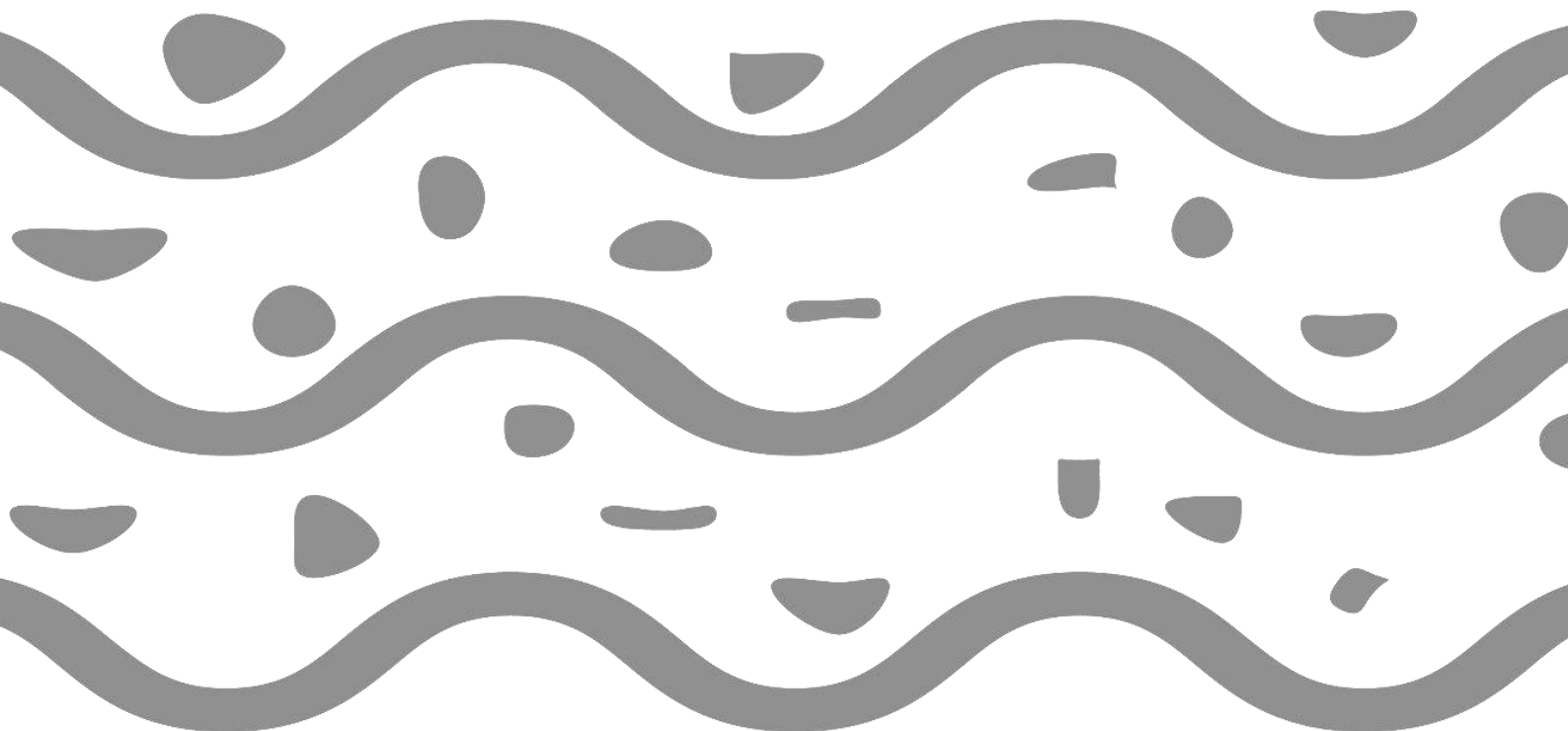




# **PROPRIEDADES E ÍNDICES FÍSICOS DE SOLOS**



## SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO .....	3
INTRODUÇÃO À ENGENHARIA GEOTÉCNICA.....	4
1. PROPRIEDADES DOS SOLOS.....	7
2. ÍNDICES FÍSICOS .....	10
3. ESTADO DAS AREIAS: COMPACIDADE .....	24
4. ESTADO DAS ARGILAS: CONSISTÊNCIA.....	27
5. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS.....	35
RESPOSTAS DOS EXERCÍCIOS .....	45
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	50

## APRESENTAÇÃO

Esta publicação tem por objetivo atender estudantes de graduação em Engenharia Civil no início de seus estudos da área de Geotecnia, em especial os referentes às propriedades e índices físicos de solos, como também quanto a alguns sistemas de classificação dos mesmos. Esta compilação constitui um material didático básico para discentes, não substituindo a vasta bibliografia existente sobre o assunto.

Além de expandir, é intenção dos autores e do Grupo de Estudos em Geotecnia da Universidade Federal do Paraná (UFPR) o aprimoramento deste material. Portanto, sugestões e críticas são bem-vindas.

Lucas Ghion Zorzan<sup>1</sup>

Cleyton Stresser<sup>1</sup>

Luana Dias<sup>1</sup>

Roberta Bomfim Boszczowski<sup>2</sup>

Larissa de Brum Passini<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Graduandos do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná

<sup>2</sup> Professoras do Departamento de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná

# INTRODUÇÃO À ENGENHARIA GEOTÉCNICA

## PERSPECTIVA HISTÓRICA

O Brasil, na metade do século XIX, era dominado por uma sociedade aristocrática e conservadora, movida por uma economia agrícola que dependia fortemente do trabalho escravo. A expansão da cultura do café dava estabilidade econômica e política ao Império. Por volta de 1850, as primeiras tentativas de industrialização e desenvolvimento do país foram levadas a cabo por meio do incentivo à construção de obras, principalmente, ferroviárias. Uma das mais marcantes destas obras foi inaugurada pelo Governo Imperial em 1885: a Estrada de Ferro do Paraná, hoje conhecida como Curitiba–Paranaguá, com 110 quilômetros de extensão. As escarpas abruptas da Serra do Mar tiveram de ser vencidas, gerando conexão num trecho antes tido como intransponível. Dos trabalhos de projeto e construção participaram engenheiros ilustres como Pereira Passos, Antônio Rebouças Filho e João Teixeira Soares.

Com 45 km em seu trecho de montanha, localmente conhecido como Serra do Marumbi, a ferrovia atinge 955 m de altitude e guarda dezenas de túneis, pontes e viadutos, sendo alguns particularmente arrojados. Os dois melhores exemplos, ambos em estrutura metálica, são a Ponte São João, com 55 m de altura, e o Viaduto do Presidente Carvalho, que circunda uma encosta rochosa íngreme e está apoiado sobre cinco pilares de alvenaria de pedra. Dentre os 13 túneis da ferrovia, os de maior interesse geotécnico são os túneis escavados a dinamite em rocha com fraturamento intenso e desfavorável.

Não é, portanto, difícil imaginar que grandes problemas geotécnicos tenham ocorrido durante a construção. Um importante testemunho foi relatado por um especialista ferroviário:

“Muito trabalho foi perdido pela dificuldade do terreno. Entre outros, vi um corte que, já muito adiantado, escorregou inteiro, ficando perdida a obra, o que forçou o engenheiro a recorrer a um túnel para poder atravessar a rocha.”

Assim, é possível perceber que a Engenharia Geotécnica esteve sempre presente no planejamento e na execução das mais importantes e diversas obras, em especial no estudo dos solos e das rochas, aliado ao desenvolvimento de novas técnicas de construção.

Durante muitos anos, o exercício da Engenharia Geotécnica baseou-se apenas em experiências passadas por meio da sucessão de experimentos. A história das civilizações comprova que todas as grandes cidades da antiguidade floresceram às margens de rios e dependeram exclusivamente da disponibilidade de água próxima às edificações. À luz desta mesma história, não há evidências de que qualquer medida de estabilização de fundações ou erosão tenha sido tomada durante muitos séculos, mesmo considerando o fato de que todas estas estruturas foram executadas, possivelmente, sobre solos siltsos e argilas moles.

Com o passar dos anos, os primeiros resultados experimentais de laboratório sobre os tipos de solo foram sendo obtidos com as publicações de importantes engenheiros na

área, como Philibert Gaspard Darcy, nome importante tanto na Engenharia Geotécnica quanto da Hidráulica. Nessa fase de estudos iniciais, desenvolveu-se a Mecânica dos Solos Clássica, com a definição de teorias de distribuição de tensões em meios com diversas restrições.

A partir de 1925, com as contribuições de Karl Terzaghi – o pai da Mecânica dos Solos –, deu-se início a uma nova fase no desenvolvimento de estudos sobre solo. O comportamento, classificação, previsão de recalques e rupturas do solo tiveram e ainda têm um desenvolvimento expressivo na área da Engenharia Civil. A criação de conferências internacionais na área foram instrumento de desenvolvimento de novas tecnologias e métodos, culminando na criação de um universo de novos critérios a serem analisados na identificação e caracterização de um solo através de ensaios pré-definidos. Esses ensaios foram desenvolvidos por grandes nomes da Engenharia e podem possuir caráter teórico, semi-empírico ou empírico.

Na natureza, os solos se encontram em um sistema trifásico que consiste em sólidos, água e ar, onde é preciso conhecer as relações entre peso e volume das suas fases. Da mesma forma, é importante se ter conhecimento acerca do tipo de solo, sua estrutura, textura, forma das partículas e constituição mineralógica. As classificações do solo são empíricas por natureza e normalmente desenvolvidas para fins específicos. Os métodos tradicionais baseiam-se nos ensaios de granulometria (tamanho dos grãos) e de Limites de Atterberg (plasticidade) e utilizam variados sistemas de classificação ao redor do mundo.

## RAMOS DA ENGENHARIA GEOTÉCNICA

A Geotecnia é um dos ramos da Engenharia Civil cujo objetivo é a aplicação de princípios científicos e físicos dos solos com a finalidade de solução de problemas de engenharia e do meio ambiente. Basicamente, os princípios são utilizados de forma a prever o comportamento do solo – estudando-o e analisando como o material reage às ações do ser humano, permitindo sua utilização de maneira segura. A área da Engenharia Geotécnica reúne diversos campos do conhecimento, tais como:

- Mecânica dos Solos;
- Mecânica das Rochas;
- Hidrologia;
- Geologia;
- Geofísica.

O Engenheiro Geotécnico é o profissional especializado para soluções de problemas envolvendo solos e rochas. Dentre os campos de trabalho deste profissional pode-se destacar o projeto e dimensionamento de fundações e contenções, a avaliação da estabilidade de taludes, túneis e barragens, projetos de rebaixamento de lençol freático, o estudo do efeito de fluidos no solo e percolação, erosão e desastres naturais por intervenção antrópica ou não, investigação e instrumentação de obras geotécnicas e a determinação de propriedades dos solos por meio de ensaios laboratoriais e de campo.

Nos últimos anos, a causa ambiental tem gerado grande preocupação em virtude do impacto e das consequências da ação humana sobre o ambiente. Assim, o profissional dessa área tem ganhado cada vez mais destaque, principalmente, nas seguintes áreas:

- Prevenção de desabamentos;
- Recuperação de áreas degradadas;
- Prevenção de desmoronamentos;
- Prevenção de deslizamentos;
- Gerenciamento dos problemas do lixo e contaminantes no solo.

# 1. PROPRIEDADES DOS SOLOS

## ESTADO DOS SOLOS

Os solos são um componente indispensável para obras de Engenharia Civil sendo, portanto, imprescindível que se conheça seu comportamento nas mais diversas situações. Esses são materiais naturais, provenientes do intemperismo e degradação das rochas. Devido a sua origem, apresentam grande heterogeneidade em suas características quanto à estrutura e textura, tamanho, forma e constituição mineralógica.

Em solos grossos, pedregulhos e areias, a interação entre as partículas se dá por atrito obtido no contato entre grãos. Esse grupo é denominado como solos não coesivos. Os solos com partículas mais finas, como siltes e argilas, possuem no contato entre grãos, além do atrito, uma parcela de atração denominada coesão. A este grupo dá-se o nome de solos coesivos.

## ESTRUTURA DOS SOLOS NÃO-COESIVOS

O grupo dos não coesivos compreende os solos compostos por pedras, pedregulhos, cascalhos e areias, ou seja, partículas com dimensões identificáveis macroscopicamente (grossas). Os solos arenosos são constituídos essencialmente por quartzo, material praticamente inerte, o que faz com que a interação entre as partículas se dê apenas por forças da gravidade. As dimensões dos grãos são aproximadamente equidimensionais, podendo-se existir uma infinidade de arranjos possíveis para um conjunto de partículas.

A disposição das partículas nos solos granulares e seu tamanho influencia várias características, como, por exemplo, parâmetros de resistência e recalques. A distribuição do tamanho das partículas é feita com o uso da curva granulométrica (abordada em capítulos posteriores), podendo os solos ser classificados da seguinte forma:

- Solos bem graduados: o solo é constituído por uma vasta gama de partículas em termos de dimensão;
- Solos mal graduados (ou com granulometria pobre): partículas com dimensões muito semelhantes.

Nesse contexto, o conceito de empacotamento dos grãos ganha significativa importância. Solos bem graduados, por exemplo, permitem a existência de arranjos nos quais as partículas de menor diâmetro preenchem os espaços vazios entre as partículas maiores. O efeito desse preenchimento resulta em um solo mais compacto e com travamentos que influenciam em seu comportamento mecânico. Para o caso de solos mal graduados, a existência de uma granulometria uniforme resulta em uma quantidade de vazios maior.

Para que a influência da granulometria seja melhor compreendida, a partir da medida da quantidade de vazios no solo em relação a quantidade de partículas sólidas pode-se determinar se as partículas se encontram “soltas” ou “encaixadas” entre si. Essa

característica, denominada empacotamento, é quantificada através do índice de vazios (abordado em capítulos posteriores). A Tabela 1 apresenta valores limite do índice de vazios para um conjunto de possíveis arranjos para solos granulares.

Tabela 1 – Valores limite do índice de vazios para alguns solos granulares

	Índice de Vazios	
	$e_{máx}$	$e_{mín}$
Esferas de igual diâmetro	0,91	0,35
Areia uniforme	1,00	0,40
Silte uniforme e inorgânico	1,10	0,40
Areia siltosa	0,90	0,30
Areia (mistura de fina e grossa)	0,95	0,20
Areia com mica	1,20	0,40
Areia, silte e pedregulho misturados	0,85	0,14

FONTE: Fernandes, 2016

Dentro do grupo dos solos granulares, existe ainda uma subdivisão de acordo com um critério que determina se o solo se encontra no estado “fofo” ou “compacto”, denominado grau de compactidade, através da avaliação do índice de vazios máximo, mínimo e na condição natural. Com esse parâmetro é possível classificar esse tipo de solo em areias fofas e areias compactas, interferindo na sua resistência mecânica e recalques.

Os solos grossos, em geral, possuem alta permeabilidade pelo fato de serem compostos por muitas partículas individualmente soltas. Isto se deve ao fato de existirem, em uma massa de solo, espaços vazios relativamente grandes e intercomunicados entre si. No que se refere à resistência, a capacidade para suportar cargas dos solos não coesivos depende do atrito existente entre grãos e do “encaixe” entre as partículas.

## ESTRUTURA DOS SOLOS COESIVOS

Oposto ao grupo dos solos não coesivos, esses solos possuem partículas muito finas – da ordem de 1 milésimo de milímetro. Em termos mineralógicos, esses solos consistem basicamente de silicatos hidratados de alumínio, magnésio e ferro e são geralmente conhecidos como solos argilosos ou simplesmente argilas. A interação entre os grãos destes tipos de solos depende, além do contato direto pelo atrito, de forças de aderência entre partículas. O conjunto destas forças é denominado coesão, principal característica desse grupo.

Os três minerais mais abundantes na natureza que constituem a argila são as caulinitas, as ilitas e as montmorillonitas. Além de terem dimensão muito pequena, os grãos minerais de solos argilosos possuem forma tipicamente laminar. Estes são solos quimicamente muito ativos e possuem superfície específica consideravelmente maior que os solos grossos. A Tabela 2 fornece dados acerca das dimensões e da ordem de grandeza da superfície específica destes minerais e, para comparação, das areias. Os valores corroboram com a afirmação a respeito da superfície específica em argilas.



Tabela 2 – Geometria e valores típicos da superfície específica de partículas de três minerais de argila e areia

Partículas	Diâmetro (µm)	Relação Espessura/Diâmetro	Superfície Específica (m <sup>2</sup> /g)
Montmorillonita	1,0 a 0,1	1/100	800
Ilita	2,0 a 0,1	1/10	80 a 100
Caulinita	3,0 a 0,3	1/3 a 1/10	10 a 20
Areia	2000 a 60	1	0,001 a 0,04

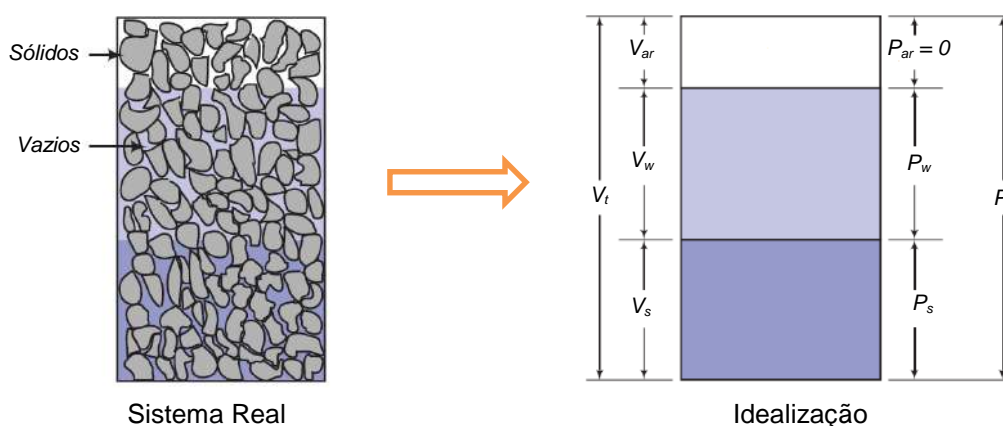
FONTE: Fernandes, 2016

Outra característica deste tipo de solo diz respeito sobre os espaços vazios entre os grãos sólidos. Os vazios são muito pequenos em dimensão e este fator condiciona o fato de que estes solos apresentam, na grande maioria dos casos, resistência ao escoamento da água e baixa permeabilidade. Em contrapartida, os solos argilosos podem apresentar índices de vazios muito maiores que as areias, as quais apresentam permeabilidade mais elevada.

## 2. ÍNDICES FÍSICOS

O solo, material natural e com propriedades variadas, possui constituição complexa. Basicamente, sua estrutura é constituída por três fases: a fase sólida, a fase ar e a fase água (Figura 1 e Tabela 3). A fase sólida é composta pelo esqueleto mineralógico do solo (as partículas) enquanto as duas últimas são comumente denominadas como vazios. Os vazios do solo podem, portanto, estar preenchidos por água ou por ar.

Figura 1 – Constituição Trifásica do Solo



FONTE: Adaptado de Budhu, 2015

Tabela 3 – Volumes e pesos em uma massa de solo

Grandeza	Símbolo
Volume de Ar	$V_{ar}$
Volume de Água	$V_w$
Volume de Vazios	$V_v$
Volume de Sólidos	$V_s$
Volume Total	$V_t$
Peso de Ar	$P_{ar}$
Peso de Água	$P_w$
Peso de Sólidos	$P_s$
Peso total	$P_t$

Das informações apresentadas na Figura 1 e na Tabela 3, pode-se facilmente concluir que:

$$V_v = V_{ar} + V_w$$

$$V_t = V_s + V_v = V_s + V_{ar} + V_w$$

$$P_t = P_s + P_{ar} + P_w = P_s + P_w$$

De modo a se melhor conhecer o estado natural do solo, as relações entre as três fases em termos de pesos e volumes é essencial. Estas formulações, denominadas Índices Físicos ou Propriedades Índice, possuem grande importância na compreensão das características dos solos analisados para fins de Engenharia.

## CONSIDERAÇÕES SOBRE MASSA E PESO

É usual, embora incorreta, a confusão entre as grandezas massa e peso. A massa de um corpo é a medida da quantidade de matéria que o constitui, enquanto o peso é a força com que determinado corpo é atraído para a superfície do planeta pela ação da gravidade. Percebe-se, portanto, que além de uma diferença conceitual há uma diferença dimensional entre as duas grandezas.

No Sistema Internacional de Unidades (S.I.), a unidade padrão para massa é o quilograma (kg) e para o peso (uma força) é o Newton (N). Basicamente, um N equivale a 9,81 kg (considerando a aceleração da gravidade igual a 9,81 m/s<sup>2</sup>). A distinção entre estas grandezas é particularmente importante no estudo dos índices físicos: a massa específica de um corpo é diferente de seu peso específico e o uso destas propriedades é distinto. A Tabela 4 sumariza as principais grandezas de interesse para a Engenharia e suas principais unidades de medida segundo o Sistema Internacional e o Sistema Gaussiano. É importante, neste momento, notar que massa específica e peso específico possuem dimensões e unidades de medida distintas.

Tabela 4 – Principais grandezas e suas unidades de medida

Grandeza	Unidade Dimensional	Unidade SI	Unidade Gaussiana	Outras Unidades Usuais
Comprimento	L	m	cm	km
Massa	M	kg	g	t
Massa Específica	M/L <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>
Velocidade	L/T	m/s	cm/s	km/h
Aceleração	L/T <sup>2</sup>	m/s <sup>2</sup>	dina	–
Força	ML/T <sup>2</sup>	N	gf	kN, tf, gf
Peso Específico	M/T <sup>2</sup> L <sup>2</sup>	N/m <sup>3</sup>	gf/cm <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
Momento	ML <sup>2</sup> /T <sup>2</sup>	N.m	–	–
Tensão	M/LT <sup>2</sup>	Pa	–	MPa, kPa

## RELAÇÕES PESO–VOLUME

As relações básicas entre peso e volume do solo são necessárias para descrever seu estado físico e em geral não são necessárias no estudo de outros materiais. Serão apresentadas, na sequência, as definições das principais propriedades índice necessárias para o entendimento do estado dos solos (Tabela 5).

Tabela 5 – Nomenclatura dos Índices Físicos dos Solos

Grandeza	Símbolo	Unidade
Índice de Vazios	$e$	–
Porosidade	$n$	–
Grau de Saturação	$S$	–
Teor de Umidade	$h$	–
Peso Específico Natural	$\gamma_n$	kN/m <sup>3</sup>
Peso Específico das Partículas Sólidas	$\gamma_s$	kN/m <sup>3</sup>
Peso Específico Aparente Seco	$\gamma_d$	kN/m <sup>3</sup>
Peso Específico Saturado	$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>
Peso Específico Submerso	$\gamma_{sub}$	kN/m <sup>3</sup>
Densidade Relativa das Partículas Sólidas	$G$	–

### Índice de Vazios

O índice de vazios é uma das propriedades mais importantes do solo, especialmente no estudo de sua compressibilidade e colapsibilidade. Por definição, é a razão entre o volume de vazios e o volume de sólidos em uma massa de solo.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Em que:

$e$  = índice de vazios;

$V_v$  = volume de vazios (m<sup>3</sup>);

$V_s$  = volume de sólidos (m<sup>3</sup>).

### Porosidade

Porosidade é a relação entre o volume de vazios e o volume total da amostra de solo.

$$n = \frac{V_v}{V_t} \times 100$$

Em que:

$n$  = porosidade (%);

$V_v$  = volume de vazios ( $m^3$ );

$V_t$  = volume total ( $m^3$ ).

### **Grau de Saturação**

---

Naturalmente, o grau de saturação de um solo indica a porcentagem de seu volume de vazios preenchido por água. Esta propriedade é de grande importância no estudo das propriedades hidráulicas de solos não-saturados, por exemplo.

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

Em que:

$S$  = grau de saturação (%);

$V_w$  = volume de água ( $m^3$ );

$V_v$  = volume de vazios ( $m^3$ ).

### **Teor de Umidade**

---

O teor de umidade é a relação mais utilizada na Mecânica dos Solos, influenciando praticamente todas as propriedades destes materiais. Por definição, é a razão entre o peso de água e o peso de sólidos existentes em uma massa de solo.

$$h = \frac{P_w}{P_s} \times 100$$

Em que:

$h$  = teor de umidade (%);

$P_w$  = peso de água (kN);

$P_s$  = peso de sólidos (kN).

### **Peso Específico Natural**

---

É a relação entre o peso total do elemento de solo e seu volume total, considerando todas as três fases.

$$\gamma_n = \frac{P_t}{V_t}$$

Em que:

$\gamma_n$  = peso específico natural ( $kN/m^3$ );

$P_t$  = peso total (kN);

$V_t$  = volume total ( $m^3$ ).

### **Peso Específico das Partículas Sólidas**

---

Definido como a relação entre o peso dos sólidos e o volume dos sólidos do elemento de solo.

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s}$$

Em que:

$\gamma_s$  = peso específico das partículas sólidas (kN/m<sup>3</sup>);

$P_s$  = peso de sólidos (kN);

$V_s$  = volume de sólidos (m<sup>3</sup>).

### **Peso Específico Aparente Seco**

---

Quando o solo se encontra na condição seca (ou seja, o grau de saturação é de 0%), seu peso específico é definido como o peso específico aparente seco. Basicamente, este índice é a razão entre o peso de sólidos e o volume total da amostra de solo.

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_t}$$

Em que:

$\gamma_d$  = peso específico aparente seco (kN/m<sup>3</sup>);

$P_s$  = peso de sólidos (kN);

$V_t$  = volume total (m<sup>3</sup>).

### **Peso Específico Saturado**

---

Quando o solo se encontra na condição saturada (ou seja, todos os vazios estão preenchidos por água), seu peso específico é distinto da condição não-saturada. Esta grandeza é denominada peso específico saturado e consiste na razão entre o peso do solo saturado e o volume total da amostra.

$$\gamma_{sat} = \frac{P_{sat}}{V_t}$$

Em que:

$\gamma_{sat}$  = peso específico saturado (kN/m<sup>3</sup>);

$P_{sat}$  = peso do solo saturado (kN);

$V_t$  = volume total (m<sup>3</sup>).

### **Peso Específico Submerso**

---

Quando o solo se encontra na condição submersa, a parcela do empuxo de água atuante no sentido contrário da gravidade acarreta uma diminuição do peso específico do material. Esta relação define o peso específico submerso de um solo.

$$\gamma_{sub} = \gamma_n - \gamma_w$$

ou

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w \text{ no caso de } S = 100\%$$

Em que:

$\gamma_{sub}$  = peso específico submerso (kN/m<sup>3</sup>);

$\gamma_n$  = peso específico natural (kN/m<sup>3</sup>);

$\gamma_{sat}$  = peso específico natural (kN/m<sup>3</sup>);

$\gamma_w$  = peso específico da água (kN/m<sup>3</sup>).

### **Densidade Relativa das Partículas Sólidas**

---

Em muitas aplicações práticas é interessante referir-se ao peso específico das partículas sólidas em sua relação com o peso específico da água. Dessa forma, a densidade relativa das partículas é a razão entre  $\gamma_s$  e  $\gamma_w$ .

$$G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Em que:

$G$  = densidade relativa das partículas sólidas (adimensional);

$\gamma_s$  = peso específico das partículas sólidas (kN/m<sup>3</sup>);

$\gamma_w$  = peso específico da água (kN/m<sup>3</sup>).

### **Peso Específico da Água**

---

Esta é uma propriedade física de um dos constituintes do solo – a água. É, por definição, a razão entre o peso da água e o volume da água.

$$\gamma_w = \frac{P_w}{V_w}$$

Em que:

$\gamma_w$  = peso específico da água (kN/m<sup>3</sup>);

$P_w$  = peso de água (kN);

$V_w$  = volume de água (kN).

Para as análises de Engenharia, é comum que se adote  $\gamma_w = 10$  kN/m<sup>3</sup>.

## RELAÇÕES ENTRE OS ÍNDICES FÍSICOS

Todas as relações anteriormente definidas encontram-se inter-relacionadas. Por exemplo, quanto maior o índice de vazios, maior será a porosidade e vice-versa. Quanto maiores forem estas duas grandezas, menores serão o peso específico natural, aparente seco e submerso. Ainda, quanto maior for o teor de umidade, para um determinado índice de vazios, maiores serão o grau de saturação e o peso específico. O domínio das relações entre os diferentes índices físicos é uma ferramenta essencial na Mecânica dos Solos e nas aplicações da Engenharia Geotécnica.

Assim, na sequência (Tabela 6), são apresentadas as principais correlações entre os índices físicos do solo, deduzidas a partir das relações entre as fases dos solos quanto a volumes e pesos.



Tabela 6 – Relações entre os Índices Físicos.

$e$	$n$	$S$	$h$	$\gamma_n$	$\gamma_s$	$\gamma_d$	$\gamma_{sat}$	$\gamma_{sub}$
Índice de vazios	Porosidade	Grau de Saturação	Teor de Umidade	Peso Específico Natural	Peso Específico das Partículas Sólidas	Peso Específico Aparente Seco	Peso Específico Saturado	Peso Específico Submerso
$\frac{\gamma_s - 1}{\gamma_d}$	$\frac{e}{1 + e}$	$\frac{h \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$	$\frac{S \cdot e \cdot \gamma_w}{\gamma_s}$	$\frac{\gamma_s + S \cdot e \cdot \gamma_w}{1 + e}$	$\gamma_d(1 + e)$	$\frac{\gamma_s}{1 + e}$	$\frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w}{1 + e}$	$\frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$
$\frac{n}{1 - n}$	$1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$	$\frac{1 - n}{n} \cdot h \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$	$\frac{n \cdot S \cdot \gamma_w}{(1 - n)\gamma_s}$	$\gamma_s - (\gamma_s + S \cdot \gamma_w)n$	$\frac{\gamma_d}{1 - n}$	$(1 - n)\gamma_s$	$\gamma_s - (\gamma_s - \gamma_w)n$	$(1 - n)(\gamma_s - \gamma_w)$
$\frac{\gamma_s \cdot h}{S \cdot \gamma_w}$	$\frac{\gamma_s \cdot h}{S \cdot \gamma_w + \gamma_s \cdot h}$	$\frac{\gamma_s \cdot \gamma_d \cdot h}{\gamma_w(\gamma_s - \gamma_d)}$	$\frac{S \cdot \gamma_w(\gamma_s - \gamma_d)}{\gamma_s \cdot \gamma_d}$	$\gamma_d(1 + h)$	$\frac{S \cdot e \cdot \gamma_w}{h}$	–	$\frac{\gamma_s(1 + h)}{1 + e}$	$\frac{\gamma_s(1 - h)}{1 + e}$

## EXERCÍCIOS

**2.1:** Uma amostra de solo tem volume de  $60 \text{ cm}^3$  e massa de  $92,5 \text{ g}$ . Depois de completamente seca, sua massa é de  $74,3 \text{ g}$ . A massa específica dos grãos sólidos é  $2,62 \text{ g/cm}^3$ . Calcule a umidade e o grau de saturação deste solo.

**2.2:** Uma amostra de argila saturada da Região Metropolitana de Curitiba possui umidade de  $70\%$  e peso específico das partículas sólidas de  $20,0 \text{ kN/m}^3$ . Determine a porosidade, o índice de vazios e o peso específico natural deste solo.

**2.3:** Uma amostra de solo tem massa de  $123,2 \text{ g}$  e volume de  $62,3 \text{ cm}^3$  no estado natural. Sua massa seca é de  $118,2 \text{ g}$ . O peso específico dos grãos sólidos é de  $26,7 \text{ kN/m}^3$ . Calcule a umidade, o índice de vazios, a porosidade e o grau de saturação desta amostra.

**2.4:** De uma quantia de solo com massa total de  $22,0 \text{ kg}$  e volume respectivo de  $12,2 \text{ l}$  extraiu-se uma pequena amostra para a qual determinou-se as seguintes informações:

Massa Úmida (g)	Massa Seca (g)	Massa Específica dos Sólidos ( $\text{g/cm}^3$ )
70	58	2,67

Pede-se calcular:

- Teor de umidade;
- Massa da porção sólida;
- Massa de água;
- Volume da porção sólida;
- Volume de vazios;
- Índice de vazios;
- Porosidade;
- Grau de Saturação;
- Peso específico natural.

## PROPRIEDADES E ÍNDICES FÍSICOS DE SOLOS

**2.5:** Um solo saturado tem teor de umidade de 42% e peso específico relativo dos grãos sólidos de 2,68. Calcule o índice de vazios, a porosidade e o peso específico natural do solo.

**2.6:** Um recipiente de vidro e uma amostra de solo saturado tem massa de 68,959 g. Depois de seco em estufa, a massa reduziu para 62,011 g. A massa do recipiente é de 35,040 g e o peso específico dos grãos de solo é igual a 28 kN/m<sup>3</sup>. Calcule:

- Índice de vazios;
- Porosidade;
- Teor de umidade natural.

**2.7:** Um solo saturado tem um peso específico natural de 18,83 kN/m<sup>3</sup> e teor de umidade natural de 32,5%. Calcular:

- Índice de vazios;
- Peso específico dos grãos sólidos.

**2.8:** A massa de uma amostra de argila saturada é de 1.526 g e, depois de seca em estufa, ela passa a ser de 1.053 g. Se o peso específico relativo dos grãos sólidos vale 2,70, determine:

- Índice de vazios;
- Porosidade;
- Teor de umidade;
- Peso específico aparente seco.

**2.9:** Em um solo saturado é conhecido o peso específico de 20,1 kN/m<sup>3</sup> e o teor de umidade correspondente a este estado de 23%. Pede-se calcular o peso específico real dos grãos sólidos.

**2.10:** Um aterro com teor de umidade igual a 15,8%, com volume de 30 m<sup>3</sup> deverá ser compactado com umidade de 18,5% de modo a garantir as características de projeto. Calcule o volume de água a ser acrescentado ao terreno para que esta condição se verifique.

Dados:  $\gamma_n = 17,8 \text{ kN/m}^3$  e  $\gamma_w = 10,0 \text{ kN/m}^3$ .

**PROPRIEDADES E ÍNDICES FÍSICOS DE SOLOS**

**2.11:** O peso específico saturado de um solo é de  $19,8 \text{ kN/m}^3$ . O teor de umidade do solo é de  $17,1\%$ . Determine:

- a) Peso específico aparente seco;
- b) Peso específico relativo dos grãos sólidos do solo;
- c) Índice de vazios.

**2.12:** Um solo apresenta índice de vazios de  $0,75$  e teor de umidade de  $21,5\%$ . Considerando a massa específica relativa dos grãos sólidos como  $2,62$ , determine:

- a) Peso específico úmido ( $\text{kN/m}^3$ );
- b) Peso específico aparente seco ( $\text{kN/m}^3$ );
- c) Grau de saturação (%).

**2.13:** O teor de umidade de uma amostra de solo é de  $18,4\%$  e seu peso específico seco é de  $15,72 \text{ kN/m}^3$ . Presumindo que o peso específico relativo dos sólidos é  $2,65$ , calcule o grau de saturação da amostra.

**2.14:** Considerando os dados abaixo, calcule:

- a) Peso específico aparente seco;
- b) Porosidade;
- c) Grau de saturação do solo.

Teor de Umidade	Peso Específico Relativo dos Grãos	Peso Específico Natural ( $\text{kN/m}^3$ )
15%	2,70	16,5

**2.15:** Considerando os dados abaixo, calcule:

- a) Massa específica natural do solo;
- b) Massa específica aparente seca;
- c) Massa específica dos grãos sólidos;
- d) Porosidade;

**PROPRIEDADES E ÍNDICES FÍSICOS DE SOLOS**

- e) Grau de saturação;
- f) Volume de vazios;
- g) Volume de água no solo.

Volume Total da Amostra (m <sup>3</sup> )	Massa Total da Amostra (toneladas)	Teor de Umidade	Peso Específico Relativo dos Grãos
1,50	2,70	7,5%	2,82

**2.16:** Para a areia seca com as propriedades apresentadas abaixo, calcule:

- a) Índice de vazios;
- b) Peso específico relativo dos grãos sólidos.

Porosidade	Massa Específica Natural (kg/m <sup>3</sup> )
41,2%	1750,0

**2.17:** São conhecidos, para um determinado solo, as seguintes informações.

Teor de Umidade	Massa Específica Natural (g/cm <sup>3</sup> )	Massa Específica dos Grãos Sólidos (g/cm <sup>3</sup> )
12,0%	1,8	2,7

Calcule:

- a) Massa específica aparente seca;
- b) Grau de saturação;
- c) Porosidade.

**2.18:** O peso específico dos sólidos de uma areia é 26,50 kN/m<sup>3</sup> e seu índice de vazios é 0,570. Calcule:

- a) Massa específica aparente seca;

**PROPRIEDADES E ÍNDICES FÍSICOS DE SOLOS**

- b) Massa específica saturada;
- c) Massa específica submersa.

**2.19:** De uma amostra indeformada de solo são obtidos os seguintes dados:

Volume Total (cm <sup>3</sup> )	Massa Total úmida (kg)	Massa Seca (kg)	Peso Específico Relativo dos Grãos
1.150	2,60	2,40	2,73

Calcule o Grau de Saturação.

**2.20:** A massa específica de uma argila é 1,70 g/cm<sup>3</sup>, seu teor de umidade é 34% e a massa específica relativa de suas partículas é 2,65. Qual o índice de vazios do material?

**2.21:** Uma amostra de 200 g de solo tem teor de umidade de 32,5%. Calcule a quantidade de água a adicionar para que o teor de umidade se torne 41%.

**2.22:** De um corte serão removidos 180.000 m<sup>3</sup> de solo com índice de vazios 1,22. Quantos m<sup>3</sup> de aterro com índice de vazios de 0,76 poderão ser construídos?

**2.23:** Para a construção da barragem de uma Pequena Central Hidrelétrica será necessário fazer um aterro de 300.000 m<sup>3</sup> com índice de vazios de 0,80. Existem três jazidas de material disponíveis, com as características apresentadas a seguir. Qual jazida proporcionará a maior economia ao empreiteiro da obra?

Jazida	Índice de Vazios	Custo do Movimento de Terra (R\$/m <sup>3</sup> )
A	0,90	10,20
B	2,00	9,00
C	1,60	9,40

**2.24:** Considerando os dados abaixo, calcule:

- a) Massa específica aparente seca;
- b) Grau de saturação;
- c) Índice de Vazios.

**PROPRIEDADES E ÍNDICES FÍSICOS DE SOLOS**

Volume Total da Amostra (cm <sup>3</sup> )	Massa Total da Amostra (kg)	Teor de Umidade	Peso Específico Relativo dos Grãos
2.605	5,10	13,60%	2,65

**2.25:** A porosidade de uma areia é 37% e o peso específico dos grãos sólidos é 26,60 kN/m<sup>3</sup>. Determine:

- a) Índice de vazios;
- b) Peso específico aparente seco;
- c) Peso específico quando o Grau de Saturação é de 30%;
- d) Peso específico saturado.

**2.26:** Trace o gráfico da função  $e = f(n)$  (porosidade x índice de vazios). Que tipo de comportamento é possível identificar pela análise da curva?

### 3. ESTADO DAS AREIAS: COMPACIDADE

#### ÍNDICE DE VAZIOS MÁXIMO E MÍNIMO

São denominados solos granulares aqueles em que há predomínio de partículas grossas (areia ou pedregulhos). Em geral, as seguintes propriedades aplicam-se a este tipo de partículas:

- Constituição majoritária por quartzo;
- Partículas em geral equidimensionais (as medidas em diferentes direções são da mesma ordem de grandeza).

Um dado conjunto de partículas grossas – que origina um solo arenoso – pode possuir infinitos arranjos que regerão seu comportamento. Para cada um destes arranjos é definido um valor de índice de vazios que corresponde a um valor em um intervalo. Os valores limites deste intervalo são denominados índice de vazios máximo ( $e_{máx}$ ) e índice de vazios mínimo ( $e_{mín}$ ). Essas duas grandezas estão intrinsecamente ligadas à curva granulométrica do solo, abordada nos capítulos posteriores.

Facilmente pode-se entender que o índice de vazios de um solo em seu estado mais fofo corresponde ao índice de vazios  $e_{máx}$  enquanto em seu estado mais compacto verifica-se a ocorrência de  $e_{mín}$ . Nos solos bem graduados (nos quais as partículas são muito variadas em termos de dimensões), a gama de índice de vazios no intervalo é mais ampla, fazendo com o que o valor de  $e_{mín}$  possa ser bem reduzido. Esse fenômeno ocorre porque as partículas de diâmetro intermediários e pequenos podem arrumar-se nos espaços entre as maiores, diminuindo o volume de vazios em uma massa de solo. Os solos mal graduados, por sua vez, possuem variação no índice de vazios mais restrita devido ao fato de que as partículas com mesma dimensão terem menos arranjos possíveis mesmo em uma condição de arranjo compacto.

Em seu estado natural, o solo apresenta um índice de vazios designado apenas por  $e$ . Esse índice físico caracteriza a história geológica do solo: em depósitos recentes, o índice de vazios tende a ser próximo do máximo. A redução do índice de vazios acompanha a progressão da história geológica do depósito sedimentar, estando associada ao carregamento por novas camadas sedimentadas e a fenômenos dinâmicos como sismos. Assim, com o tempo, o solo vai se aproximando de seu estado mais compacto em  $e_{mín}$ .

#### COMPACIDADE OU DENSIDADE RELATIVA

A caracterização do estado de uma areia passa, obrigatoriamente, pela avaliação do estado de compactidade em que o solo se encontra. Isso se faz pela avaliação do intervalo entre  $e_{máx}$  e  $e_{mín}$  em que o índice de vazios natural do solo ( $e$ ) se encontra. O parâmetro designado por compactidade relativa ou densidade relativa é dado por:



$$CR \text{ ou } DR = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \times 100$$

Em que:

$CR$  ou  $DR$  = compactidade relativa ou densidade relativa do solo, em %;

$e_{m\acute{a}x}$  = índice de vazios máximo;

$e$  = índice de vazios natural do solo;

$e_{m\acute{i}n}$  = índice de vazios mínimo.

Segundo o critério da ABNT NBR 6502, os solos arenosos podem ser classificados em função da Compactidade Relativa da forma apresentada na Tabela 7.

Tabela 7 – Classificação dos solos em função da Compactidade Relativa

Denominação	Compactidade Relativa
Fofos (ou soltos)	$0 < CR < 1/3$
Medianamente compactos	$1/3 < CR < 2/3$
Compactos	$2/3 < CR < 1$

FONTE: ABNT, 1995

## EXERCÍCIOS

**3.1:** Depois de executado um aterro, foram determinados o peso específico dos grãos, o teor de umidade e o peso específico do aterro. Determinaram-se ainda, em laboratório, os índices de vazios da areia correspondentes aos seus estados mais fofo e compacto. O grau de compactidade requerido para o aterro é de  $0,5 \pm 0,2$ . Determinar se o aterro está dentro das especificações considerando os dados a seguir.

Peso Específico Natural ( $g/cm^3$ )	Peso Específico das Partículas Sólidas ( $g/cm^3$ )	Índice de Vazios Máximo	Índice de Vazios Mínimo	Teor de Umidade (%)
1,70	2,65	0,721	0,510	9

**3.2:** Para um dado solo arenoso,  $e_{m\acute{a}x} = 0,75$ ,  $e_{m\acute{i}n} = 0,46$ ,  $G = 2,68$ . Qual será o peso unitário úmido de compactação ( $kN/m^3$ ) no campo se  $CR = 78\%$  e  $h = 9\%$ ?

**3.3:** Um aterro de areia fofo não compactada tem 1,83 m de profundidade e compactidade relativa de 40%. Testes de laboratório indicaram que os índices de vazios mínimo e máximo da areia são 0,46 e 0,90, respectivamente. O peso específico relativo dos sólidos da areia é 2,65. Pede-se:

- a) O peso específico aparente seco da areia;
- b) Se a areia for compactada a uma compactidade relativa de 75%, qual será a diminuição da altura do aterro de 1,83 m?

**3.4:** Uma amostra de areia foi ensaiada em laboratório, obtendo-se:

- Solo no estado natural:  $V=700 \text{ cm}^3$  e  $M=1260 \text{ g}$ ;
- Solo no estado compacto:  $V=644 \text{ cm}^3$  e  $M=1195 \text{ g}$ ;
- Solo no estado seco fofo:  $V=755 \text{ cm}^3$  e  $M=1095 \text{ G}$ ;
- Densidade relativa das partículas sólidas: 2,70.

Determine:

- a) Umidade natural;
- b) Compactidade relativa da areia.

**3.5:** Determinar o teor de umidade e a compactidade relativa de um solo dados os seguintes elementos:

- Solo no estado natural:  $V=590 \text{ cm}^3$  e  $M=1033 \text{ g}$ ;
- Solo seco no estado solto:  $V=699 \text{ cm}^3$  e  $M=870 \text{ g}$ ;
- Solo no estado compacto:  $V=487 \text{ cm}^3$  e  $M=970 \text{ g}$ ;
- Densidade relativa das partículas sólidas: 2,70.

## 4. ESTADO DAS ARGILAS: CONSISTÊNCIA

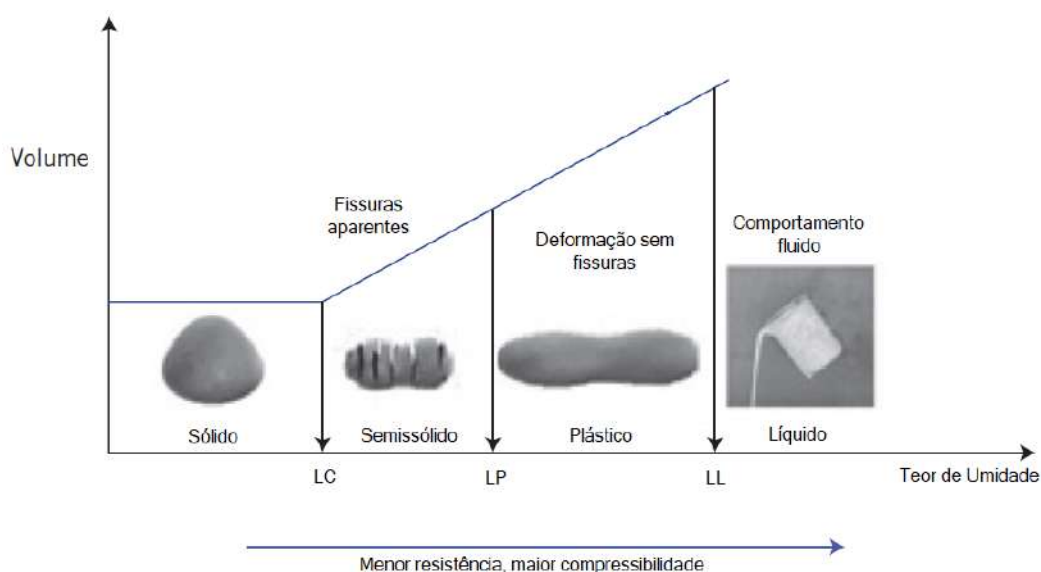
A água tem grande importância no comportamento dos solos, influenciando em várias propriedades, dentre elas o comportamento tensão–deformação. A variação da umidade do solo pode fazer com que este possa passar de um estado quase líquido – como as lamas – para um estado sólido – como no caso das cerâmicas. Os estados de consistência intermediários são delimitados pelos limites de consistência.

Como abordado anteriormente, as relações entre os teores de água e sólidos em uma massa de solo se dão pelo grau de saturação ( $S$ ) e pelo teor de umidade ( $h$ ). Essas grandezas possuem grande influência na plasticidade de solos argilosos. Nos solos finos, é possível moldar o solo sem que as partículas se desagreguem. Essa característica é causada pela interação química e elétrica das partículas de argila e a água ao redor delas, estando ligada à superfície específica do esqueleto mineralógico.

### LIMITES DE ATTERBERG

A quantidade de água em relação ao peso de sólidos, definida pelo teor de umidade ( $h$ ), é o que determina o comportamento do solo quanto à moldabilidade. Conforme a variação do teor de umidade, o solo pode possuir comportamento de material sólido, semissólido, plástico e líquido. Os limites entre um estado e outro são importantes para entendimento do comportamento do solo e consistem no Limite de Contração (LC), pelo Limite de Plasticidade (LP) e pelo Limite de Liquidez (LL). Esses valores são denominados Limites de Atterberg, em referência ao físico sueco que os definiu no início do século XX, e são apresentados graficamente na Figura 2.

Figura 2 – Limites de Atterberg e comportamento de solos argilosos com a variação do teor de umidade



FONTE: Adaptado de Budhu, 2015

Pode-se, pela análise da Figura 2, listar as seguintes conclusões:

- O Limite de Liquidez (LL) define a passagem do estado líquido para o estado plástico pela diminuição do teor de umidade do solo. A gradual perda de água pode fazer com que o solo passe ao estado plástico;
- O Limite de Plasticidade (LP) define a passagem do estado plástico para o estado semissólido. A plasticidade é definida como a propriedade do solo se deformar sem sofrer rupturas ou fissuramento, sendo esta propriedade mais importante quanto maior o teor de argila no solo. O solo apresenta comportamento plástico em teores de umidade entre o LL e o LP;
- O Limite de Contração (LC) define a passagem do estado semissólido para o estado sólido. A umidade a partir da qual a perda de água não resulta mais em perda de volume do solo corresponde ao LC e define o início do estado sólido.

### **Limite de Liquidez (LL)**

---

O estado líquido é caracterizado pela ausência de resistência ao cisalhamento do solo. Neste estado, o material assume o comportamento de um fluido, deformando-se sem incrementos de tensão. Em laboratório o ensaio para se definir o LL é realizado no Aparelho de Casagrande, onde é medido o teor de umidade em que o solo fecha um sulco normatizado em 25 golpes.

### **Limite de Plasticidade (LP)**

---

Quando o solo começa a perder umidade passa a apresentar o comportamento plástico, ou seja, deforma-se com variação volumétrica (sem fissurar-se ao ser trabalhado). Nesta região o solo apresenta comportamento plástico. O Limite de Plasticidade, ponto inferior desta região, é obtido em laboratório com a confecção de cilindros de 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento, com diferentes teores de umidade, sendo que no teor de umidade que o solo apresenta trincas ao se moldar esse cilindro corresponde-se a esse limite.

### **Limite de Contração (LC)**

---

Conforme o solo perde umidade ele se contrai, ou seja, reduz seu volume. Existe um limite que novas perdas de umidade não causam alterações volumétricas no solo. Esse limite é definido como o Limite de Contração, que divide os estados sólidos e semissólidos do solo.

## **ÍNDICES AUXILIARES**

A interpretação dos Limites de Atterberg é, muitas vezes, facilitada com a utilização de alguns índices que traduzem o comportamento físico do solo. A partir desses índices também é possível, empiricamente, estimar parâmetros de resistência mecânica.

## Índice de Plasticidade

O Índice de Plasticidade de um solo é dado pela diferença entre o Limite de Liquidez e o Limite de Plasticidade, fornecendo informações acerca da amplitude da faixa de plasticidade do solo. Essa é uma importante informação para entendimento da faixa de variação da umidade dentro do domínio plástico.

$$IP = LL - LP$$

Em que:

$IP$  = Índice de Plasticidade;

$LL$  = Limite de Liquidez (%);

$LP$  = Limite de Plasticidade (%).

Este índice é geralmente utilizado como indicador da maior ou menor plasticidade de um solo. Quanto maior o teor de argilas em um solo, maior o valor do IP e, por consequência, mais compressivo este material é. A presença de matéria orgânica eleva o valor do LP sem alterar o valor do LL, reduzindo o valor do IP. A Tabela 8 apresenta a classificação em termos de plasticidade a partir do valor do IP.

Tabela 8 – Classificação dos Solos em Função do IP

Denominação	Índice de Plasticidade
Não plásticos	$IP < 1$
Levemente plásticos	$1 < IP < 7$
Moderadamente plásticos	$7 < IP < 17$
Altamente plásticos	$17 < IP < 35$
Extremamente plásticos	$IP > 35$

FONTE: IAEG, 1979

## Índice de Consistência

Outro importante parâmetro é o índice de consistência (IC), proposto por Terzaghi e definido como:

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

Em que:

$IC$  = Índice de Consistência;

A ABNT NBR 6502 propõe, também, uma classificação para os solos argilosos em função do Índice de Consistência. Essa classificação é apresentada na Tabela 9.

Tabela 9 – Classificação dos solos em função do Índice de Consistência

Denominação	Índice de Consistência
Muito mole	IC<0,50
Mole	0,50<IC<0,65
Média	0,65<IC<0,85
Rija	0,85<IC<1,00
Dura	IC>1,00

A classificação proposta pela norma, entretanto, não é suficiente, pois a variação do IC é pouco sensível às variações de consistência. É preferível, de modo geral, utilizar outro índice conhecido como consistência de argilas. A consistência é definida pela resistência à compressão simples de uma amostra indeformada. Essa resistência é, basicamente, a razão entre a carga necessária para romper o corpo de prova e a área da seção transversal. O ensaio para obtenção desta propriedade é conhecido como ensaio de compressão simples ou não confinada.

O índice de consistência é especialmente representativo para solos sedimentares. Seu significado físico não se verifica para solos não saturados, pois eles podem estar com elevado índice de vazios e baixa resistência com teor de umidade baixo, o que indicaria um índice de consistência alto.

É também facilmente dedutível que a soma do Índice de Plasticidade com o Índice de Consistência (IP+IC) é igual a 1.

### **Índice de Contração**

O Índice de Contração ( $IC_o$ ) consiste na diferença entre o Limite de Plasticidade e o Limite de Contração, sendo expresso por:

$$IC_o = LP - LC$$

Em que:

$IC_o$  = Índice de Contração;

$LC$  = Limite de Contração (%).

Este índice fornece uma indicação acerca da contração do solo em razão da perda gradual de água.

## Índice de Liquidez

---

A consistência de um solo coesivo em estado natural pode ser definida pela relação chamada de Índice de Liquidez, que é dada por:

$$IL = \frac{h - LP}{LL - LP}$$

Em que:

$IL$  = Índice de Liquidez;

$h$  = teor de umidade do solo *in situ* (%).

Determinados tipos de argilas podem ter  $IL > 1$  em seu estado natural, o que significa que se comportam como fluídos. Argilas de origem marinhas, por exemplo, possuem teor de umidade *in situ* na ordem de 300%. Estes solos apresentam índices de liquidez muito elevados, comportando-se como fluídos quando amolgadas. (Fiori & Carmigiani, 2013).

## ATIVIDADE COLOIDAL DE ARGILAS

As frações finas de uma massa de solo possuem cargas elétricas que influenciam na interação da argila em relação a água e demais partículas de solo. A intensidade desse fenômeno depende da origem do material. Skempton (1953) definiu um parâmetro, denominado Atividade Coloidal ou apenas Atividade, expresso por:

$$A = \frac{IP}{\% < 0,002 \text{ mm}}$$

Em que:

$A$  = Atividade Coloidal.

Este parâmetro é útil como indicador do potencial de variação de volume de uma argila. Em adição, a Atividade fornece uma indicação da maior ou menor influência das propriedades mineralógicas e químico-coloidais da fração argilosa nas propriedades geotécnicas de solos argilosos (Vargas, 1987). A Tabela 10 apresenta a classificação comumente utilizada para argilas em termos de Atividade.

Tabela 10 – Classificação dos solos em função da Atividade Coloidal

Denominação	Atividade
Argilas inativas	$A < 0,75$
Argilas normais	$0,75 < A < 1,25$
Argilas ativas	$A > 1,25$

FONTE: Skempton, 1953

## VALORES TÍPICOS DAS PROPRIEDADES

As propriedades físicas dos solos, especificamente das argilas, possuem intrínseca relação com sua constituição mineralógica. Esta seção visa fornecer algumas referências de valores típicos de LL, LP e Atividade dos principais minerais que compõe os solos argilosos (Tabela 11). Também são apresentados valores de referência para o Limite de Contração (Tabela 12).

Tabela 11 – Valores típicos do Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Atividade de alguns minerais de argila

Mineral	Limite de Liquidez (LL)	Limite de Plasticidade (LP)	Atividade
Caulinita	35–100	20–40	0,3–0,5
Ilita	60–120	35–60	0,5–1,2
Montmorilonita	100–900	50–100	1,5–7,0
Haloisita hidratada	50–70	40–60	0,1–0,2
Haloisita desidratada	40–55	30–45	0,4–0,6
Atapulgita	150–250	100–125	0,4–1,3
Alofano	200–250	120–150	0,4–1,3

FONTE: Das, 2011

Tabela 12 – Valores típicos do Limite de Contração para alguns argilominerais

Mineral	Limite de Contração (LC)
Caulinita	25–90
Ilita	15–17
Montmorilonita	8,5–15

FONTE: Das, 2011



## EXERCÍCIOS

**4.1:** Uma amostra de argila do Rio de Janeiro forneceu os seguintes valores médios: LL=120%, LP=40%, h=150%. Sabendo-se que a porcentagem de argila na amostra é de 55%, determinar:

- Índice de Plasticidade;
- Atividade coloidal;
- Índice de Liquidez.

**4.2:** Determine os Limites de Liquidez (LL) dos solos A, B e C sabendo que os ensaios no aparelho de Casagrande forneceram os seguintes resultados:

Solo A					
Número de Golpes	11	19	28	39	50
h (%)	30,40	28,10	26,20	24,80	23,50
Solo B					
Número de Golpes	12	18	23	31	35
h (%)	49,00	42,80	39,50	35,00	33,10
Solo C					
Número de Golpes	12	21	31	36	40
h (%)	31,00	29,00	27,60	26,90	26,50

**4.3:** O solo de uma jazida para uso de uma obra de terra tem as seguintes características: LL=60% e LP=27%. O teor de umidade natural do solo é de 32%. Determine:

- Índice de Plasticidade;
- Índice de Consistência;
- Classifique o solo em função do Índice de Consistência.

**4.4:** Um solo argiloso apresenta as seguintes características: LL=58,6%, LP=23,1% e IC=0,44. Calcular a quantidade de água necessária a adicionar a 2 kg deste solo para reduzir o Índice de Consistência a 0,20.

**4.5:** Um solo apresenta LL=65%, IP=25% e IC=18%. O seu teor de umidade natural é de 35%. Qual seu estado de consistência?

---

**PROPRIEDADES E ÍNDICES FÍSICOS DE SOLOS**

**4.6:** Um solo tem  $LL=57\%$ ,  $LP=28\%$ ,  $LC=19\%$  e umidade natural de  $32\%$ . Qual a sua consistência?

**4.7:** Uma amostra de argila apresenta os seguintes parâmetros:  $LL=55\%$ ,  $LP=32\%$ ,  $LC=20\%$  e  $h=35\%$ . Seu peso específico relativo ( $G$ ) é de  $2,55$  e a massa específica relativa dos grãos sólidos é de  $1,35 \text{ g/cm}^3$ . Pede-se:

- a) Sua classificação quanto à consistência;
- b) A amostra está saturada ou não?

## 5. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

### ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Os diversos sistemas de classificação utilizados para caracterização dos solos usam, em geral, a consideração da análise granulométrica dos solos e os Limites de Atterberg. Desta maneira, pode-se dizer que os critérios para se agrupar os solos são, basicamente, o tamanho das partículas e suas características de consistência.

Uma massa de solo, por se tratar de um material heterogêneo, pode ser constituída por grãos de tamanhos distintos. Nessa massa, se for realizada uma seleção que separe os grãos segundo seu tamanho, é possível que cada grupo resultante dessa divisão apresente característica de um tipo de solo diferente. A análise granulométrica permite essa quantificação, onde são determinadas as porcentagens de cada tipo de solo em relação a massa total. Na Tabela 13 é apresentado as faixas de tamanho dos diferentes tipos de solo segundo a ABNT NBR 6502:1995.

Tabela 13 – Faixas de tamanhos de partículas referentes a cada tipo de solo

Tipo de Solo	Tamanhos de Partículas (mm)
Matacão	Maiores que 200
Pedra-de-mão	De 60 a 200
Pedregulho	De 2,00 a 60
Areia Grossa	De 0,60 a 2,00
Areia Média	De 0,20 a 0,60
Areia Fina	De 0,06 a 0,20
Silte	De 0,002 a 0,06
Argila	Inferior a 0,002

FONTE: ABNT, 1995

A análise granulométrica determina o tamanho das partículas constituintes de um solo através de duas etapas: o peneiramento e o ensaio de sedimentação. A etapa de peneiramento consiste em agitar uma amostra seca em estufa, de massa conhecida, em várias peneiras, registrando-se a massa retida em cada peneira. As aberturas destas são normatizadas pela ABNT NBR 7181:1984 e constam na Tabela 14.

Tabela 14 – Série de peneiras da ABNT

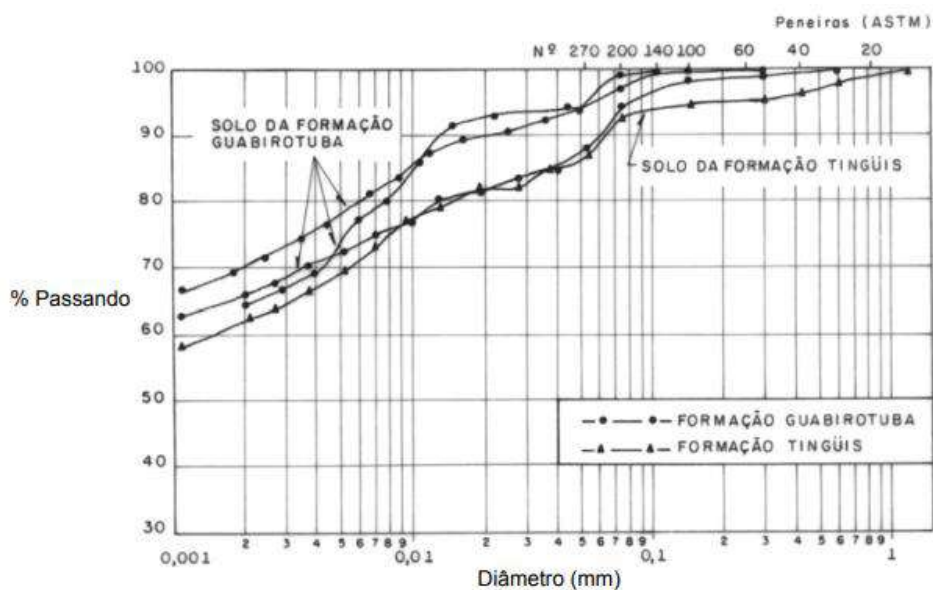
nº da Peneira	Abertura (mm)	nº da Peneira	Abertura (mm)
2"	50	#10	2,0
1.1/2"	38	#16	1,2
1"	25	#30	0,6
3/4"	19	#40	0,42
3/8"	9,5	#100	0,15

nº da Peneira	Abertura (mm)	nº da Peneira	Abertura (mm)
#4	4,8	#200	0,075

A outra etapa da análise granulométrica – o ensaio de sedimentação – é aplicada à fração fina do solo e determina o diâmetro das partículas que passam na peneira nº 200 (abertura de 0,075 mm). O princípio do ensaio é que a velocidade de decantação das partículas em água tem relação com seu tamanho. Essa relação é denominada Lei de Stokes. O ensaio é realizado com medidas de densidade em uma mistura de solo e água.

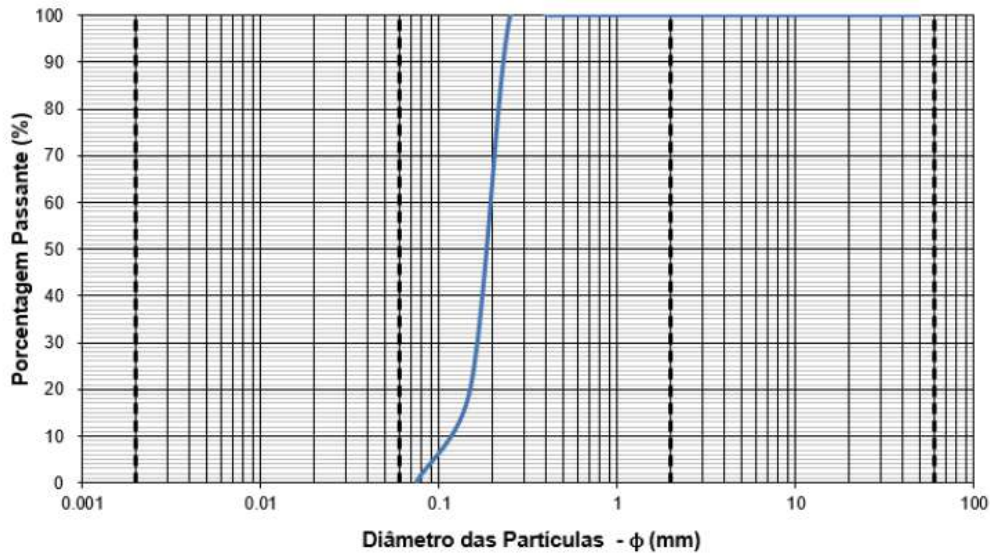
O resultado dos ensaios de peneiramento e sedimentação é comumente representado na curva granulométrica. No eixo das abcissas são plotados os diâmetros das partículas, em escala logarítmica, e no eixo das ordenadas a porcentagem passante acumulada, em escala aritmética. As Figuras 3 e 4 exemplificam duas curvas típicas de solos do Paraná. Nota-se a diferença entre as curvas, sendo a da Figura 3 relativa a um solo argiloso de Curitiba e a Figura 4 representa um solo arenoso do litoral, com distribuição granulométrica uniforme.

Figura 3 – Curva Granulométrica de Solos da região de Curitiba



FONTE: Duarte, 1986 apud Kormann, 2002

Figura 4 – Curva Granulométrica de uma Areia do Litoral do Paraná



Na curva granulométrica, pode-se determinar alguns parâmetros como o Diâmetro Efetivo ( $D_{10}$ ), o Coeficiente de Curvatura ( $C_c$ ) e o Coeficiente de Uniformidade ( $C_u$ ), que analisam o formato da curva.

### **Diâmetro Efetivo ( $D_{10}$ )**

Indica o diâmetro, em milímetros, onde apenas 10% do material da amostra tem tamanho inferior a este. Na análise granulométrica é definido pela abertura da peneira onde 90% ou mais da amostra fica retida nesta. O mesmo conceito é usado para se definir o  $D_{60}$  e o  $D_{30}$ , aberturas de peneiras onde passam 60% e 30% do material, respectivamente.

### **Coeficiente de Não Uniformidade (CNU)**

Como anteriormente abordado, o termo bem-graduado expressa o fato de que a existência de grãos com diversos diâmetros confere ao solo, em geral, melhor comportamento do ponto de vista de Engenharia devido ao fato de que as partículas menores ocupam os espaços vazios entre as maiores. Desse fenômeno resulta uma menor compressibilidade e maior resistência do solo. Essa característica é expressa na forma do Coeficiente de Não Uniformidade (CNU), definido pela relação:

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Em que:

$D_{60}$  = diâmetro abaixo do qual se situam 60% (em massa) das partículas;

$D_{10}$  = diâmetro abaixo do qual se situam 10% (em massa) das partículas.

O Coeficiente de Não Uniformidade indica a amplitude dos tamanhos dos grãos. De modo geral, pode-se dizer que quanto maior o CNU, mais bem graduado é o solo. Areias com CNU menor que 2 são chamadas de areias uniformes.

### **Coeficiente de Curvatura (Cc)**

Embora não tão utilizado como o CNU, o Coeficiente de Curvatura é um parâmetro que detecta melhor o formato da curva granulométrica e permite identificar eventuais descontinuidades ou concentração muito elevada de grãos mais grossos no conjunto. É definido pela relação:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Em que:

$C_c$  = Coeficiente de Curvatura;

$D_{30}$  = diâmetro abaixo do qual se situam 30% (em massa) das partículas.

Considera-se que o material é bem graduado quando o valor de  $C_c$  está entre 1 e 3. Quando o valor de  $C_c$  é menor que 1, a curva tende a ser descontínua pois há falta de partículas com um certo diâmetro. Quando  $C_c$  é maior que 3, a curva tende a ser muito uniforme na sua parte central. Logicamente, quando o valor de  $C_c$  está entre 1 e 3, a curva granulométrica desenvolve-se suavemente. De modo geral, é raro a ocorrência de areias com  $C_c$  fora deste intervalo.

## **SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS**

A diversidade e diferença do comportamento dos solos perante as solicitações levou ao seu natural agrupamento em conjuntos com propriedades similares. Dessa tendência organizacional surgiram os Sistemas de Classificação dos Solos. O objetivo destes sistemas é poder estimar o provável comportamento do solo ou, ao menos, orientar um programa de investigação necessário. Embora a validade dos diversos sistemas seja objeto de grandes discussões dentro da Engenharia, sua importância é considerável para a avaliação do tipo de solo.

A partir dos resultados do ensaio de análise granulométrica, LL e LP, definidos anteriormente, pode-se classificar o solo nos diversos sistemas atualmente praticados. O sistema mais utilizado e abordado nesta publicação é o SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos). Outros sistemas são regionalmente mais adequados, como no caso do sistema MCT, também abordado, para solos tropicais.

## Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS)

Os solos neste grupo são classificados em três grandes grupos:

- Solos Grossos – Solos em que mais de 50% das partículas possuem diâmetros maiores que 0,075 mm (retido na peneira #200). Os solos neste grupo correspondem as areias e pedregulhos com poucas quantidades de materiais finos
- Solos Finos – Solos em que a maioria das partículas passam na peneira #200, com grãos menores que 0,075 mm. Neste grupo estão inseridas as argilas e siltes. Dentro do grupo existe uma divisão com o critério de compressibilidade:
  - Grupo de solos de Baixa compressibilidade: Solos finos com  $LL < 50$
  - Grupo de solos de Alta compressibilidade: Solos Finos com  $LL > 50$ .
- Turfas – Solos Orgânicos com características compressíveis.

Os grupos de cada solo são identificados com um par de letras que identificam tipo de solo e suas características granulométricas:

- G – Gravel – Pedregulhos;
- S – Sand – Areias;
- C – Clay – Argilas;
- W – Well Graded – Bem Graduados;
- P – Poorly Graded – Mal Graduados;
- M – Siltes;
- O – Organic – Orgânico;
- L – Low – Baixa Compressibilidade;
- H – High – Alta Compressibilidade.

Para a classificação completa existe um fluxograma que distingue cada solo segundo suas características. A Tabela 15 exibe um resumo das subdivisões do sistema. Por exemplo, um solo identificado pelas letras SW é uma areia bem graduada incluída no grupo dos solos arenosos, que por sua vez é componente do grupo dos solos grossos. Para a classificação completa, recomenda-se consultar a bibliografia (Das, 2011).

Tabela 15 – Classificação de solos no SUCS

Solos Grossos Mais de 50% retido na peneira #200	Pedregulhos ou solos pedregulhosos	GW, GP, GM, GC
	Areias ou solos arenosos	SW, SP, SM, SC
Solos Finos 50% ou mais do material passa na peneira #200	Siltes e Argilas de baixa Compressibilidade (LL<50)	ML, CL, OL
	Siltes de Argilas de Alta Compressibilidade (LL>50)	MH, CH, OH
Solos Orgânicos	Turfas, solos essencialmente orgânicos	Pt

### **Sistema MCT Para Solos Tropicais**

O sistema MCT, proposto por Nogami e Villabor (1981), foi desenvolvido para possibilitar a classificação de solos com características tropicais de uma maneira distinta de solos não tropicais.

A grande característica de solos de algumas regiões tropicais é a laterização, processo no qual o solo acumula grande quantidade de óxidos hidratados de ferro ou alumínio, o que modifica a sua composição e a coloração. Os solos lateríticos apresentam coloração avermelhada, próxima à ferrugem. Devido aos mecanismos envolvidos no processo, a laterização ocorre nas camadas mais superficiais do perfil de solo.

Os solos denominados saprolíticos possuem estrutura herdada da rocha matriz, sem alterações na sua composição química. A distinção entre os dois tipos de solos, não laterítico e lateríticos é utilizada na metodologia MCT, que além da análise granulométrica são avaliados alguns parâmetros adicionais,  $c'$  e  $e'$ .

O coeficiente  $c'$  é utilizado como indicador de quão arenoso é o solo, tratando-se de solos tropicais. Os parâmetros  $P_i$  e  $d'$  são utilizados para o cálculo do índice  $e'$ , que indicará se um solo possui comportamento laterítico ou não.

O coeficiente  $e'$  segue a avaliação combinada de dois índices  $d'$  e  $P_i$ . Esses índices levam em consideração as características do solo em relação à variação de umidade – em especial as alterações da massa específica aparente do solo e da perda de massa do solo quando imerso em água. Ambos os fenômenos são típicos de solos laterizados.

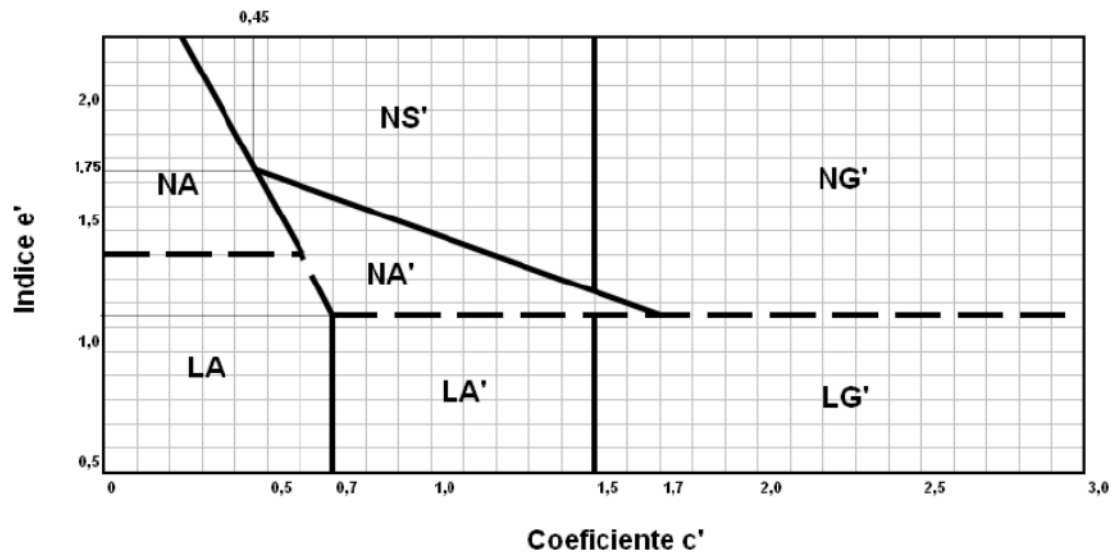
Com esses parâmetros, a classificação é feita a partir do gráfico da Figura 5, sendo o tipo de solo função dos parâmetros  $c'$ ,  $e'$ . Os símbolos utilizados são:



**PROPRIEDADES E ÍNDICES FÍSICOS DE SOLOS**

- N = não lateríticos
- L = lateríticos
- A = areias
- A' = arenosos
- S = Siltosos
- G = argilosos

Figura 5 – Classificação MCT



FONTE: Nogami e Villabor, 1981

## EXERCÍCIOS

**5.1:** Para um solo, considere os diâmetros efetivos apresentados em a, b e calcule o coeficiente de uniformidade e de curvatura para cada caso.

- a)  $D_{10} = 0,08$  mm,  $D_{30} = 0,22$  mm e  $D_{60} = 0,41$  mm;
- b)  $D_{10} = 0,24$  mm,  $D_{30} = 0,82$  mm e  $D_{60} = 1,81$  mm;
- c)  $D_{10} = 0,18$  mm,  $D_{30} = 0,32$  mm e  $D_{60} = 0,78$  mm.

**5.2:** A seguir são apresentados os resultados de um ensaio de peneiramento e sedimentação.

Análise	Peneira nº/ Tamanho do Grão	Porcentagem Passante
Peneiramento	40	100
	80	97
	170	92
	200	90
Sedimentação	0,04 mm	74
	0,015 mm	42
	0,008 mm	27
	0,004 mm	17
	0,002 mm	11

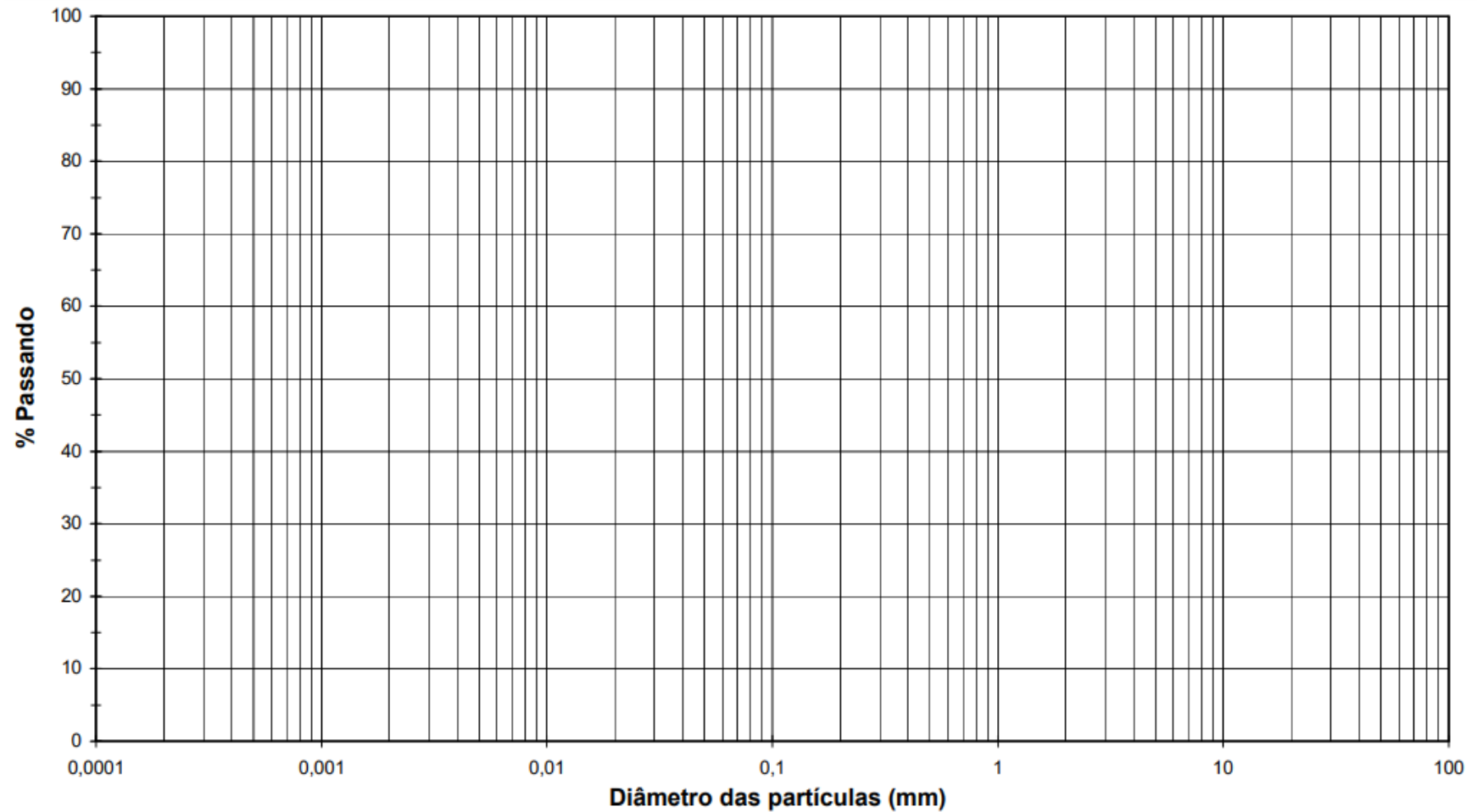
- a) Trace a Curva Granulométrica, se necessário utilize o gráfico log em anexo;
- b) Determine as porcentagens de pedregulho, areia, silte e argila segundo os critérios de cada grupo apresentados;
- c) Supondo que o solo se trata de uma laterita, com coeficiente  $c'$  igual a 2,5 e índice  $e' = 0,7$ , classifique-o com relação ao sistema MCT.

5.3: Os dados abaixo são resultantes de ensaios de granulometria. Pede-se:

Tamanho (mm)	Porcentagem Passante
0,4250	100
0,0330	90
0,0180	80
0,0100	70
0,0062	60
0,0035	50
0,0018	40
0,0010	35

- Trace a curva granulométrica do solo
- Determine o  $D_{10}$
- Calcule o Coeficiente de Uniformidade e o Coeficiente de Curvatura.

## GRÁFICO PARA CURVAS GRANULOMÉTRICAS



## RESPOSTAS DOS EXERCÍCIOS

### CAPÍTULO 2

2.1:  $h = 24,50\%$ ;  $S = 57,83\%$

2.2:  $n = 58,3\%$ ;  $e = 1,40$ ;  $\gamma_n = 14,16 \text{ kN/m}^3$

2.3:  $h = 4,23\%$ ;  $e = 0,407$ ;  $n = 0,289$ ;  $S = 27,7\%$

2.4: a)  $h = 20,69\%$ ; b)  $M_s = 18,23 \text{ kg}$ ; c)  $M_w = 3,77 \text{ kg}$ ; d)  $V_s = 6,83 \text{ l}$ ; e)  $V_v = 5,37 \text{ l}$ ;  $e = 0,79$ ; f)  $n = 44,13\%$ ; h)  $S = 70,20\%$ ; i)  $\gamma_n = 18,0 \text{ kN/m}^3$

2.5:  $e = 1,126$ ;  $n = 52,96\%$ ;  $\gamma_n = 17,91 \text{ kN/m}^3$

2.6: a)  $e = 0,72$ ; b)  $n = 41,80\%$ ; c)  $h = 25,76\%$

2.7:  $e = 0,858$ ;  $\gamma_s = 26,41 \text{ kN/m}^3$

2.8: a)  $e = 0,837$ ; b)  $n = 45,56\%$ ; c)  $h = 31,00\%$ ; d)  $\gamma_d = 14,70 \text{ kN/m}^3$

2.9:  $\gamma_s = 26,18 \text{ kN/m}^3$

2.10: Adicionar  $1,24 \text{ m}^3$  de água.

2.11: a)  $\gamma_d = 16,87 \text{ kN/m}^3$ ; b)  $G = 2,38$ ; c)  $e = 0,41$

2.12: a)  $\gamma_n = 19,25 \text{ kN/m}^3$ ; b)  $\gamma_d = 15,84 \text{ kN/m}$ ; c)  $S = 75,1\%$

2.13:  $S = 71,08\%$

2.14: a)  $\gamma_d = 14,36 \text{ kN/m}^3$ ; b)  $n = 46,81\%$ ; c)  $S = 46,02\%$

2.15: a)  $\rho_n = 1,80 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ ; b)  $\rho_d = 1,67 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ ; c)  $\rho_s = 2,76 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ ; d)  $\eta = 0,395$ ; e)  $S = 75\%$ ; f)  $e = 0,283$ ; g)  $V_a = 0,790 \text{ m}^3$ .

2.16: a)  $e = 0,70$ ; b)  $G = 2,975$

2.17: a)  $\rho_d = 1,61 \text{ g/cm}^3$ ; b)  $S = 47,65\%$ ; c)  $n = 40,48\%$

2.18: a)  $\rho_d = 1,69 \text{ g/cm}^3$ ; b)  $\rho_{sat} = 2,05 \text{ g/cm}^3$ ; c)  $\rho_{sub} = 1,05 \text{ g/cm}^3$

2.19:  $S = 73,36\%$

2.20:  $e = 1,09$

2.21: 12,81 g

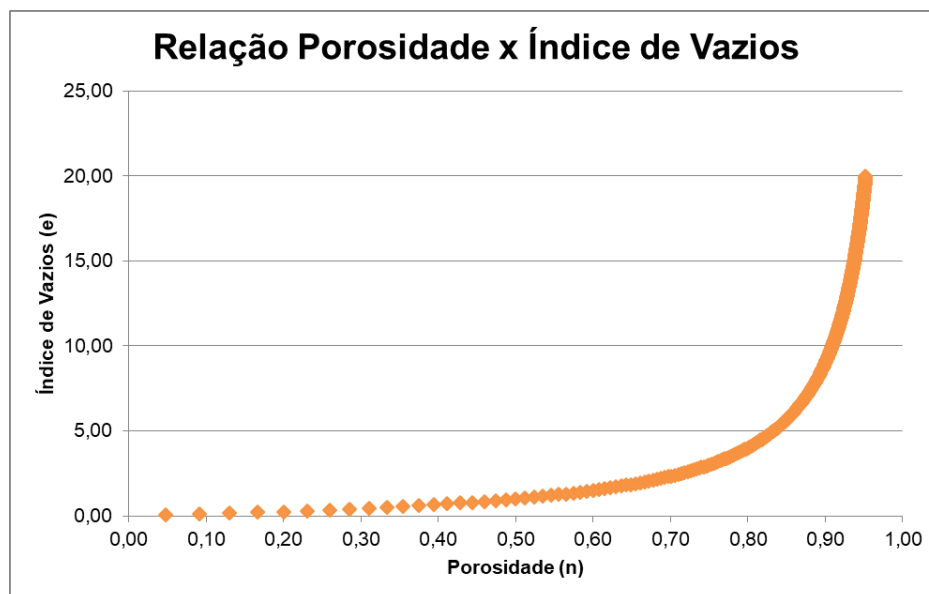
2.22: 143.423,56 m<sup>3</sup>

2.23: Jazida A

2.24: a)  $\rho_d = 1,73 \text{ g/cm}^3$ ; b)  $S = 68\%$ ; c)  $e = 0,53$

2.25: a)  $e = 0,587$ ; b)  $\gamma_d = 16,80 \text{ kN/m}^3$ ; c)  $\gamma_n = 17,90 \text{ kN/m}^3$ ; d)  $\gamma_{sat} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

2.26:



## CAPÍTULO 3

3.1: O aterro está fora das especificações

3.2: 18,80 kN/m<sup>3</sup>

3.3: a)  $\gamma_d = 15,37 \text{ KN/m}^3$  b) 1,44 m.

3.4: a)  $h = 7,86\%$  b)  $Cr = 82,7\%$

3.5:  $h = 18,5\%$  e  $Cr = 62,9\%$

## CAPÍTULO 4

4.1: a)  $IP = 80\%$ ; b)  $A = 1,45$ ; c)  $IL = 14$

4.2: Solo A:  $LL = 26,7\%$ ; Solo B:  $LL = 38,0\%$ ; Solo C:  $LL = 28,3\%$

4.3: a)  $IP = 33\%$ ; b)  $IC = 0,85$ ; c) Rija

4.4:  $120 \text{ cm}^3$  de água

4.5: Semissólido

4.6: Plástico

4.7: a) Plástico b) Sim

## CAPÍTULO 5

### 5.1

a)  $C_c = 1,475$

$C_u = 5,125$

b)  $C_c = 1,548$

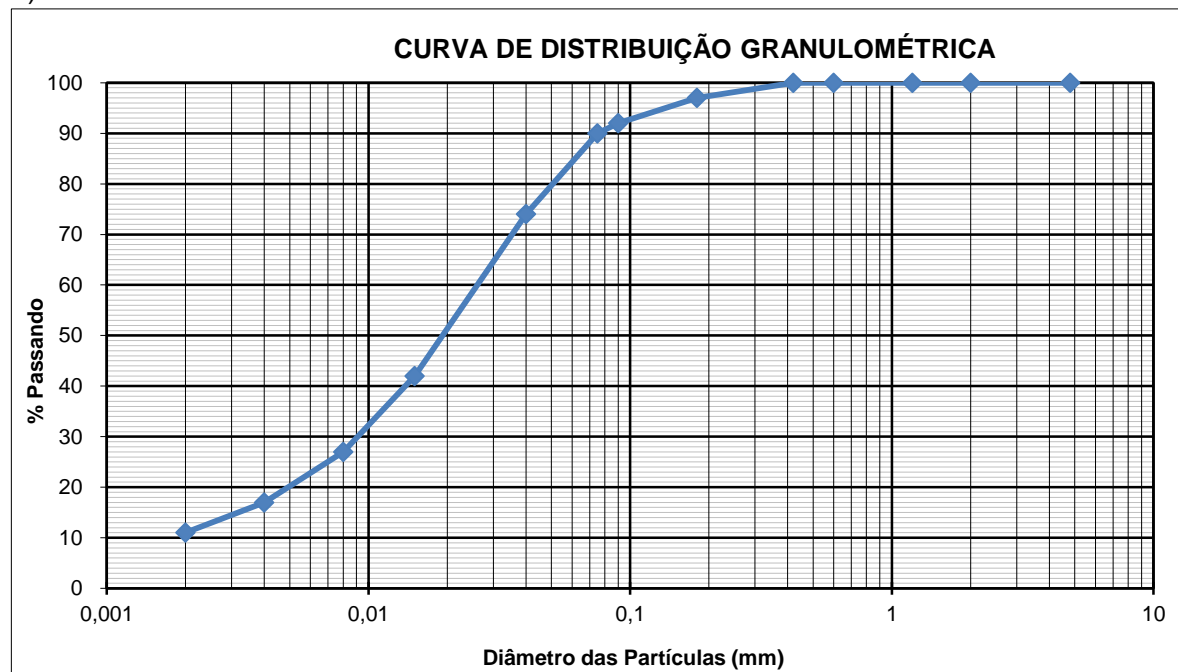
$C_u = 7,541$

c)  $C_c = 0,729$

$C_u = 4,33$

### 5.2

a)



b) Pedregulho = 0%

Areia = 0%



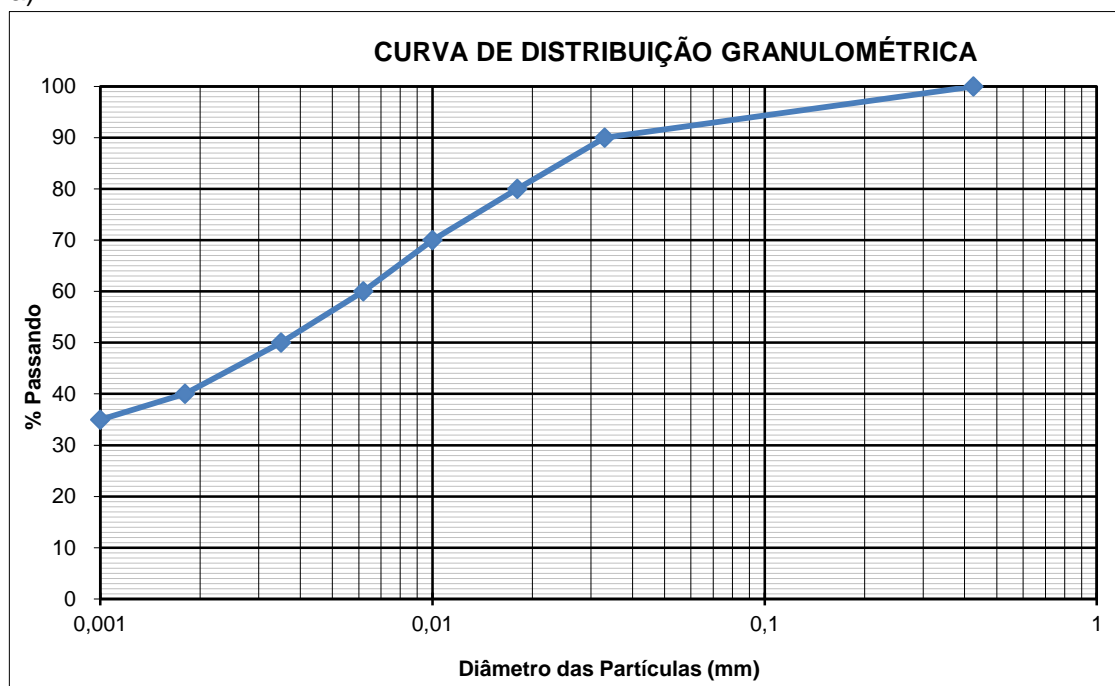
Silte = 20%

Argila = 80%

c) Solo Laterítico Argiloso

### 5.3

a)



b)  $D_{10} = 0,001$

c)  $C_c = 0,0158$

$C_u = 6,3$

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502 – Rochas e Solos – Classificação. Rio de Janeiro. 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181 – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro. 1984.

BUDHU, Muni. Soil mechanics fundamentals. John Wiley & Sons, 2015.

CAPUTO, H. P. Mecânica dos Solos e suas Aplicações. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Ltda, 1980.

DAS, B. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. 7<sup>a</sup>. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DAS, Braja M. Advanced soil mechanics. Crc Press, 2013.

DAS, Braja M.; SOBHAN, Khaled. Principles of geotechnical engineering. Cengage learning, 2013.

DE MATOS FERNANDES, Manuel. Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais. Oficina de Textos, 2016.

FIORI, Alberto Pio. Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas. Oficina de Textos, 2016.

IAEG, Rock. Soil description and classification for engineering geological mapping. Report by the IAEG Commission on Eng. Geol. Mapping. Bull. of the IAEG, n. 24, p. 235–274, 1979.

KORMANN, A. C. M. Comportamento Geomecânico da Formação Guabirota: estudos de campo e laboratório. USP. São Paulo. 2002.

LAMBE, T. William; WHITMAN, Robert V. Soil mechanics SI version. John Wiley & Sons, 2008.

PINTO, Carlos de Souza. Curso básico de mecânica dos solos. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SKEMPTON, A. W. The colloidal activity of clays. Selected papers on soil mechanics, p. 106–118, 1953.

VARGAS, M. Introdução à Mecânica dos solos e suas aplicações. São Paulo: Mcgrill Hill, 1987.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. Uma nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 1981.