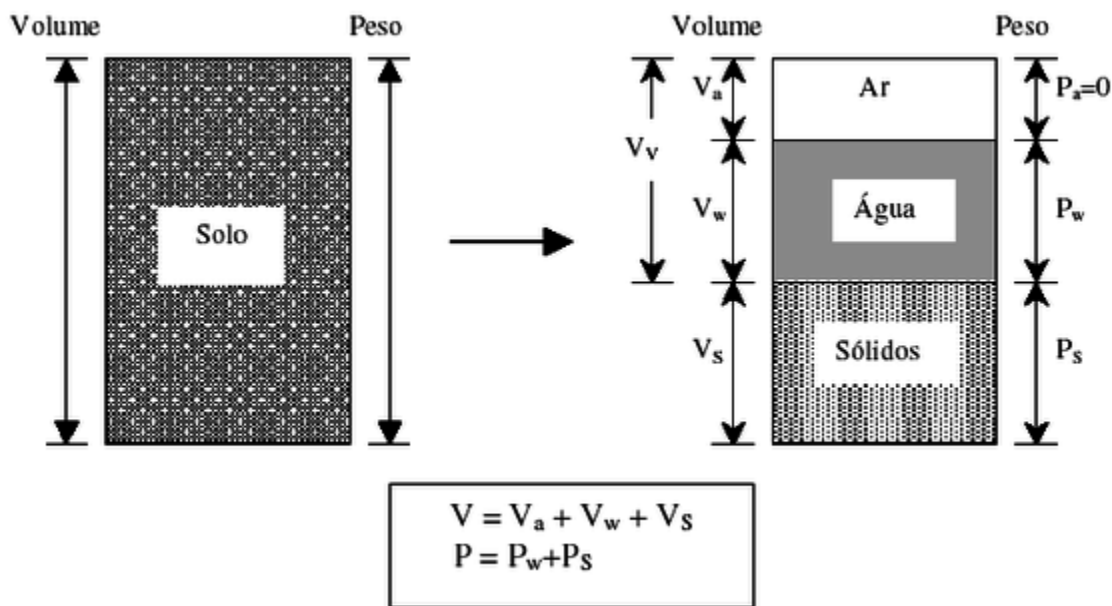


Figura 2.8 – Materiais constituintes do solo (a) A esquerda representação esquemática do solo composto por seus 3 compostos: ar, água e ar. E a direita (b) o esquema de um solo 100% saturado (DAS, 2006, p. 42).

2.2.2 RESISTÊNCIA

A resistência constitui-se uma propriedade de grande relevância no estudo dos solos para fins de obras de engenharia. Tal característica, genericamente falando, está relacionada à capacidade de suporte de cargas que determinado material possui e, portanto, se tratando da área de mecânica dos solos, é essencial em qualquer tipo de projeto de fundações, por exemplo. Essa capacidade de suporte está relacionada a diversas outras variáveis, já que alterando certas características de alguma delas, podem ocorrer mudanças significativas em outras.

Os solos são submetidos comumente à ação de forças de compressão. Tais forças se transformam em tensões que são distribuídas partícula a partícula através das camadas de solo (tensões totais σ_t). Sendo assim, devido à presença de vazios no solo, a resistência pode diminuir consideravelmente em decorrência da excessiva presença de ar. O que acontece é que o solo, ao ser comprimido, expulsa o ar dos vazios levando a recalques, o que pode se tornar um grande problema. Além disso, como citado também na seção 2.2.1, parte desses vazios estão cheios de água. Logo, parte dessa tensão será suportada pela água, a chamada poro-pressão (u). Assim para calcular a parte da tensão que realmente é suportada pelo solo (tensão efetiva, σ_{ef}), utiliza-se a Eq. 2.4.

$$\sigma_{ef} = \sigma_t - u \quad (\text{Eq. 2.4})$$

Logo, a tensão efetiva, além de depender da tensão aplicada, está sujeita ao grau de saturação de um determinado solo. É importante ter cuidado com o grau de saturação, pois ao longo do tempo, a água presente nos poros pode ser expulsa. Diferentemente do ar que causa recalques praticamente instantâneos, a água pode causá-los anos após a realização da obra, o que pode resultar em problemas relevantes.

Sendo assim, o que comumente é feito quando a cota do nível d'água está acima ou pouco abaixo da altura prevista para as fundações de certo empreendimento é rebaixar tal nível freático, normalmente através do método de bombeamento. Tal medida costuma ser tomada justamente para evitar que esses recalques possam ocorrer durante ou após o término da obra. Como mencionado, ainda que a fundação esteja acima do nível freático é preciso verificar se essa distância entre cotas atende a critérios de segurança mínimos, visto que a cota d'água pode mudar significativamente segundo a estação do ano dado o regime de chuvas da região.

2.2.3 PERMEABILIDADE

Genericamente falando, sob o ponto de vista da geotecnia, a permeabilidade está relacionada ao grau de facilidade/dificuldade que um solo apresenta à passagem de um líquido e as características desse escoamento. Nos estudos de Mecânica dos Solos, o fluido que costuma apresentar maior interesse é a água, por ser o mais abundante no solo e o que costuma acarretar mais problemas. No entanto, as mesmas análises feitas para a água podem ser feitas para outros

fluidos com as devidas adequações do aparato experimental tal como explicita a ABNT D5084 - *Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter*.

Tal fenômeno, a percolação da água nos solos, só é possível porque esse não é uma massa inteiriça e homogênea, se não que possui falhas e ranhuras, além de micro espaços entre suas partículas, os vazios, o que possibilita o movimento da água através destes canalículos interconectados. Assim, para entender um pouco melhor a complexidade do escoamento da água no solo é necessário compreender alguns conceitos relacionados à hidráulica: a Equação de Bernoulli, a Lei de Darcy e sua aplicabilidade.

2.2.3.1 EQUAÇÃO DE BERNOULLI

A equação de Bernoulli visa estabelecer as cargas de energia em uma dada massa de água. Cimbala & Çengel (2007) descrevem a chamada carga total como a soma das cargas piezométrica, cinética e altimétrica (respectivamente o 1º, 2º e 3º termo da Eq. 2.5).

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + Z \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Onde h = carga total, u = pressão da água, γ_w = peso específico da água, v = velocidade, g = aceleração da gravidade e Z = diferença de altura entre um nível de referência e o ponto onde deseja-se calcular a carga total.

Quando a equação é aplicada ao fluxo de água nos solos, o termo que corresponde à energia cinética pode ser desprezado já que a velocidade de fluxo nos meios porosos é muito pequena podendo a equação ser reduzida à Eq. 2.5 sem prejuízos à precisão.

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + Z \quad (\text{Eq. 2.6})$$

O primeiro termo da Eq. 2.5 corresponde à altura piezométrica. Tal medida é obtida em piezômetros. Esses tubos (piezômetros) medem a pressão estática em determinado ponto em m.c.a.

(metros de coluna d'água), sendo necessário verificar quanto a água ascende nesse tubo (que possui como característica ser suficientemente fino de forma que simule tubos capilares- Figura 2.8).

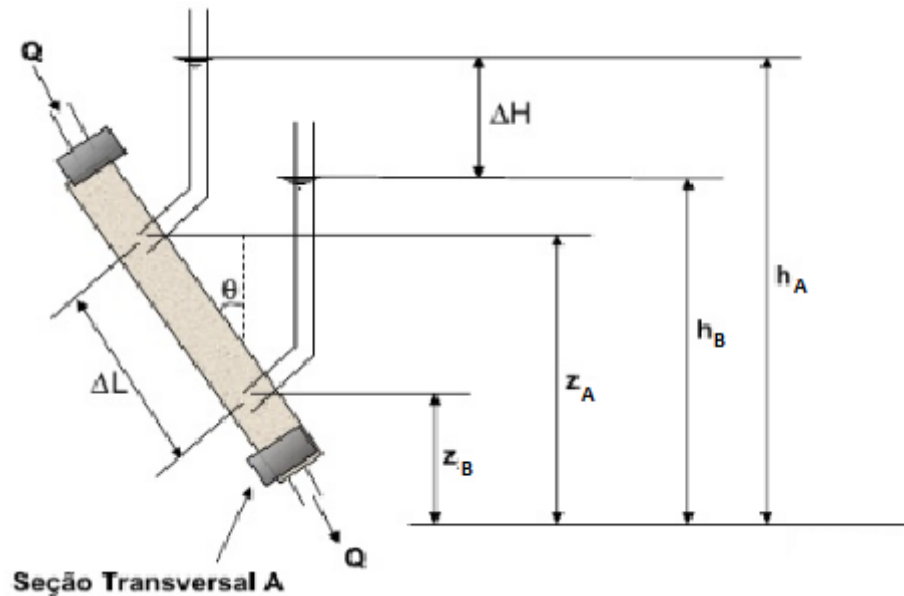


Figura 2.9 – Cargas envolvidas no fluxo de água através do solo (DAS, 2006, p. 126 – modificado)

Assim, a perda de carga entre os pontos A e B pode ser calculada por (Figura 2.9):

$$\Delta h = h_A - h_B = \left(\frac{u_A}{\gamma_w} + Z_A \right) - \left(\frac{u_B}{\gamma_w} + Z_B \right) \quad (\text{Eq. 2.6})$$

2.2.3.2 LEI DE DARCY

No ano de 1956, o engenheiro francês Darcy, realizando experimento semelhante ao da Figura 2.8, obtém resultados significativos a partir dos quais deriva grande parte dos estudos a respeito da percolação. Utilizando-se da equação de Bernoulli e de simplificações no sistema do filtro de areia da Figura 2.9, Darcy encontrou a relação entre as principais variáveis envolvidas em problemas de fluxo d'água. O pesquisador verificou que a vazão em um solo homogêneo, cujo fluxo é laminar e totalmente saturado, é proporcional à perda de carga total (diferença de carga na

entrada e na saída) e à área da seção transversal. Assim como verificou também que a vazão é inversamente proporcional ao comprimento da amostra na direção do fluxo (Eq. 2.7).

$$Q = -k \frac{\Delta h}{L} A \quad (\text{Eq. 2.7})$$

$$i = \frac{h_A - h_B}{L} \quad (\text{Eq. 2.8})$$

Na Eq. 2.7 as variáveis possuem suas medidas no Sistema Internacional (S.I.), ou seja, Q em m³/s, Δh em m, L em m, A em m² e consequentemente k em m/s. A relação $\frac{\Delta h}{L}$ chamou-se gradiente hidráulico (representado pela letra “i”), tal parâmetro mostra a variação de carga entre 2 pontos, A (ponto de entrada) e B (ponto de saída) dividido pela distância entre eles (L), tal como mostra a Eq. 2.8 e que pode ser visto através da Figura 2.9. Assim, a equação 2.7 simplificada é mostrada (Eq. 2.10) onde v é a velocidade de percolação do fluido no meio. Percebe-se pela Eq. 2.10 que essa velocidade só depende da perda de carga hidráulica entre os pontos considerados, o comprimento da amostra entre A e B, e da constante “k” chamada condutividade hidráulica.

$$Q = vA \quad (\text{Eq. 2.9})$$

$$v = k i \quad (\text{Eq. 2.10})$$

Darcy observou que para uma determinada amostra de solo, além das variáveis já amplamente conhecidas (velocidade, área, vazão), aparecia sempre uma constante de proporcionalidade e que essa mudava segundo o solo testado. A mesma foi chamada de condutividade hidráulica e é representada pela letra k nas Eq. 2.7 e 2.10. Desde então, muitos estudos têm sido feitos no sentido de verificar as propriedades que interferem na condutividade hidráulica e como isso ocorre.

- Validade da Lei de Darcy

Os experimentos realizados por Darcy simularam condições de fluxo ideais. Entretanto, tais condições nem sempre são válidas para todo e qualquer solo. Assim, primeiramente, antes de aplicar a Lei, é necessário verificar se as hipóteses de Darcy são válidas para o solo em questão.

1º Solo homogêneo – Sabe-se que na realidade os solos em geral não são homogêneos. Tal como visto em 2.1, vários agentes atuam de forma desigual nos solos gerando, por exemplo, a produção de falhas, o transporte de partículas de maneira assimétrica segundo o relevo da região, além de uma possível composição mineralógica diferenciada de uma camada de solo para outra. Tal condição pode ser verificada através da observação da amostra de solo coletada. Características como cor e tamanho médio das partículas são alguns aspectos que podem indicar uma heterogeneidade excessiva na amostra, o que inviabilizaria aplicar a Lei de Darcy. No entanto, geralmente, antes de coletar uma amostra indeformada, estuda-se por meio de cartas topográficas, mapas de constituição mineralógica dos maciços, entre outros, a disposição altimétrica das camadas e a composição mineralógica para tentar, na medida do possível, obter amostras que sejam o mais homogêneas possível.

2º Solo saturado – Tal como visto em 2.2.1, o grau de saturação é importante para que o fluxo seja o mais uniforme possível. Isso porque, quando o solo não está totalmente saturado, parte dos seus vazios estão preenchidos por bolhas de ar. Logo, a água não flui igualmente por toda a área e cria caminhos de fluxo preferencial. Assim, caso a amostra a qual se deseja ensaiar não esteja totalmente saturada, é preciso fazê-lo antes de iniciar qualquer ensaio de permeabilidade.

3º Fluxo Laminar – Possuir fluxo laminar significa basicamente que as partículas de água se movimentam de forma paralela ao deslocamento e a uma velocidade baixa. Além disso, o escoamento é dominado pelas forças viscosas do líquido e a perda de carga varia linearmente com a velocidade (FEITOSA, 2000). Caso a velocidade de percolação exceda um determinado valor, significa dizer que o fluxo é turbulento e as partículas de água se movimentam de forma desordenada.

Reynolds mostrou que a velocidade de percolação da água é uma função do gradiente hidráulico e que existe uma velocidade crítica abaixo da qual o regime é laminar, havendo proporcionalidade entre o gradiente hidráulico e a velocidade do fluxo. Verificou também que acima dessa velocidade crítica, a relação entre gradiente e velocidade de fluxo deixa de ser linear, o fluxo torna-se turbulento e, portanto, a lei de Darcy não é mais válida. (FEITOSA, 2000). O autor também descreve o número de Reynolds em termos específicos de parâmetros do solo (Eq.

2.11) e afirma que o limite de Reynolds é válido para $Re \leq 1$ segundo alguns pesquisadores e que outros consideram um limite mais amplo considerando válido $Re \leq 10$.

$$Re = \frac{q d_{50}}{v} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

Na Eq.2.11, “q” é a velocidade aparente medida em m/s, “d₅₀” é o diâmetro médio dos grãos que no S.I. deve estar em m e “v” = μ/ρ e é a viscosidade cinética do líquido medida em m²/s

2.2.3.3 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Descoberta por Darcy, essa variável, que nada mais é do que uma constante de proporcionalidade em relação à vazão (Q), descreve qualitativamente como outras propriedades podem interferir no fluxo hidráulico. Das (2008) e Pinto (2006) sintetizam as principais características que influenciam na condutividade hidráulica, entre elas estão a composição química e mineralógica, a umidade, o tipo de solo e sua estrutura, o grau de saturação e temperatura. Alguns desses fatores podem influenciar de tal modo as condições de fluxo que pode ser necessário aplicar coeficientes de correção.

Além desses fatores específicos do solo, algumas características do fluido permeante também podem ter uma grande importância na determinação da condutividade hidráulica, principalmente a viscosidade e a densidade do fluido. Assim como características químicas podem influenciar significativamente os resultados obtidos (DANIEL, 1997). DANIEL (1994, 1997) constata também que o fluido utilizado deve ser compatível quimicamente com o aparato instrumental caso contrário há o risco de danificá-lo, além de gerar resultados não compatíveis. Logo, aspectos como, por exemplo, a temperatura, podem ser extremamente importantes visto que alteram a viscosidade do fluido e conseqüentemente podem modificar as condições do ensaio. Assim, segundo a ASTM D5084/2010 e a ABNT NBR 14 545 (2010), quando a condutividade hidráulica é inferior 1×10^{-11} m/s é necessário ter cuidado ao adotar as condições padrão e pode ser preciso aplicar um fator de correção R_T (Eq. 2.12) à temperatura. Além disso, a norma recomenda que nesses casos sejam utilizados aparatos instrumentais cuja precisão das medidas seja maior que a padrão estabelecida (que na maioria das medidas é de $\pm 5\%$). Tal medida é sugerida para que pequenas alterações nas condições padrões possam ser detectadas e monitoradas. Em

adição a isso, o fato de ser uma condutividade hidráulica muito pequena faz com que naturalmente seja preciso considerar uma precisão maior.

$$R_T = \frac{2,2902(0,9842^T)}{T^{0,3702}} \quad (\text{Eq. 2.12})$$

$$k_{20} = R_T K \quad (\text{Eq. 2.13})$$

Na Eq. 2.12, T é a temperatura média do ensaio de penetração, K é a condutividade hidráulica medida no ensaio e k_{20} a condutividade hidráulica corrigida. Vale ressaltar que a norma deixa claro que a presente correção só é válida para o intervalo de tempo entre 5 e 50°C.

Sendo assim, desde a descoberta dessa característica do fluxo hidráulico, vários ensaios vêm sendo feitos na tentativa de determinar o valor mais preciso possível de “k” utilizando o aparato experimental mais simples e que simule as condições do campo da melhor maneira. Assim, através da compilação de resultados de ensaios, alguns modelos empíricos foram criados visando obter de forma rápida e sem a necessidade de muitos testes resultados os mais próximos da realidade possível.

2.3 MÉTODOS PARA A DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Na tentativa de determinar a condutividade hidráulica dos mais diversos solos, vários métodos foram desenvolvidos com a ideia de simular as condições reais e obter valores mais próximo aos reais. Logo, os métodos podem ser divididos em: indiretos ou empíricos e diretos ou experimentais. Sendo os experimentais ensaios *in situ* ou ensaios de laboratório enquanto que os empíricos se caracterizam por serem formulações matemáticas que simplificam as condições reais.

2.3.1 MÉTODOS INDIRETOS

Em relação aos métodos empíricos, vários estudiosos elaboraram análises simplificadoras que permitem que a partir do conhecimento de poucos parâmetros seja possível calcular a constante de permeabilidade (k) de um determinado solo. Vários são os modelos existentes e Martínez (2016) exemplifica alguns destes de forma didática, conforme pode ser observado na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Equações empíricas para o cálculo da permeabilidade. Modificado de Martínez, C (2016)

Autor	Relação Empírica	Considerações
Taylor (1948)	$\log k = \log k_0 - \frac{e_0 - e}{C_k} \quad C_k = \frac{e_0}{2}$ <p>k= condutividade hidráulica para um índice de vazios; k_0=condutividade hidráulica <i>in situ</i> para um índice de vazios e_0; C_k= índice de variação da condutividade hidráulica.</p>	Para $e < 2,5$
Mesri & Olson (1971)	$\log k = A' \log e + B'$ <p>A e B são constantes empíricas.</p>	
Samarasinghe <i>et al.</i> , (1982)	$k = C \left(\frac{e^n}{1 + e} \right)$ <p>e = índice de vazios; C e n são constantes determinadas de forma experimental.</p>	Argila normalmente adensada
Raju <i>et al.</i> (1995)	$\frac{e}{e_L} = 2,23 + 0,204 \log k$ <p>k em cm/s; e_L índice de vazios no limite líquido</p>	Argila normalmente adensada
Tavenas <i>et al.</i> (1983)	$k = f$ <p>f= função do índice de vazios e de PI+CF PI é o índice de plasticidade (em decimais), e CF é a fração de argila (em decimais). Ver Figura 2.5</p>	

Vários pesquisadores estabeleceram métodos empíricos como resultado de ensaios para tipos específicos de solos. Assim, por exemplo, Hazen (1911), estabeleceu a Eq. 2.14 para areias limpas finas a médias e Chapuis (2004) aperfeiçoou a Eq. De Kozeny-Carman (Eq. 2.15) tal como descreve a Eq. 2.16.

$$k \left(\frac{cm}{s} \right) = C * D_{10}^2 \quad (\text{Eq. 2.14})$$

$$k = C \frac{g}{\mu_w \rho_w} \frac{e^3}{S^2 D_R^2 (1 + e)} \quad (\text{Eq. 2.15})$$

$$k \text{ (cm/s)} = 2.4622 \left[D_{10}^2 \frac{e^3}{(1 + e)} \right]^{0.7825} \quad (\text{Eq. 2.16})$$

Apesar de serem bons para estimar a permeabilidade, os métodos empíricos não costumam ser os mais indicados para estudos mais aprofundados acerca da condutividade hidráulica sendo mais usados os métodos diretos. Estes possuem a vantagem de obter dados mais fidedignos à realidade. No entanto, também são bem mais custosos pois são necessários vários pontos de inspeção para obter resultados. Em contrapartida, os ensaios de laboratório estão constantemente sendo aprimorados para obter resultados cujos valores sejam muito parecidos aos calculados por meio de ensaios “*in situ*”. E requerem um cuidado todo especial no preparo e realização pois quaisquer descuidos podem comprometer o teste, desconsiderar os resultados obtidos e retornar ao ponto de partida.

Além disso, por meio dos testes de laboratório é possível controlar as variáveis que atuam no experimento, tornando possível obter relações empíricas entre elas, válidas para casos semelhantes. James L. Sherard, *et. al.* (1984), por exemplo, ao realizar dois tipos de ensaio de laboratório buscou estabelecer a relação entre a granulometria e o tipo de solo através do diâmetro efetivo das partículas e a possibilidade desses materiais de serem utilizados para estancar vazamentos pontuais em barragens ou não. No entanto, mesmo realizando uma grande quantidade de testes, não encontrou uma relação direta entre o diâmetro efetivo das partículas e a possibilidade de, ao serem usadas na base de barragens, estancar pequenos vazamentos e que fosse aplicável a todos os materiais testados.

Outro aspecto muito relevante na determinação da condutividade hidráulica é a saturação do solo. Tal relação entre permeabilidade e Grau de saturação explicitado em 2.2.1 deve ser verificada antes do início do ensaio, seja qual for a opção escolhida. A ASTM D5084 estabelece a medição do coeficiente de Skempton, o chamado coeficiente B. Esse índice indica o grau de saturação da amostra o qual, segundo Daniel (1997) e a ASTM 5084 pode ser medido segundo a Eq. 2.17.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (\text{Eq. 2.17})$$

Onde Δu é a variação da poropressão (kPa) e $\Delta \sigma$ é a variação da pressão confinante (kPa). Se a amostra está completamente saturada e não há ar preso, a poropressão da água muda na mesma proporção que a pressão confinante, assim $B = 1,0$. Quanto maior a quantidade de ar presente na

amostra, nos discos porosos ou nos tubos drenantes, menor será o valor de B. A ASTM D5084 estabelece que para o ensaio seja iniciado a saturação final $\geq 95\%$.

Várias são as normas que regulamentam os ensaios que calculam a condutividade hidráulica, dentre elas a ASTM D5084 e a ABNT NBR 14545 (2000), que determinam os procedimentos para ensaios em permeâmetros de parede flexível.

2.3.1 MÉTODOS DIRETOS - ENSAIOS “IN SITU”

Os ensaios realizados *in situ* não possuem tanto interesse do ponto de vista do desenvolvimento de técnicas de aprimoramento visto que costumam ter um custo muito elevado, o que raras as vezes compensa o investimento. Tal despesa costuma ser justificada quando determinada obra já está sendo realizada no local. Isso porque, como são necessários pelo menos 4 poços de sondagem para a realização de qualquer obra de engenharia, é possível aproveitar tais perfurações de sondagens para realizar ensaios de campo para obtenção da condutividade hidráulica. Assim, utiliza-se o método de sondagem com poços de bombeamento (ABNT NBR 15 495).

2.3.2 MÉTODOS DIRETOS - ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios de laboratório podem ser de vários tipos segundo a precisão que se deseja obter e o grau de controle necessário sobre as variáveis. Basicamente, segundo o critério de tipo de medição, os ensaios se dividem em 3 tipos: carga constante, carga variável e fluxo constante. Cada um deles possui vantagens e desvantagens assim como aparatos instrumentais diferenciados os quais são detalhados a seguir.

- Ensaio de carga constante – Esse tipo de ensaio possui a vantagem de ser o mais barato e, portanto, o mais fácil de ser instalado e manuseado. No entanto, a ASTM D5084 não recomenda esse tipo de ensaio a não ser em casos muito pontuais ou naqueles em que não se disponha de aparato mais preciso para a medição da condutividade hidráulica. O teste é feito utilizando o aparato mostrado na Figura 2.10.

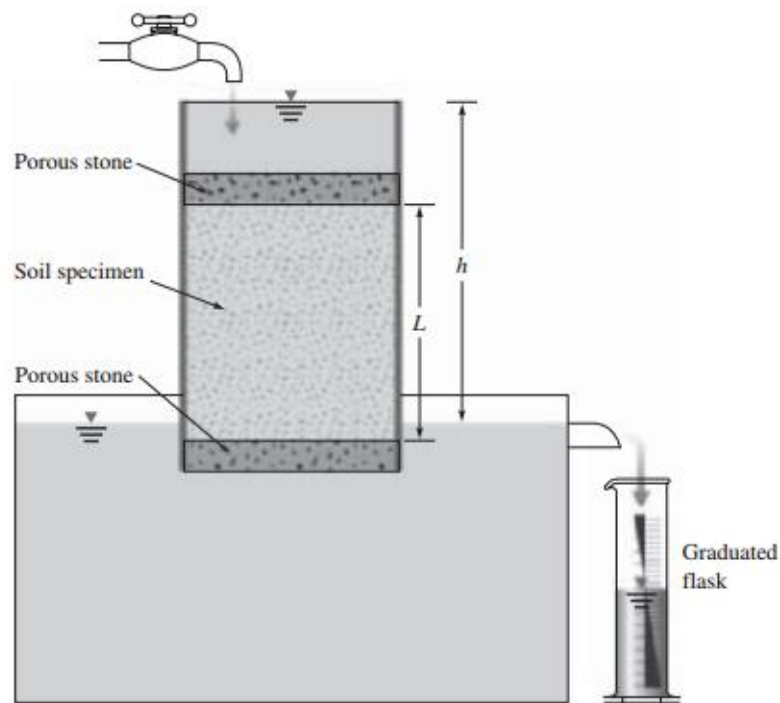


Figura 2.10 – Aparato experimental do ensaio à carga constante (DAS, 2008, p. 117)

No ensaio feito com carga constante não é possível controlar algumas variáveis que influenciam na condutividade hidráulica e, por isso, outros ensaios mais sofisticados vêm sendo empregados principalmente para determinar a permeabilidade de materiais muito finos (visto que estes possuem permeabilidade muito baixa e difícil de medir em ensaios mais simples como o descrito na Figura 2.9). No entanto, o ensaio de parede rígida à carga constante possui como vantagem ser um ensaio simples do ponto de vista da execução. É possível obter a constante “k” através da Eq. 2.18.

$$k = \frac{\Delta Q L}{A \Delta h \Delta t} \quad (\text{Eq. 2.18})$$

As variáveis na equação acima são ΔQ a variação da vazão de entrada menos a de saída medida no t_1 (ao início do ensaio) e t_2 (ao final do ensaio) medida em m^3/s , Δh a média da perda de carga através do permeâmetro sendo igual a $\frac{\Delta h_1 + \Delta h_2}{2}$ sendo Δh_1 a perda de carga no t_1 e Δh_2 a perda de carga no tempo t_2 medidos em m; L o comprimento da amostra medido em m e A a área da seção transversal da amostra medida em m^2 .

- Ensaio de carga variável – Esse tipo de ensaio mede a o fluxo de água que passa através da amostra em relação a perda de carga que acontece no decorrer do tempo de ensaio. A ASTM D5084 especifica que esse tipo de ensaio pode ser de dois tipos: carga de entrada variável e saída constante ou carga de entrada e saída variáveis (Figura 2.11). Como esses métodos são diferentes, apresentam também equações para o cálculo diferentes (Eq. 2.19 e 2.20) descritas também na norma ASTM D5084.

$$k = \frac{aL}{A \Delta t} \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \quad (\text{Eq. 2.19})$$

$$k = \frac{a_{in}a_{out}L}{(a_{in} + a_{out})A \Delta t} \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \quad (\text{Eq. 2.20})$$

A Eq. 2.17 corresponde ao método de carga variável na entrada e constante na saída e a Eq. 2.18 o método de carga variável na entrada e na saída. Nessas equações, “a” significa a área da seção transversal do tubo de medição de cargas medida em m²; L o comprimento da amostra medido em m; h₁ e h₂ respectivamente a carga no instante de início e final da percolação; A a área da seção transversal da amostra medido também em m²; Δt o tempo entre o início e o final da percolação medido em s; e a_{in} e a_{out} área da seção transversal de entrada e saída do líquido percolante.

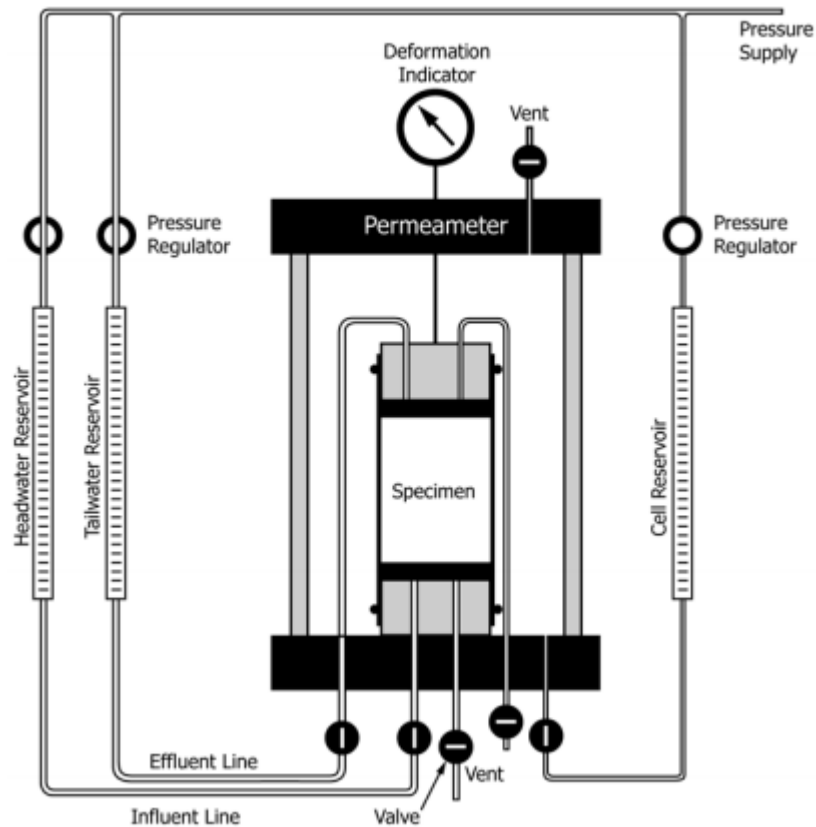


Figura 2.11– Aparato experimental utilizado para carga variável na entrada e saída (ASTM D 5084-10)

Segundo essa mesma norma (ASTM D5084 – 10), a perda de carga deve ser medida com uma precisão mínima de 3 dígitos e um transdutor de pressão eletrônico ou aparelho similar. Além disso, a norma recomenda que o tubo de medição de carga de saída tenha a área um pouco menor que o de entrada para que o ensaio tenha uma maior sensibilidade à medição do fluxo e impossibilite que o fluxo de água limpa desloque demasiado a coluna de mercúrio.

- Ensaio de fluxo constante – Nesse tipo de ensaio, por meio do aparato experimental a água é bombeada para manter o fluxo constante e então é medida a diferença de carga produzida. Tal diferença de carga deve ser aferida com um transdutor de pressão. Segundo a ASTM D5084 – 10, a equação que determina a condutividade hidráulica é igual à medida no ensaio de carga constante (Eq. 2.16). Segundo Daniel et. al. (1997) as vantagens do teste a fluxo constante são que o equilíbrio pode ser alcançado bem rápido se a amostra foi saturada com água, o que minimiza o tempo total do teste podendo este ser facilmente automatizado em todas as etapas. O autor também

cita as desvantagens do método que são: o elevado custo dos equipamentos e a possibilidade de desenvolver gradientes hidráulicos muito grandes caso seja utilizado uma taxa de fluxo grande.

Os permeâmetros, além de terem vários tipos quanto à medição da condutividade hidráulica, também podem ter célula de confinamento diferenciadas, tal como descreve Daniel *et. al.* (1997). Outra característica importante é o tipo de parede dessas células. Daniel *et. al.* (1997) por meio de seus estudos em GCLs mostra que para materiais de baixa condutividade, no caso do artigo, os revestimentos geossintéticos de argila quando ensaiados em permeâmetros de parede rígida, podem ter sua condutividade hidráulica superestimada. Isso ocorre porque parte do material se perde pelos furos nas laterais da câmara e, com isso, ocorre fluxo lateral, o que não acontece quando se utiliza a câmara de parede flexível. Além disso, segundo Daniel (1994), utilizando permeâmetros de parede rígida não é possível saturar a amostra à contrapressão e o confinamento da amostra não é tão preciso (DANIEL *et. al.* 1997) isso ocorre porque a membrana que envolve a amostra adere totalmente à superfície dela (que muitas vezes é irregular) o que dificulta fluxos laterais e permite um melhor confinamento.

Em relação ao tamanho da amostra, Daniel (1994) afirma que amostras de diâmetro maior ou igual a 0,30m e altura maior ou igual a 0,15m são representativas das condições de campo.

Já no que se refere ao líquido permeante, este deve possuir características o mais próximo possível das encontradas em campo (DANIEL *et. al.* 1997) tendo como única característica diferente do real, o fato de que a água seja desairada tal como estabelece a ASTM D 5084 – 10 para evitar a introdução de bolhas de ar no solo a ser ensaiado. Daniel *et. al.* (1997), assim como James L. Sherard *et. al.* (1984) por meio de seus ensaios de laboratório, chegam a conclusão de que a condutividade hidráulica é menor que a real quando utilizada água destilada. Tal fenômeno segundo os autores, ocorre porque a água destilada é desprovida de ions. Logo, o mais recomendável seria que fosse utilizada água com as características químicas o mais próximo possível das encontradas em campo. No entanto, o autor destaca que devido ao fato da água da torneira possuir propriedades muito heterogêneas, variando de uma região para outra, pode ocorrer uma certa dificuldade de mensurar o “k” da amostra de forma correta. Diante disso, muitas vezes é utilizada água destilada nos experimentos, ainda que gere resultados de condutividade hidráulica

menores que o real, pelo menos é possível adotar como padrão e conseqüentemente, é possível comparar valores obtidos em diferentes regiões geográficas.

3. MÉTODOS E INSTRUMENTOS

Na primeira parte de realização deste projeto, executou-se um levantamento bibliográfico e documental de fontes relevantes no assunto. Em seguida, por meio de fichamentos e resumos da bibliografia utilizada, foi realizada uma análise de leituras e suas interpretações, o que deu origem ao capítulo 2, a revisão bibliográfica. Este surge como uma tentativa de sintetizar os principais conceitos e fatos relevantes para a compreensão do fenômeno e para o desenvolvimento dos ensaios que foram executados na 2ª parte.

No que se refere à parte prática, foram realizados os ensaios de caracterização e alguns índices físicos para os dois tipos de solo em estudo (Figura 3.1): areia e argila. Tais índices, como já mencionado anteriormente, são necessários para correlacionar os dois materiais com as respectivas condutividades hidráulicas obtidas nos permeâmetros.

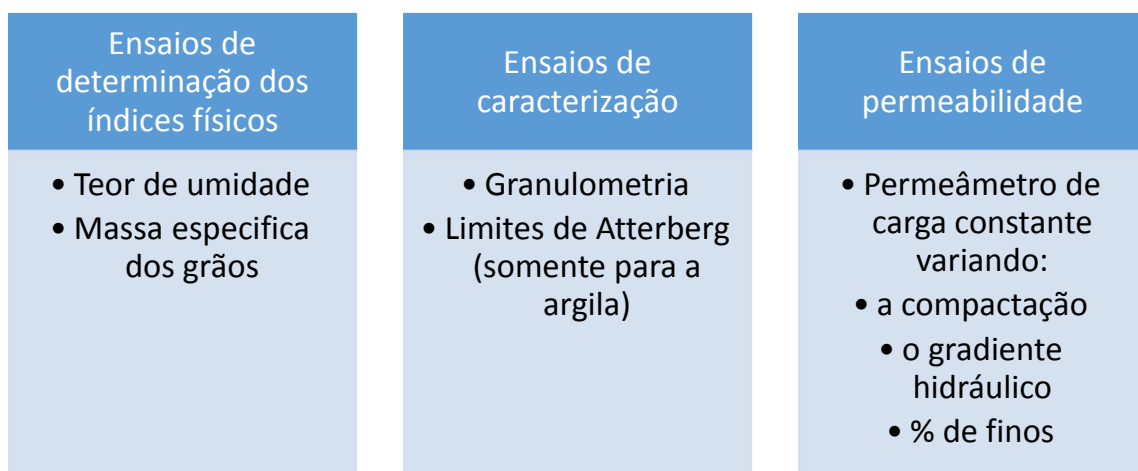


Figura 3.1 – Esquema dos tipos de ensaios realizados na 2ª parte do projeto

Assim, antes mesmo de iniciar os ensaios, foi feita uma leitura mais aprofundada das normas técnicas envolvidas visando mentalizar as etapas dos procedimentos de execução e os cuidados necessários em cada um dos ensaios na tentativa de evitar retrabalho de testes.

Entre os propósitos dessa segunda etapa, buscou-se comprovar as relações teóricas entre as variáveis envolvidas em problemas que tem como centro a permeabilidade de solos granulares e finos. Além disso, buscou-se relacionar como a permeabilidade varia em misturas de solos típicos

granulares e finos ao longo de uma determinada margem percentual calculada em massa, através da verificação de estudos de Casagrande (1948) relacionados a condutividade hidráulica. Segundo as comprovações obtidas por este pesquisador, sabe-se que a partir da adição de 12% de finos a solos predominantemente granulares esta fração já domina o comportamento das misturas. No entanto, em que grau isso ocorre quando o teor de finos é abaixo desse percentual? Para isso foram efetuados testes no permeâmetros de carga constante e parede rígida com uma areia artificial de propriedades uniformes e a posterior mistura de finos argilosos a ela em diferentes proporções para verificar a ação desses finos no comportamento da mistura no que se refere à permeabilidade.

Dada a sequência de execução, buscou-se sistematizar os objetivos mediante perguntas que foram respondidas ao final de cada etapa. Tais questionamentos encontram-se sintetizados na Figura 3.2 separadas em ordem segundo as etapas de execução.

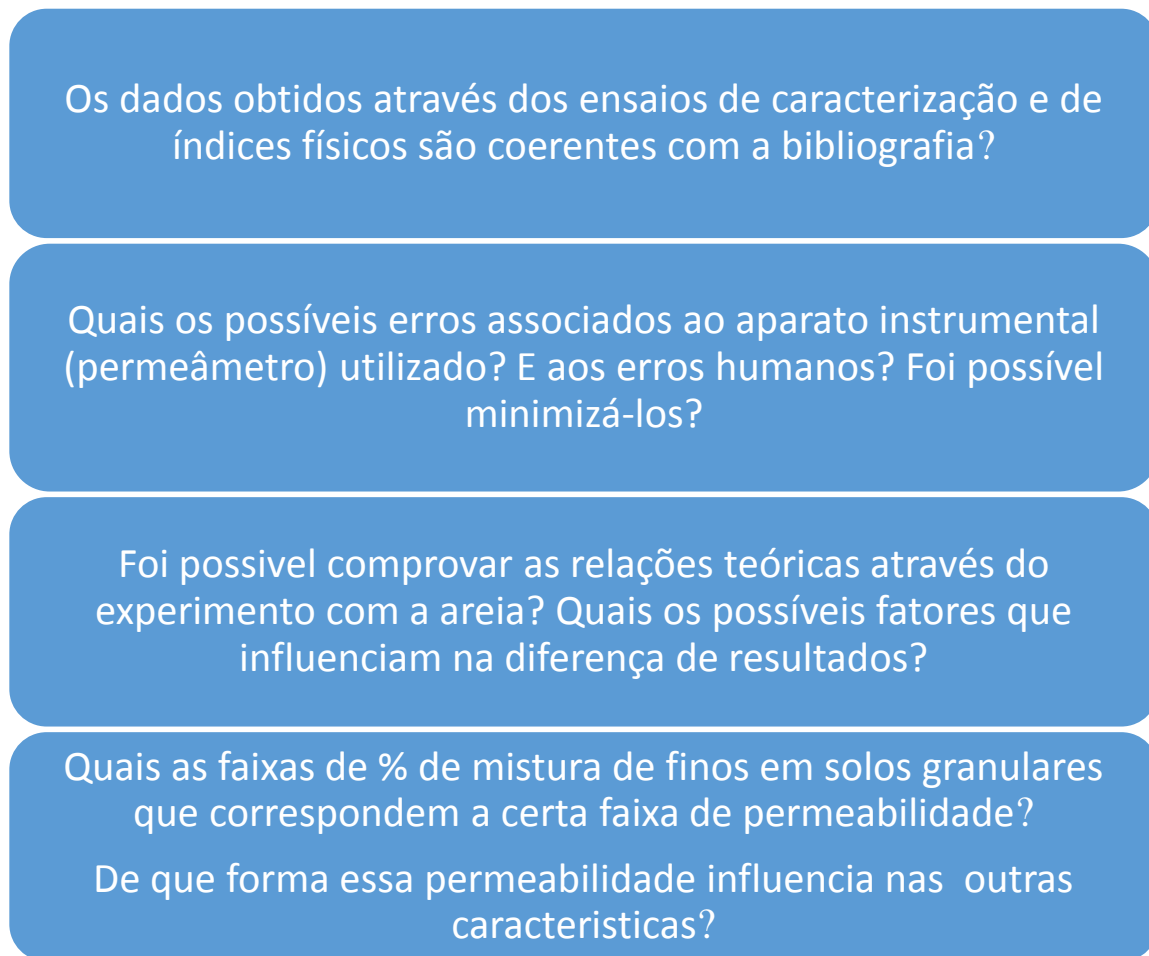


Figura 3.2 – Perguntas respondidas classificadas segundo as etapas da pesquisa

Tendo em mente as perguntas acima, iniciou-se o estudo da segunda parte do trabalho, onde foram minuciosamente estudadas as normas que tem aplicação ao caso. Além disso, utilizou-se como material de apoio vídeos *online* que demonstram a execução de ensaios para verificar de forma visual a sequência lógica dos ensaios. Tais procedimentos, sua respectiva ordem e adequações necessárias encontram-se detalhadas na seção 3.2 – Métodos de ensaio, que sintetiza de forma concisa os procedimentos de execução dos ensaios realizados.

3.1 MATERIAIS

Durante todo o processo experimental utilizou-se dois materiais típicos que fossem representativos dos dois grupos em estudo, granulares e finos. A escolha da areia de microesferas de vidro e da bentonita, ambos materiais artificiais, ocorreu devido ao fato de que estes possuem características e propriedades uniformes independente da amostra em análise. Tal fato confere regularidade aos resultados de modo a obter conclusões gerais acerca dos grupos em estudo além de validar a hipótese de Darcy de solos homogêneos. Ainda que segundo DAS, B. M. (2006) o solo possua um caráter anisotrópico, o que não garante que essa regularidade nos materiais seja encontrada em campo, é importante entender o comportamento esperado para ambos e assim conseguir extrapolar os resultados para a realidade factível.

3.1.1 ESFERAS DE VIDRO

As microesferas de vidro utilizadas para simular o comportamento de solos granulares foram as microesferas da empresa Potters Industrial Ltda. do tipo AA. Tal material já havia sido caracterizado por Giraldo-Zuluaga (2011). No entanto, foi previsto a caracterização do material na fase de estruturação para permitir uma maior familiarização com suas características antes de ser testado propriamente dito a permeabilidade, assim, os ensaios de caracterização e índices físicos também foram executados.

Esses ensaios tiveram que ser adaptados para o material em análise. Por exemplo, por se tratar de um material artificial que possui coesão das partículas praticamente igual a zero e partículas exatamente esféricas (Figura 3.3), a umidade higroscópica (w %) é muito próxima de zero e, conseqüentemente, o peso específico aparente é quase igual ao peso específico seco. Além disso, por se tratar de um material artificial granular que não possui coesão, não há motivos para realizar o ensaio de Limites de Atterberg.

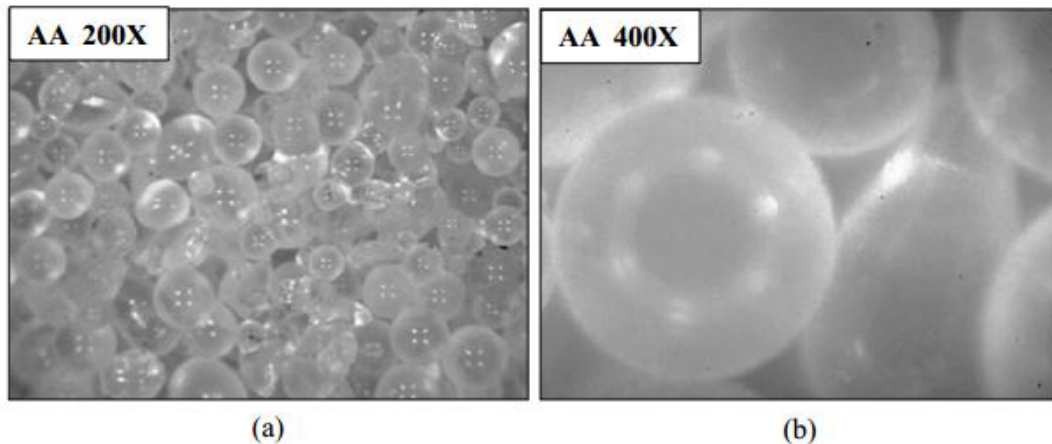
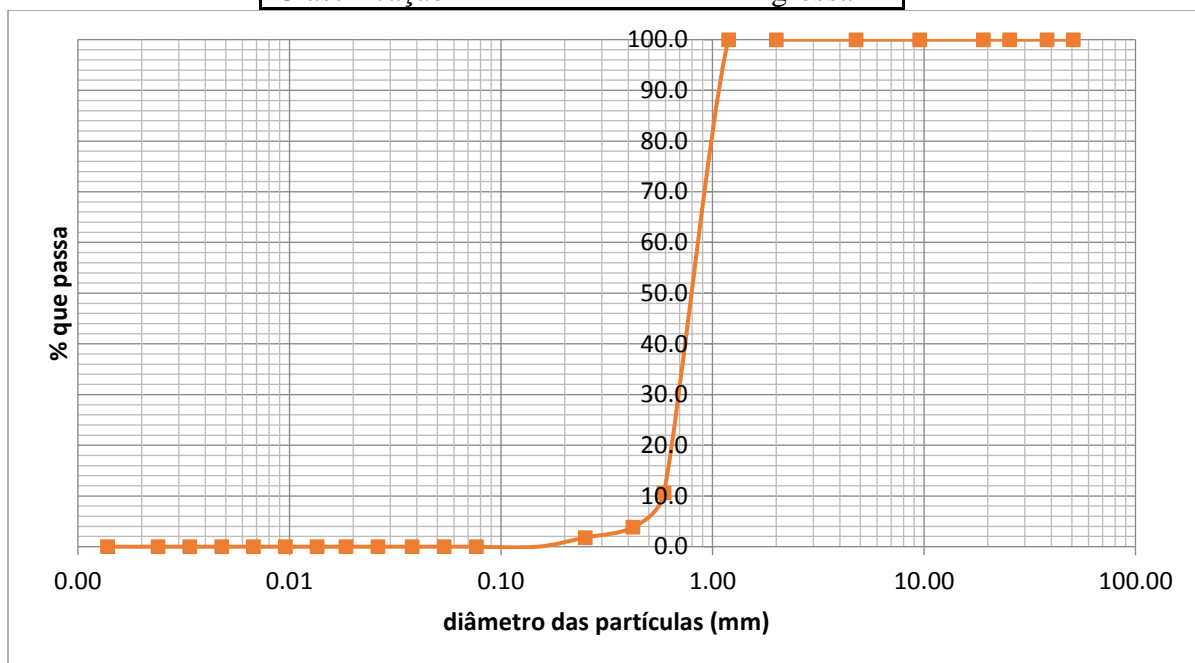


Figura 3.3 – Vista das microesferas de vidro ao microscópio a) 200x ampliado; b) 400x ampliado (GIRALDO-ZULUAGA 2011)

Por último, para obter o índice de vazios mínimo, geralmente são feitos os ensaios Proctor (NBR 7182/86) e/ou MCT. Entretanto, ambos métodos realizam a compactação do material por meio de golpes de um soquete no material. No entanto, o material possui uma granulometria muito uniforme que ao produzir os golpes poderia quebrar suas partículas. Sendo assim, buscou-se métodos alternativos para obter o índice de vazios máximo e mínimo. Logo, tal como realiza Giraldo-Zuluaga (2011) em seu trabalho, utilizou-se a norma MB 3324/90 e a MB 3388/91 que detalham respectivamente o procedimento para obtenção do índice de vazios máximo ($e_{máx}$) e mínimo ($e_{mín}$) em solos não coesivos. Assim a partir dessas adaptações foi possível obter a Tabela 3.1 que sintetiza os dados de caracterização das esferas de vidro.

Tabela 3.1 – Características das esferas de vidro

Areia	
Peso específico máximo (γ max)	1.719g/cm ³
Peso específico mínimo (γ min)	1.52g/cm ³
Índice de vazios máximo	0.628
Índice de vazios mínimo	0.440
Massa específica dos grãos (G_s)	2.475g/cm ³
Coefficiente de Uniformidad (C_u)	1.525
Coefficiente de Curvatura (C_c)	0.923
Diâmetro médio (D50)	0.8
	Areia
Classificação	grossa



3.1.2 BENTONITA

A presente seção tem por finalidade realizar uma breve caracterização do material fino utilizado nos ensaios da pesquisa. Primeiramente, Góis, (2015) cita o material como sendo um fino altamente expansivo quando em contato com água, e por isso muito utilizado para reduzir a permeabilidade de barragens em trincheiras de lama. Tal fato verificou-se, por exemplo, quando da execução do ensaio de determinação da massa específica dos grãos (G_s) no picnômetro e que foi impossibilitado devido a esse caráter expansivo. Sendo assim, foi necessário utilizar um

equipamento que realiza essa medição do G_s com o material seco, o Pentapicnômetro (Figura 3.4). Realizou-se os demais ensaios de caracterização e índices físicos cujos resultados se encontram na Tabela 3.2 sem mais alterações.

Tabela 3.2 – Características da bentonita

Bentonita	
Limite de Liquidez (LL)	341.46
Índice de Plasticidade (IP)	451.4
Diâmetro médio (D50)	0.01
Classificação	Argila de alta plasticidade

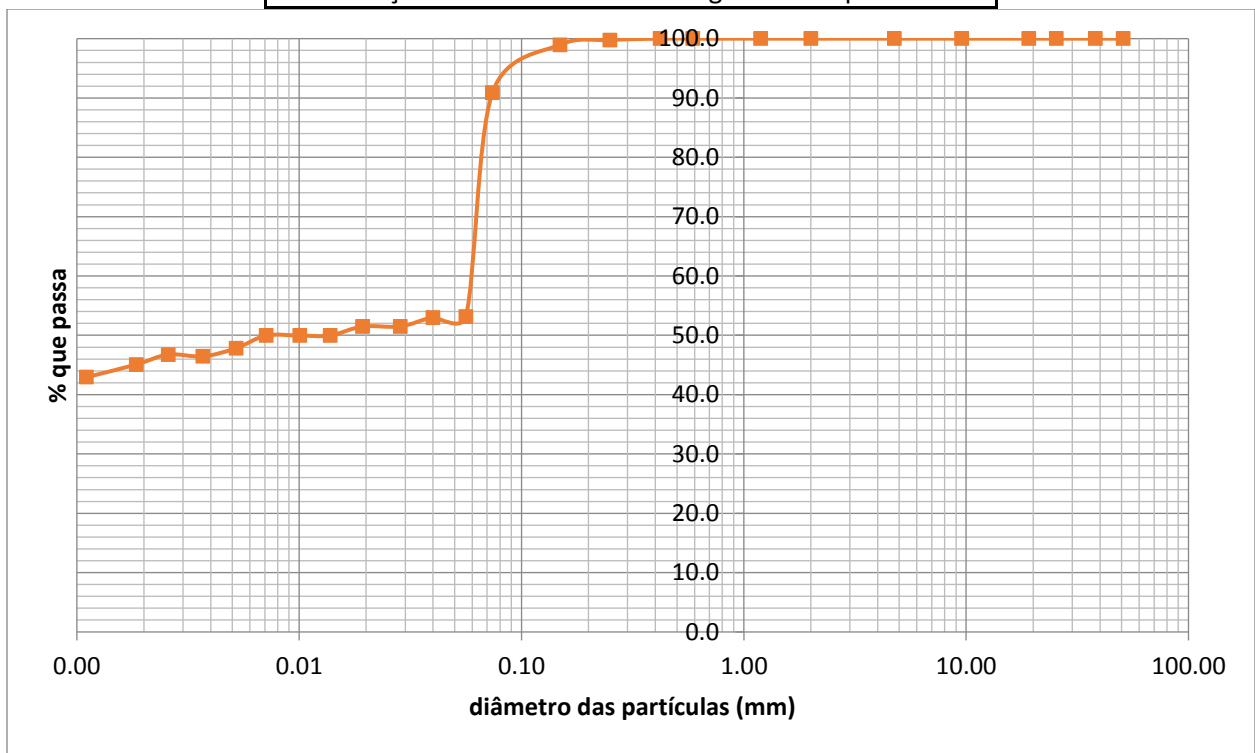




Figura 3.4 – Pentapicnômetro - aparelho que realiza a medida da densidade específica dos grãos de forma automatizada e que não necessita de água para tal sendo ideal para materiais expansivos. (Fonte: Acervo Pessoal)

3.2 MÉTODOS DE ENSAIO

Tal como descrito na Figura 3.1, os ensaios foram divididos em três grupos no intuito de facilitar a compreensão da ordem de execução. A seguir, detalha-se as adaptações e/ou simplificações executadas, assim como as respectivas justificativas, tendo em vista a especificidade dos materiais em questão.

3.2.1 ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DE ÍNDICES FÍSICOS

O primeiro que deve ser feito quando tomada uma determinada amostra é determinar o teor de umidade higroscópica (w). No que se refere a este parâmetro físico, o ensaio é relativamente simples sendo necessário basicamente pesar antes e depois de deixar o material em estufa por no

mínimo 12h e a partir da fórmula abaixo obter a umidade de pelo menos 3 amostras (NBR 6457 - umidade higroscópica):

$$w (\%) = \frac{M - M_s}{M_s} \times 100$$

Onde M é a massa da amostra antes da secagem em estufa e Ms é a massa de solo após ser seca na estufa.

Em seguida, deve-se determinar a Massa específica dos grãos, ação necessária para o cálculo do ensaio de sedimentação, a determinação do índice de vazios e demais índices físicos do solo. Tem como fundamentação teórica a NBR 6508/84, que está baseada no princípio de Arquimedes, segundo o qual um corpo submerso num líquido desloca um volume deste igual ao volume do próprio corpo. Para realizar tal ensaio, é necessário, dentre outros equipamentos, uma bomba de vácuo para que não haja vazios entre as partículas de solo e onde possa ficar retido bolhas de ar além de um balão volumétrico devidamente calibrado (Figura 3.5 - picnômetro). Por isso, tal método é comumente conhecido como ensaio do picnômetro e o emprego deste método é essencial em solos finos (argilas e siltes). Para o cálculo da densidade real das partículas por meio deste ensaio é preciso então pesar o picnômetro com solo, solo e água, etc... para, utilizando as fórmulas, abaixo obter o referido parâmetro.

$$\rho = \frac{\frac{M1}{1+w}}{\left(\frac{M1}{1+w}\right) + M3 - M2}$$

Onde M₁ = massa de solo úmido, M₂ = massa do picnômetro com solo e água, M₃ = massa do picnômetro com água na temperatura do ensaio e ρ_w = massa específica da água à temperatura T (°C) do ensaio obtida na curva de calibração.

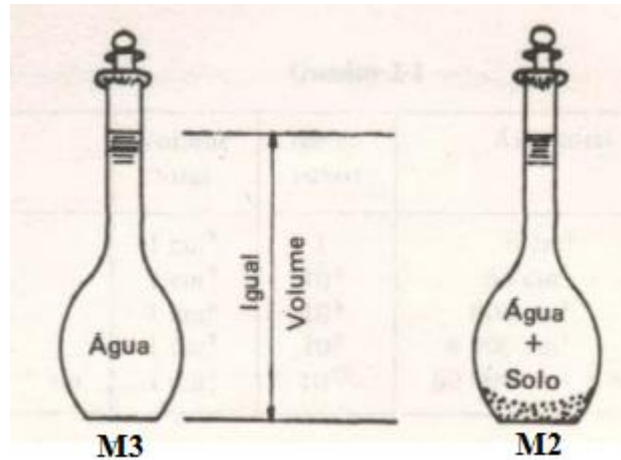


Figura 3.5 – Picnômetro (Fonte: NBR 6508/84)

No entanto, como mencionado anteriormente, foi executado para a bentonita um ensaio que possui o mesmo princípio, porém não sendo realizado com água. Antes de inserir o material nas capsulas do Pentapic (Figura 3.4), foram pesadas 3 amostras de cerca de 15g em uma balança de alta precisão (Figura 3.6) isso porque o aparelho utilizado tem como calibração um gás ao invés da água. Por isso requer alta precisão na medida das massas e estima precisamente a densidade do material através da medida do volume ocupado pelo gás de calibração nas capsulas onde está depositado o material.



Figura 3.6 – Balança de alta precisão - utiliza 5 casas decimais, utilizada no ensaio para determinação do Gs da bentonita. (Fonte: Acervo Pessoal)

Já para materiais granulares como, por exemplo, a areia, comumente é empregado o método da determinação da massa específica (ρ) segundo o frasco de Chapman (NBR 9776/87). Isso porque tal método é consideravelmente mais simples do que o descrito pela NBR 6508 e apresenta resultados satisfatórios para solos de grãos de maior diâmetro. O método, ainda que não retire todas as possíveis bolhas de ar, é satisfatório pois, ao imergir o material de granulometria, consideravelmente grande, em um tubo como o da Figura 3.7 consegue-se, graças a ação da gravidade, o depósito de partículas no fundo do frasco e os vazios são substituídos por água.



Figura 3.7 – Frasco de Chapman utilizado para a determinação do Gs de areias (Fonte: Acervo Pessoal).

Como o tubo é calibrado, foi possível saber a massa específica dos grãos a partir do volume de água deslocado quando inserido a amostra de 500g do material que se deseja aferir o ρ a partir da seguinte fórmula:

$$\gamma = \frac{500}{L - 200}$$

Onde γ é a massa específica do material (ρ) expressa em g/cm^3 e L corresponde a leitura do frasco (volume ocupado pelo conjunto areia e água) que é expresso em cm^3 .

O seguinte teste, ensaio de compactação, é importante para determinar o índice de vazios máximo e mínimo que um tipo de solo pode ter. Para solos, costuma-se utilizar o método Proctor. Neste primeiro método utiliza-se um molde de volume conhecido e o preenche com o solo em questão em sucessivas camadas. Após cada camada, aplica-se uma certa quantidade de golpes normatizada segundo a NBR 7182/86 e verifica-se a massa necessária para preencher o molde após as sucessivas compactações com soquete. Tal método foi utilizado para a bentonita. Porém, no caso da areia em questão, por tratar-se de microesferas de vidro, não poderá ser utilizado o método padrão, o ensaio Proctor. Tal método é feito através de golpes sucessivos na amostra para eliminar ao máximo os vazios, podendo romper as partículas de vidro e descaracterizando o material. Sendo assim, empregou-se a NBR MB-3324 – Determinação do índice de vazios máximo de solos não

coesivos e a NBR MB – 3388 – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Nestas duas, descreve-se o procedimento para a obtenção do índice de vazios (e) por meio da utilização de uma mesa vibratória para a obtenção do mínimo de vazios possível (e min) e também utilizando a sedimentação do material empregando-se um funil para que esteja na condição mais solta, ou seja, condição em que há a maior quantidade possível de ar entre as partículas (e máx.).

3.2.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

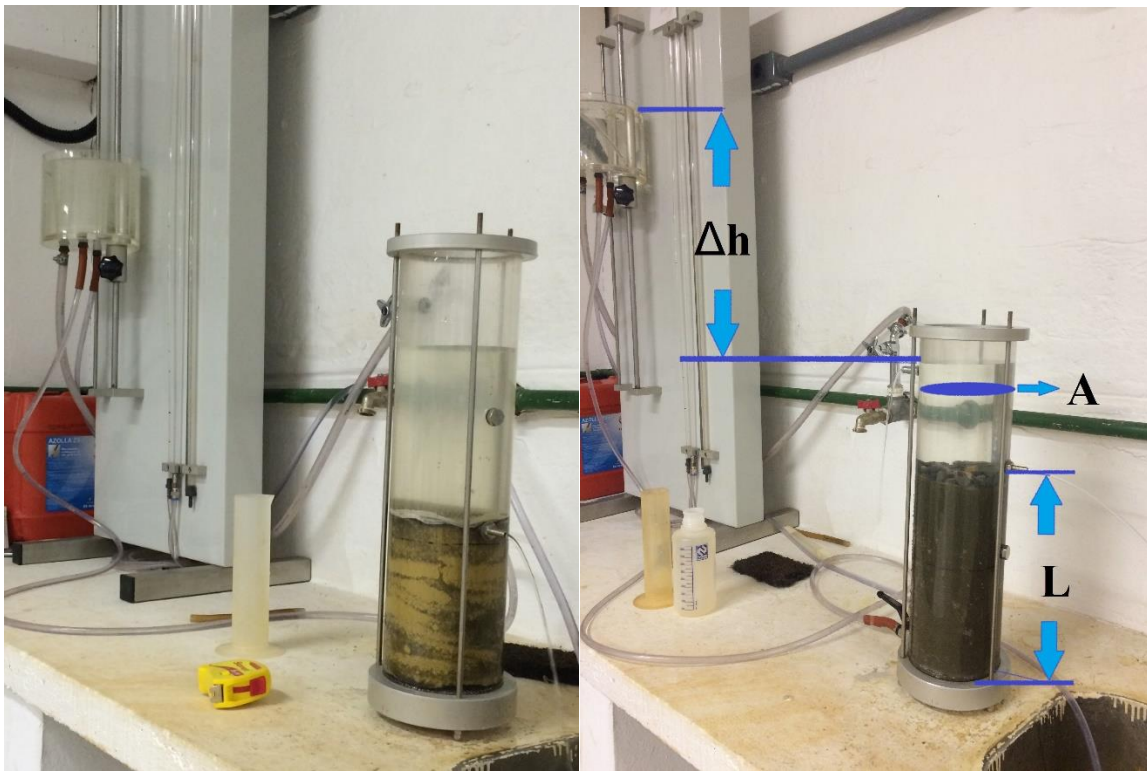
Como já mencionado anteriormente é essencial para analisar o comportamento de uma determinada amostra caracterizá-lo segundo as classificações vigentes mais utilizadas. Para isso, foi executado o ensaio de granulometria para a areia de esferas de vidro e para a bentonita, além do ensaio de limites de Atterberg para a bentonita. Os procedimentos seguiram as normas NBR 7181/84 (análise granulométrica), NBR 7180/84 (Limite de plasticidade) e NBR 6459/84 (Limite de Liquidez). Segundo a NBR 7181, o material deve ser passado primeiramente na peneira de 2mm e com a fração retida executar o peneiramento grosso (peneiras de 50; 38; 25; 19; 9,5; 4,8 e 2 mm) utilizando um agitador mecânico e sua posterior pesagem em uma balança cuja precisão seja de 0,01g. Já no que se refere ao peneiramento fino da porção passante na peneira de 2mm, tomar cerca de 120g, no caso de solos arenosos, ou 70g para solos siltsos ou argilosos para prosseguir com o peneiramento fino. Tomou-se tal amostra e realizou-se o agitação mecânico utilizando as peneiras de 1,2; 0,6; 0,42; 0,25; 0,15 e 0,075mm. As porções retidas em cada uma das peneiras foram pesadas e procedeu-se ao passo seguinte: a sedimentação.

Essa parte do experimento é importante para determinar o diâmetro nominal das partículas. Mede-se a temperatura da solução (água + solo) e com o auxílio do densímetro previamente calibrado são feitas as leituras de densidade do material para cada um dos intervalos de tempo estabelecidos na norma. De posse destes 2 dados e utilizando-se da curva de calibração do densímetro juntamente com as equações descritas na norma foi possível determinar o diâmetro nominal das partículas.

Já o ensaio de limites de Atterberg visa determinar a plasticidade parâmetro que só é significativa em solos finos e, portanto, só foi realizada, para a bentonita. Tal ensaio encontra-se descrito na seção 2.1.1.2 e foi executado tal qual exigem as normas, NBR 6459/84 e NBR 7180/84.

3.2.3 ENSAIOS DE PERMEABILIDADE

Nos ensaios de permeabilidade utilizou-se o permeâmetro de carga constante e parede rígida (Figura 3.8). Em um primeiro momento foi ensaiado somente a areia e buscou-se verificar como varia a permeabilidade “k” à medida que ocorrem modificações em alguns dos parâmetros, como o índice de vazios (situação fofa e situação densa) e como a alteração do tamanho do corpo de prova L (m) modifica o gradiente consequentemente, gerando modificações no parâmetro em estudo.



(a)

(b)

Figura 3.8 – Permeâmetro de carga constante e parede rígida. (a) é possível ver em primeiro plano a célula do permeâmetro com a mistura e atrás o reservatório que pode ter distintas elevações segundo a carga hidráulica que se deseja impor. (b) parâmetros obtidos do permeâmetro (Fonte: Acervo Pessoal).

Tal aparelho possui algumas limitações em relação ao gradiente hidráulico aplicado. Isso porque fornece gradientes relativamente altos, o que acaba sendo benéfico quando se trata de solos granulares uma vez que confere maior rapidez aos ensaios sem, contudo, perder a precisão.

No entanto, quando se trata de solos finos, tal característica foi um ponto negativo visto que ao conferir gradientes mínimos superiores a 1,33 acarretou o arraste das partículas finas (Figura 3.9).



Figura 3.9 – Arraste de partículas - Experimento em que o material foi colocado seco na célula do permeâmetros e posteriormente saturado com o gradiente mínimo que o aparato experimental permite ocorrendo o arraste dos finos (Fonte: Acervo Pessoal).

Por essa razão, considerou-se deixar a amostra preparada a partir da pesagem dos materiais secos, saturada durante pelo menos 24h, para que a bentonita adquirisse ao menos parte de seu caráter expansivo em contato com água e não fosse arrastada quando aplicado o alto gradiente hidráulico que o aparato experimental permite. Determinou-se 3(três) percentuais de mistura diferentes visando verificar como ocorre a transição do comportamento de misturas de solos granulares e finos. Como já mencionado, através dos experimentos de Casagrande (1948) verificou-se que acima de 12% de finos já se considera significativa a presença destes. Logo, determinou-se 5%, 8,5% e 12% de bentonita os percentuais a serem ensaiados.

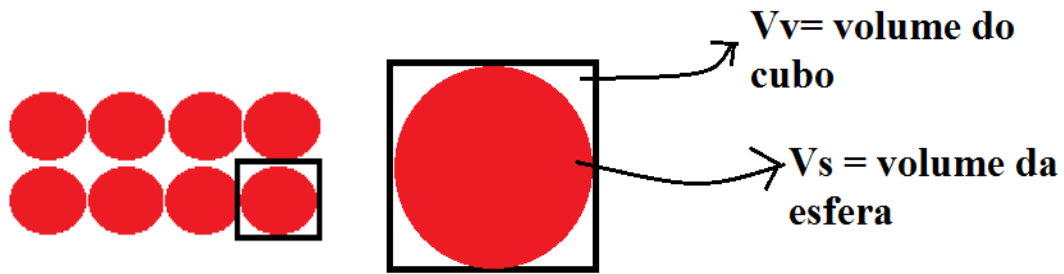
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos através dos ensaios encontram-se detalhados na primeira parte deste capítulo. Enquanto que a segunda parte apresenta a comparação dos resultados com alguns modelos empíricos.

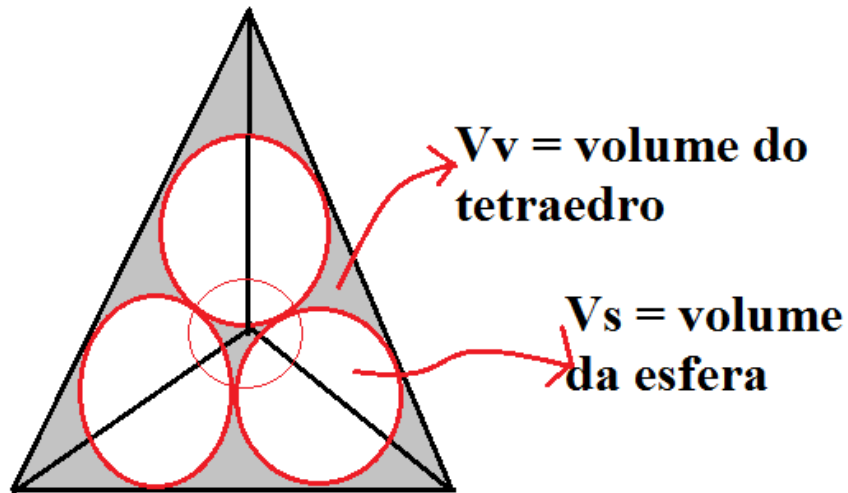
4.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Primeiramente, foram executados os ensaios de caracterização e índices físicos tal qual descrito no Capítulo 3 e cujos resultados encontram-se respectivamente nas Tabelas 3.1 e 3.2. Após a caracterização e cálculo de índices físicos dos dois materiais componentes dos ensaios procedeu-se aos ensaios de permeabilidade propriamente ditos.

Primeiramente, executou-se os ensaios somente com a areia. Nesta fase, o objetivo era operar corretamente o equipamento de carga constante de modo a minimizar os erros humanos assim como verificar os erros associados ao permeâmetro e estabelecer a relação entre as variáveis envolvidas neste cálculo. Para isso, estabeleceu-se duas situações para ensaiar o C.P.: uma densa (0.44 de índice de vazios) e outra mais solta (0.62 de vazios). Sabe-se segundo Juarez (1981), que para qualquer areia o valor teórico máximo e mínimo de vazios considerando um arranjo de partículas perfeitamente esféricas segundo a Figura 4.1 tem-se respectivamente a máxima compactação de uma areia (a) e o arranjo com o maior índice de vazios (b) o que permite afirmar que o maior índice de vazios que uma areia poderia chegar em condições ideais é 0,91 e o menor 0,35. Ainda que esses não sejam os índices de vazios máximos e mínimos absolutos, foram os extremos alcançados no presente experimento. A Tabela 4.1 mostra os parâmetros envolvidos e como eles podem ser significativos para alterar o valor de “k”.



(a)



(b)

Figura 4.1 – Arranjos máximos e mínimos de vazios. (a) máximo e; (b) mínimo. (Fonte: notas de aula prof. Juan)

Tabela 4.1 – Parâmetros coletados nos ensaios variando o estado de compactação do material

Sit. DENSA					Sit. SOLTA				
Δh (cm)	L (cm)	$\Delta h/L$	k (cm/s)	Q (cm ³ /s)	Δh (cm)	L (cm)	$\Delta h/L$	k (cm/s)	Q (cm ³ /s)
40	16.5	2.4242	0.0259	6.5000	40	15	2.6667	0.0735	20.2500
50	16.5	3.0303	0.0230	7.2068	50	15	3.3333	0.0639	22.0000
60	16.5	3.6364	0.0210	6.5625	60	15	4.0000	0.0535	22.1250
70	16.5	4.2424	0.0200	6.2500	70	15	4.6667	0.0480	23.1250
80	16.5	4.8485	0.0187	9.3750	80	15	5.3333	0.0433	23.8750

Sabe-se que as situações estabelecidas como densa e solta foram obtidas adaptando-se as normas MB 3324 e MB 3388, que são aquelas de obtenção de índice de vazios máximo e mínimo em solos não coesivos, como é o caso da areia em questão. Foi necessário por exemplo, realizar a vibração do material, ou seja, o ensaio para a obtenção do índice de vazios mínimo no próprio permeâmetro que seria posteriormente analisado quanto à carga hidráulica (Figura 4.2). Além disso, essa vibração foi feita com o agitador mecânico já que o laboratório de Geotecnia não conta com mesa vibratória propriamente dita.



Figura 4.2 – Permeâmetro preso ao agitador mecânico para vibrar (Fonte: Acervo Pessoal).

O material foi vibrado 3 vezes totalizando 16,5 cm de altura de C.P. – L (cm). A cada nova camada de pouco menos de 6 cm o material era vibrado durante cerca de 3 minutos. A partir dos dados da Tabela 4.1 foi possível obter o Gráfico 4.1 que mostra que quando o material está compactado dificulta a passagem da água, diminuindo conseqüentemente o gradiente hidráulico, variável está que é inversamente proporcional ao “k” (Eq. 2.7), algo que ao analisarmos a formula da permeabilidade é facilmente verificável.

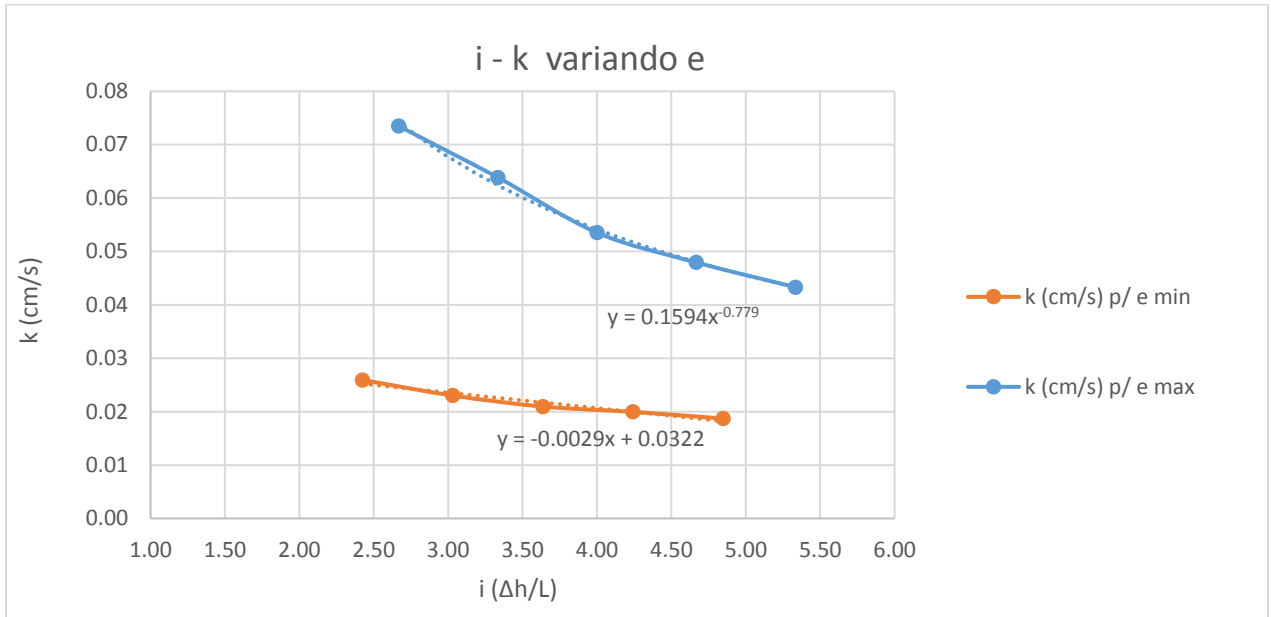


Gráfico 4.1 – Análise da variação da permeabilidade com diferentes graus de compactação de uma amostra (Fonte: elaboração própria).

Em seguida, analisou-se como a variação do tamanho do C.P, mais precisamente da altura L(cm) do C.P. alterou a passagem d'água na areia. Para isso, foram feitos os dois ensaios aumentando cerca de 10 cm do tamanho executado anteriormente de 15 e 16,5cm para 25,9 e 16,5 cm respectivamente. As Tabelas 4.2 e 4.3 mostram os resultados obtidos.

Tabela 4.2 – Situação de e máximo para os diferentes L's (Fonte: elaboração própria).

Sit SOLTA - L = 15cm					Sit. SOLTA - L = 25,9 cm				
Δh(cm)	L (cm)	i	k (cm/s)	Q(cm3/s)	Δh(cm)	L (cm)	i	k (cm/s)	Q(cm3/s)
40	15	2.6667	0.0735	20.25	30	25.9	1.1583	0.1337	16
50	15	3.3333	0.0639	22	40	25.9	1.5444	0.1018	16.25
60	15	4.0000	0.0535	22.125	50	25.9	1.9305	0.0827	16.5
70	15	4.6667	0.0480	23.125	60	25.9	2.3166	0.0721	17.25
80	15	5.3333	0.0433	23.875	70	25.9	2.7027	0.0654	18.25
90	15	6.0000	0.0391	24.25	80	25.9	3.0888	0.0587	18.75

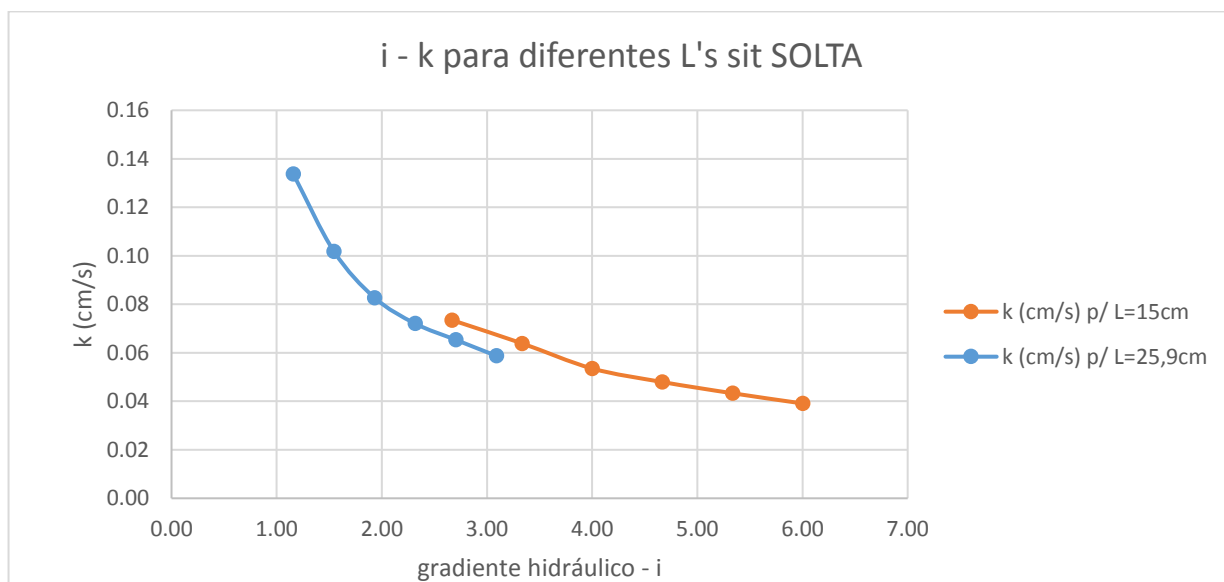


Gráfico 4.2 – Gradiente hidráulico (i) x permeabilidade (k – cm³/s) para a situação de maior índice de vazios
(Fonte: elaboração própria).

Verifica-se observando o Gráfico 4.2 que o tamanho do C.P., para o caso de maior índice de vazios, também influencia a permeabilidade. Isso porque, ao alterar o ΔL da amostra mantendo-se os demais parâmetros constantes, ocorre a redução do gradiente hidráulico e consequentemente, para manter o equilíbrio da equação de Darcy (Eq. 2.7), acontece o aumento de “k”. E com isso foi possível obter mais pontos referentes a curva de permeabilidade da amostra. Ainda que tenham sido feitos dois ensaios foi possível observar que as curvas praticamente se interceptam evidenciando que os resultados são coerentes já que foram obtidos em dois ensaios.

A seguinte e última etapa dos ensaios de permeabilidade foi obtida misturando-se diferentes percentuais de finos à areia. Tal relação foi estabelecida de acordo com a massa de material seco utilizada nos ensaios da areia. Definiu-se que seriam ensaiados 3(três) percentuais próximos a 12% sendo estes, 5%; 8,5% e 12% para cada uma das 4(quatro) situações propostas, variando o grau de compactação e a altura do C.P. (L) (Tabela 4.4).

Tabela 4.4 – Proporção de finos e areia para cada um dos ensaios (Fonte: elaboração própria).

	Tipo de ensaio	Percentual de finos	Massa total (g)	M. de areia (g)	M. de argila (g)
h = 15	S. SOLTA	5%	2356.06	2238.257	117.803
h = 15	S. SOLTA	8.50%	2356.06	2155.7949	200.2651
h = 15	S. SOLTA	12%	2356.06	2073.3328	282.7272
h = 16,5	S. DENSA	5%	2930	2783.5	146.5
h = 16,5	S. DENSA	8.50%	2930	2680.95	249.05
h = 16,5	S. DENSA	12%	2930	2578.4	351.6
h = 25	S. SOLTA GRADIENTE	5%	3956.06	3758.257	197.803
h = 25	S. SOLTA GRADIENTE	8.50%	3956.06	3619.7949	336.2651
h = 25	S. SOLTA GRADIENTE	12%	3956.06	3481.3328	474.7272
h = 26,5	S. DENSA GRADIENTE	5%	4270	4056.5	213.5
h = 26,5	S. DENSA GRADIENTE	8.50%	4270	3907.05	362.95
h = 26,5	S. DENSA GRADIENTE	12%	4270	3757.6	512.4

Visando estabelecer a relação também entre o grau de compactação da mistura e os parâmetros hidráulicos, utilizou-se método semelhante ao empregado para areia: vibrando o material. No entanto, ocorreu a segregação dos materiais, o que impossibilitou realizar os ensaios relativos à situação densa nas misturas. Em relação à variação do L (cm) do C.P. também não foi possível ensaiar o L maior como no caso somente da areia pois o nível d'água se eleva, extravasando o cilindro do permeâmetro. Sendo assim, realizou-se o ensaio atribuindo L (m) de 15 cm. No entanto, ao observar-se a Tabela 4.5 nota-se que os L's são maiores que 15 cm. Isso ocorreu devido ao inchamento da amostra a partir da absorção de água e a consequente expansão desta após o período de 24h a 48h em que ficou completamente imersa completamente em água. Observando a Figura 4.3 é possível notar de forma qualitativa a quantidade de água absorvida pela amostra de 5% em mais de 24h.

Tabela 4.5 – Resultado dos ensaios das misturas (Fonte: elaboração própria)

Sit. Solta - Mistura 5%					Sit. Solta - Mistura 8,5%					Sit. Solta - Mistura 12%				
Δh (cm)	L (cm)	i	k (cm/s)	Q(cm ³ /s)	Δh (cm)	L (cm)	i	k (cm/s)	Q(cm ³ /s)	Δh (cm)	L (cm)	i	k (cm/s)	Q(cm ³ /s)
25	16	1.5625	0.1053	17	28	16.5	1.6970	0.0756	13.0	27	16.5	1.6364	0.0309	5.2313
28	16	1.7500	0.0982	17.75	30.5	16.5	1.8485	0.0761	14.25	32	16.5	1.9394	0.0387	7.7500
31	16	1.9375	0.0937	18.75	31.5	16.5	1.8750	0.0750	14.5	36	16.5	2.1818	0.0344	7.7500
34.5	16	2.1563	0.0898	20						36	16.5	2.1818	0.0344	7.7500



Figura 4.3– C.P. depois de adensado por mais de 24h. Nota-se na diferença de coloração da areia a absorção de água. Além disso, a diferença de altura do C.P., visto que os 15 cm se situam na linha preta marcada no cilindro (Fonte: Acervo Pessoal).

Com base na Tabela 4.5 elaborou-se o gráfico abaixo que registra o gradiente e o k(cm/s) em cada uma das misturas.

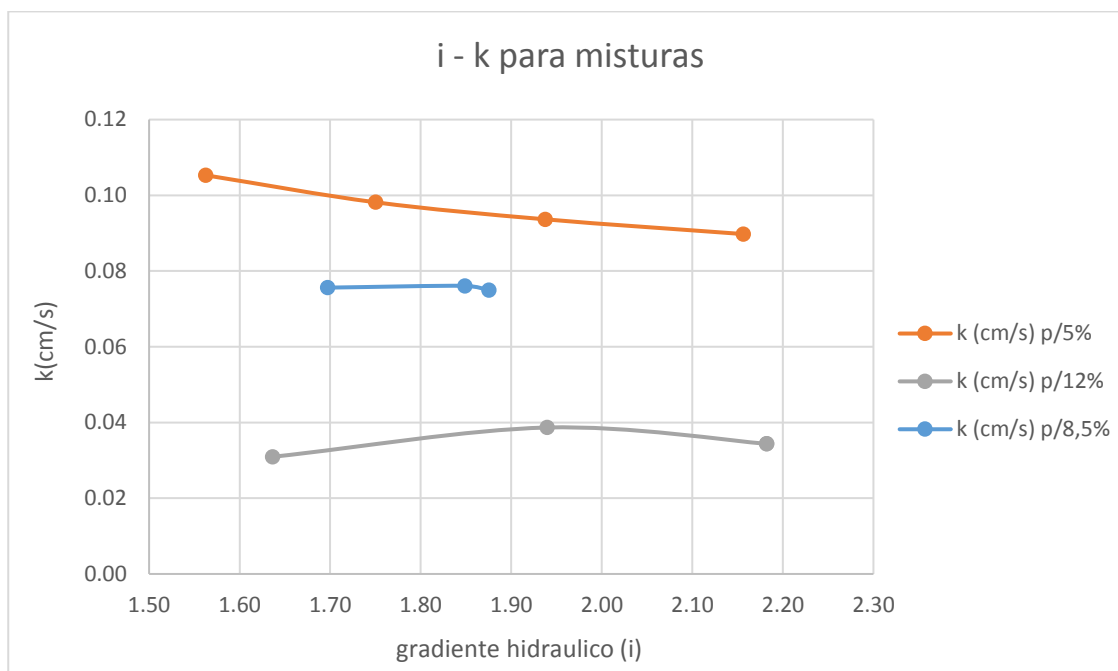


Gráfico 4.4 – gradiente x permeabilidade para diferentes percentuais de mistura. (Fonte: Elaboração própria).

Percebe-se por meio do gráfico 4.4 que a medida que se acrescenta bentonita à mistura, diminui-se a permeabilidade. Tal fato ocorre devido ao fato de que a bentonita expande-se na presença de água ocupando os vazios da areia e, conseqüentemente, diminuindo a permeabilidade do C.P. como um todo, ainda que as amostras não tenham apresentado um comportamento linear em todos os casos das misturas.

4.2 MÉTODOS INDIRETOS

Utilizou-se como comparação algumas das várias formulações matemáticas existentes utilizadas para areias. Entre elas está a equação de Chapuis (2004) que é utilizada para areias, pedregulhos e siltes arenosos (siltes de baixa plasticidade) $10^{-1} \geq k \geq 10^{-3}$.

$$k \text{ (cm/s)} = 2.4622 \left[D_{10}^2 \frac{e^3}{(1+e)} \right]^{0.7825}$$

Chapuis (2004)

Tabela 4.6 – Aplicação da equação de Chapuis(2004) utilizando-se os parâmetros experimentais

Chapuis (2004)			
sit. Densa		sit. Solta	
D10 (mm)	0.59	D10 (mm)	0.59
e	0.44	e	0.628
k (cm/s)	0.11	k (cm/s)	0.24
k medio experimental (cm/s)	0.02172	k medio experimental (cm/s)	0.056436
k calculado/k experimental	5.06	k calculado/k experimental	4.25

Percebe-se observando a Tabela 4.6 que o valor calculado pela formula de Chapuis é ligeiramente superior ao real encontrado em laboratório para a situação densa enquanto que para a situação fofa. Tal fato se deve a que a equação utiliza poucos parâmetros para estimar. Não considerando por exemplo, o gradiente hidráulico a que o C.P. está submetido. Ainda que considere o grau de compactação na fórmula os resultados são muito superiores aos registrados em laboratório.

Hazen (1911) estabelece a fórmula abaixo para estimar o k(cm/s) onde considera simplesmente uma contante C, que segundo seus experimentos pode variar entre 41 e 146. Além disso, ele considera essa equação para diâmetros efetivos (D50) compreendidos entre 0.1mm e 3mm o que enquadra as microesferas de vidro nesta abrangência. Sendo assim, calculou-se o k pela formula e o comparou com o k do laboratório segundo a Tabela 4.7.

$$k(\text{cm/s}) = cD_{10}^2$$

Tabela 4.7 – k calculado segundo a equação de Hazen (1911)

Hazen (1911)			
sit. Densa		sit. Solta	
D10 (cm)	0.059	D10 (mm)	0.059
C	41	C	41
k calculado (cm/s)	0.14	k calculado (cm/s)	0.14
k medio experimental (cm/s)	0.02172	k medio experimental (cm/s)	0.056436
Maioração do k calculado	6.445	Maioração do k calculado	2.48

Observou-se por meio da Tabela 4.7 que o método de Hazen apresenta valores de k pelo menos 2x maiores do que os encontrados em laboratório. Tal fato, se deve a que só considera o diâmetro das partículas para a estimacão. No entanto, Hazen estuda solos e o material em questão por ser constituído de microesferas de vidro não se enquadraria exatamente nesta classificacão. Assim, seria necessário estabelecer um C para o material em questão. O que se utilizando a forma de Hazen juntamente com os parâmetros de laboratório seria obtido um $C = 6,3$. O que é consideravelmente inferior aos valores atribuídos a solos.

Por último, considerou-se a equacão clássica de Kozeny-Carman encontrada em Chapuis (2004) mostrada abaixo e que se encontra na seccão 2.3.1, para o cálculo de k (Tabela 4.8).

$$k = C \frac{g}{\mu_w \rho_w} \frac{e^3}{S^2 D_R^2 (1+e)} \quad (\text{Kozeny-Carman, equacão clássica})$$

$$k = 1.99 \times 10^4 \left[\frac{100\%}{\left(\sum \frac{f_i}{D_{li}^{0,5} \times D_{si}^{0,5}} \right)} \right]^2 \left(\frac{1}{SF^2} \right) \left[\frac{e^3}{(1+e)} \right] \quad (\text{Kozeny-Carman, equacão atualizada})$$

Para os cálculos, foi utilizada a equação de Kozeny-carman modificada visto que muitos autores evidenciaram que esta é mais adequada pois, realiza uma espécie de interpolação entre os diâmetros passantes em cada uma das peneiras.

Kozeny-Carman			
sit. Densa		sit. Solta	
e	0.44	e	0.63
k (cm/s)	0.16	k (cm/s)	0.42
k medio experimental (cm/s)	0.02172	k medio experimental (cm/s)	0.056436
k calculado/k experimental	7.36	k calculado/k experimental	7.44

Segundo essa equação observa-se que a diferença entre os k's calculado e experimental é de cerca de 7 vezes. Tal fato ocorre devido à que segundo dados teóricos a constante de permeabilidade em solos granulares é substancialmente grande. No entanto, evidenciou-se nos experimentos que tal fato não ocorreu da forma prevista visto que ainda que o fluxo d'água seja grande, não foi grande o suficiente se comparado às equações teóricas.

Ainda que as equações tenham apresentado constantes de permeabilidade relativamente superiores às encontradas em laboratório tal fato, se deve a que em laboratório são considerados vários fatores além do grau de compactação, como por exemplo, a temperatura da água percolante e a massa específica dos grãos que compõem a amostra, etc. Além disso, ainda que em laboratório as variáveis possam ser controladas o aparelho utilizado não permite, por exemplo, verificar se houve fluxo preferencial pela parede. Outro aspecto que cabe ressaltar é que ainda que a areia seja uniforme não é possível garantir que as partículas sejam todas exatamente do mesmo tamanho o que caracteriza um certo grau de variação dos resultados experimentais em relação aos teóricos.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por meio do presente estudo foi possível comprovar utilizando-se de ensaios de laboratório alguns dos fatores que influenciam na permeabilidade hidráulica. Estudou-se por exemplo, a relação do índice de vazios com a condutividade hidráulica, assim como o tamanho da camada a ser permeada em relação ao “k”. Primeiramente foi feita a caracterização do material o que constatou um $D_{50} = 0.8\text{mm}$ para a areia e um $D_{50} = 0.01\text{mm}$ para a bentonita. Além disso, verificou-se que a bentonita é altamente plástica tendo um IP de 451.4. Além dessas propriedades inerentes dos materiais constatou-se que a areia quando misturada a percentuais crescentes de finos tem sua permeabilidade reduzida progressivamente. Considerou-se a faixa de misturas onde o percentual de finos está entre 5 e 12% para que a mistura ainda tivesse propriedades características marcantes da areia e portanto, fosse ensaiada no permeâmetro de carga constante. Verifica-se por meio do Gráfico 4.4 altas permeabilidades para 5% de bentonita adicionada á areia enquanto que esta diminui quando presente em 8,5% da massa e torna-se substancialmente menor para 12% de finos.

Verificou-se, portanto, que os resultados foram coerentes com a bibliografia, ainda que não tenham sido 100% lineares. Várias são as fontes de erro que podem ter levado à essa não linearidade. Os erros instrumentais que se devem à proveta cujo erro é de 1cm^3 , trena cuja imprecisão é de 0,01cm, régua utilizada de erro 0.1cm e cronômetro de erro 1s. Existem, porém, erros humanos associados os quais são extremamente difíceis de quantificar e que estão altamente relacionados à experiência do operador. Logo, não foi possível determinar se a não linearidade de algumas relações ocorreu devido à erros ou a não possibilidade de quantificar todos os fatores envolvidos no fenômeno dada a multiplicidade de variáveis atuantes. Esse pode ser caracterizado como o motivo mais plausível da divergência no cálculo da constante de permeabilidade (k) entre as equações empíricas e os resultados experimentais encontrados.

Além disso, foi possível comprovar a hipótese de Casagrande de que o acréscimo de 12% de finos altera significativamente o comportamento do solo granular em relação à percolação d’água (Ver Tabela 4.5 e Gráfico 4.4). Cabe ressaltar que o presente estudo utilizou um material muito fino extremamente expansivo que caracterizou uma diminuição drástica na vazão d’água

permeada quando misturado 12%. Nesta situação a vazão tornou-se constante independente do gradiente imposto o que justifica a utilização da bentonita como solução em obras onde seja necessário reduzir drasticamente a permeabilidade em curtas distancias e/ou canalizar a água por um determinado caminho.

Por fim, entende-se que o assunto não é facilmente decifrável, não encerrado os grandes questionamentos que a temática abrange. Entretanto, este trabalho servirá para estimular a discussão de futuros trabalhos acadêmicos que venham a debater o tema como por exemplo, a execução destes em um permeâmetro de parede flexível ampliando-se o espectro de misturas a ser ensaiado e conseqüentemente, abrangendo uma análise mais aprofundada do comportamento de misturas de solos finos e granulares.

Referências

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2004). *Book of standards*. West Conshohocken, PA: ASTM.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS D5084-10. (2010) *Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter*. ASTM Int. West Conshohocken, PA, : 1–24.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 6457. Preparação de amostras de solo para ensaio de compactação e ensaios de caracterização – Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 6459. Solos - Determinação do Limite de Liquidez – Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 6502. Rochas e solos: Terminologia – Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 6508. Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm - DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA– Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 7180. Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 7181. Solo – Análise granulométrica, Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 7182. Solos - Ensaio de compactação – Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 9776. Agregados - Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman – Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 13292. Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 14545. Solo-Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável – Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - MB-3324. Solo- Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos – Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - MB - 3388. Solo-Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos – Rio de Janeiro, 2000.

CAPUTO, H. P. (1977). **Mecânica dos Solos e suas Aplicações** (Vol. 2). Livros Técnicos e Científicos. Editora S.A, 1977.

CASAGRANDE, A. (1948). *Classification and Identification of Soils. Transactions. 113*, pp. 901-930. ASCE.

CORDEIRO, W. R., (2013). **Manutenção preditiva de infraestrutura ferroviária em um trecho da malha de SP**. Rio de Janeiro, 2013.

CIMBALA, J. M., & ÇENGEL, Y. A. (2007). **Mecânica dos Fluidos: fundamentos e aplicações**. Ed. Pearson

DANIEL, D. E. (1994). *State-of-the-art: laboratory hydraulic conductivity tests for saturated soils. Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil*. ASTM STP 1142, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 49.

DANIEL, D. E. (1997). *Laboratory hydraulic conductivity testing of GCLs in flexible-wall permeameters. Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, Well, L. W. (Ed.)*.

- DAS, B. M. (2006). **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo, Traduzido da 6ª Edição norte-americana: Ed. Thompson.
- DAS, B. M. (2008). *Fundamentals of Geotechnical Engineering*. CENGAGE Learning, 3ª Ed. 2008.
- FEITOSA, F. A. **Hidrogeologia: conceitos e aplicações**. Fortaleza: CPRM/REFO, 2000.
- GIRALDO-ZULUAGA, R. A. **Uma nova abordagem simples para simular o comportamento de solos em condições unidimensionais: um estudo analítico e experimental**. Distrito Federal, 2011.
- GOIS, F. M. B. D. M. (2015) **Sistemas de controle de percolação em maciços permeáveis, com ênfase em soluções de jet grouting**. Distrito Federal, 2015.
- JUAREZ, E. (1981) **Mecânica de solos**. México, 1981.
- MARTINEZ, CRISTINA URIBE (2016). **Projeto e construção de um Permeâmetro de Parede Flexível e Carga Constante**. Distrito Federal, 2016.
- PINTO, C. d. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- REBOLLEDO, J. F. (2017). **Notas de aula - Percolação**. Distrito Federal, 2017.
- SHERARD, J. L., L. P. (1984). *Filters for Silts and Clays*. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110, 701-718.