



CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS  
UNIDADE CURVELO  
CURSO TÉCNICO EM EDIFICAÇÕES  
MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES

# NOTAS DE AULA

## MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES

Elaboração:  
Professora Juliana Reinert

CURVELO  
2017

	REV. 0	REV. 1	REV. 2	REV. 3	REV. 4	REV. 5	REV. 6	REV. 7	REV. 8
DATA	29/01/2016	06/06/2017							
EXECUÇÃO	JULIANA	JULIANA							
APROVAÇÃO	JULIANA	JULIANA							

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO À DISCIPLINA.....	3
2. CONCEITOS FUNDAMENTAIS .....	4
3. FORMAÇÃO DO RELEVO E CICLO DAS ROCHAS.....	7
4. ORIGEM E NATUREZA DOS SOLOS.....	8
5. AMOSTRAGEM DE SOLOS .....	12
6. TEOR DE UMIDADE DOS SOLOS.....	13
7. O ESTADO DOS SOLOS.....	14
8. GRAU DE SATURAÇÃO DO SOLO .....	19
9. MASSA ESPECÍFICA E PESO ESPECÍFICO.....	20
10. ÍNDICES FÍSICOS DO SOLO .....	21
11. FRAÇÕES CONSTITUINTES DO SOLO .....	24
12. PARÂMETROS DA CURVA GRANULOMÉTRICA .....	28
13. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS .....	31
14. COMPACTAÇÃO DOS SOLOS.....	38
15. COMPACTAÇÃO EM CAMPO.....	46
16. CONTROLE DE COMPACTAÇÃO EM CAMPO.....	50
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....	53

## 1. INTRODUÇÃO À DISCIPLINA

Esta apostila é um resumo das aulas de Mecânica dos Solos e Fundações. Ela não deve ser seguida cegamente nem utilizada como única fonte de estudo para os trabalhos em sala de aula e provas.

### Objetivo da disciplina

Conhecer os elementos básicos da mecânica dos solos, suas propriedades físicas e seu comportamento mecânico e hidráulico.

### Plano de ensino

Noções básicas de Mecânica dos Solos;  
Investigações Geotécnicas;  
Índices Físicos dos Solos;  
Textura dos Solos;  
Plasticidade e Consistência;  
Características Mecânicas dos Solos;  
Hidráulica dos Solos;  
Resistência ao Cisalhamento;  
Estabilidade de Taludes;  
Fundações.

### Bibliografia Texto

CHIOSSI, Nivaldo José. Geologia de Engenharia. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013. 424p.

PINTO, Carlos de Souza. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367p.

### O que é Geotecnia?

Geotecnia é a área do conhecimento que pesquisa qualquer empreendimento humano que interfere diretamente no meio físico geológico, ou que usa materiais geológicos naturais como elementos construtivos.

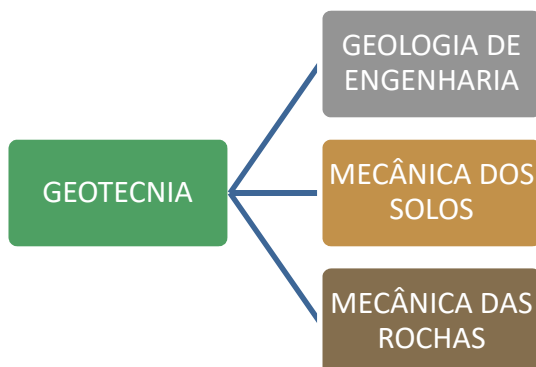


Figura 1 – Áreas do conhecimento da Geotecnia

Profissionais da Geotecnia:

Engenheiro Geotécnico - Definição das soluções de engenharia e dimensionamentos físicos e matemáticos na fase de projeto e plano de obra, zelando pela compatibilidade entre as soluções e o comportamento do solo.

Geólogo de Engenharia - Compreender e descrever o meio físico geológico, posição de nível d'água. Apresentar sugestões de cuidados e providências a serem tomadas para manter o comportamento esperado sob controle.

Técnico de Edificações -

## 2. CONCEITOS FUNDAMENTAIS

### 2.1. ORIGEM DA TERRA

Teoria mais aceita para a criação do universo: Big Bang.

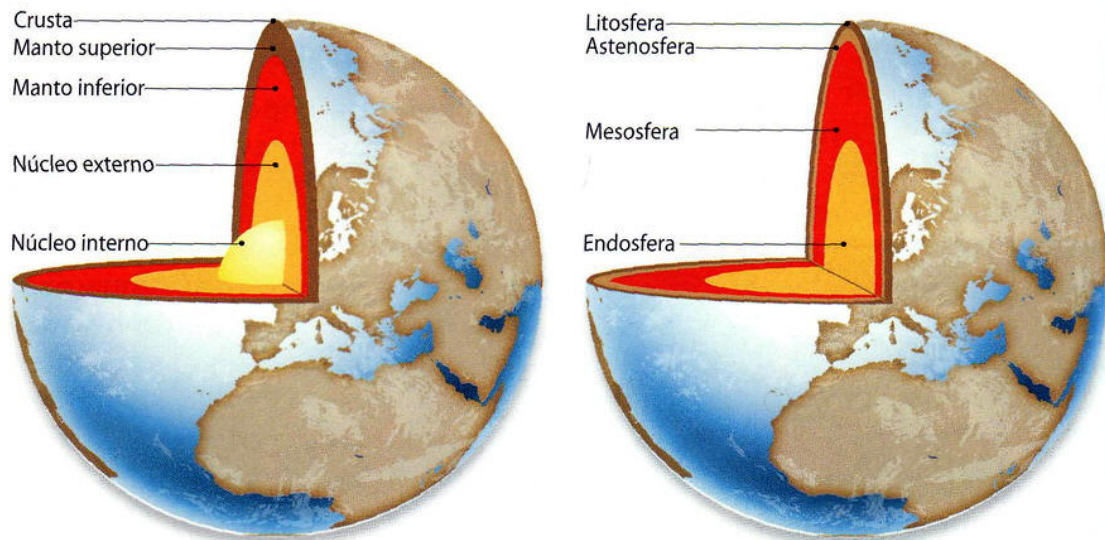
Acredita-se que a crosta se formou após 700 milhões de anos da origem da Terra.

Até hoje não se tem certeza da idade da Terra. Para uma estimativa, utilizam-se Dados Bíblicos, Extrapolação sobre a velocidade de fenômenos Geológicos atuais, transferindo-se seus resultados para o passado. Os Estudos mais modernos utilizam Radioatividade.

Tabela 1 – Escala Geológica do Tempo

ERAS	PERÍODOS	TEMPO EM MILHÕES DE ANOS	CARACTERÍSTICAS
CENOZÓICA	QUATERNÁRIO	0-1	HOMEM MAMÍFEROS
	TERCEÁRIO	12 - 70	
MESOZÓICA	CRETÁCEO	135	RÉPTEIS GIGANTESCOS
	JURÁSSICO	180	
	TRIÁSSICO	220	
PALEOZÓICA	PERMIANO	270	ANFÍBIOS PEIXES INVERTEBRADOS
	CARBONÍFERO	350	
	DEVONIANO	400	
	SILURIANO	430	
	ORDOVICIANO	490	
PRE - CAMBRIANO		600	
PRE - CAMBRIANO SUPERIOR MÉDIO INFERIOR		± 2 Bilhões	RESTOS RAROS DE ESPONJAS, BACTÉRIAS, FUNGOS
INÍCIO DA TERRA		± 4,5 Bilhões	

## 2.2. ESTRUTURA DA TERRA



**1** | Modelo baseado na composição dos materiais do interior da Terra.

**2** | Modelo baseado na rigidez dos materiais do interior da Terra.

Figura 2 – Estrutura da Terra

### 2.3. TEORIA DA TECTÔNICA DAS PLACAS

As placas tectônicas são porções da Crosta limitadas por zonas de convergência ou divergência. A Terra possui 10 placas tectônicas principais e diversas placas secundárias.

Com a deriva continental, os continentes estão se separando cada vez mais. Como o litoral da América do Sul e o litoral da África se encaixam e as rochas sul-americanas são semelhantes às africanas, deduziu-se que um dia esses continentes poderiam estar unidos.

A partir daí, criou-se a teoria mais aceita: a que diz que todos os continentes estavam unidos em um supercontinente chamado de **Pangeia**.

### 2.4. PROCESSOS TECTÔNICOS

A Crosta Terrestre é muito fina e está em constante movimento. Se o planeta tivesse o tamanho de um ovo, a Crosta Terrestre seria mais fina que a casca do ovo e com muitas rachaduras.

Quanto mais penetramos na crosta terrestre, mais quente ela fica (1°C a cada 30 m – Grau Geotérmico).

Em 120 km de profundidade a temperatura já é tão alta que as rochas não estão em estado sólido. É onde começa a segunda camada: o Manto Terrestre, formada por material pastoso, o magma. A crosta terrestre flutua sobre o manto, do mesmo jeito que gelos em um copo de água.

As placas tectônicas podem ter dois tipos de movimento:

- Isostasia;
- Deriva Continental.

#### 2.4.1. ISOSTASIA

É o reequilíbrio no deslocamento do volume de um fluido (neste caso a Astenosfera) pela flutuação de um sólido (neste caso a crosta terrestre). Quanto mais pesada a camada da crosta terrestre, maior volume de magma deve ser deslocado para que o equilíbrio se mantenha. Contudo, este processo decorre numa escala de tempo geológico.

#### 2.4.2. DERIVA CONTINENTAL

Os continentes são sustentados por enormes blocos rochosos chamados de placas tectônicas. A deriva continental é a Movimentação “horizontal” dessas placas tectônicas. A origem da formação dos continentes está ligada a esta movimentação.

### 3. FORMAÇÃO DO RELEVO E CICLO DAS ROCHAS

O ciclo das rochas é um ciclo contínuo de transformações a que as rochas estão sujeitas.

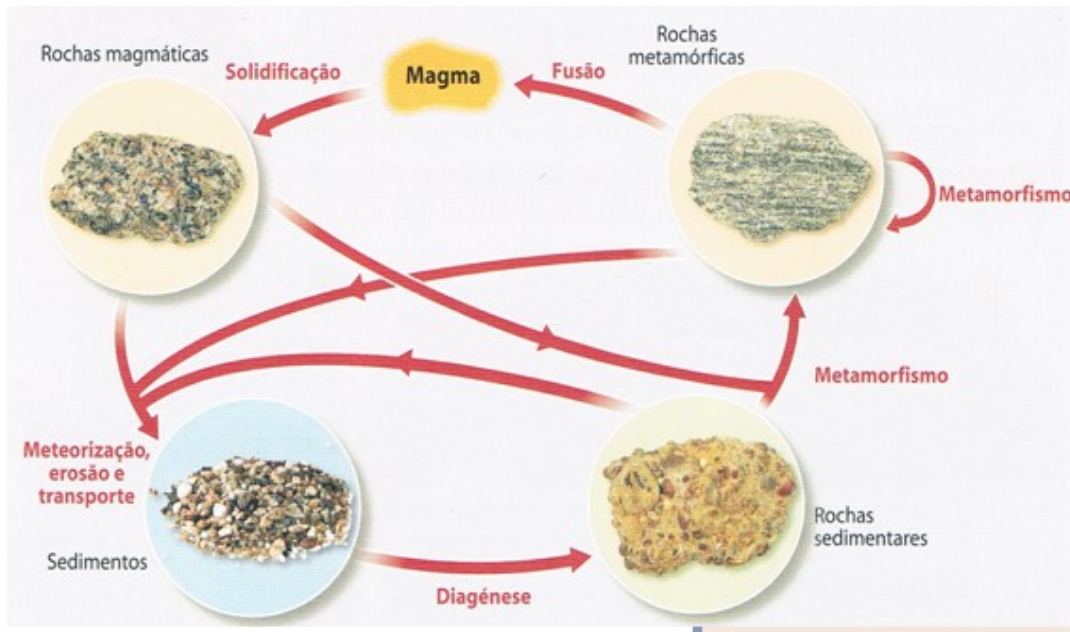


Figura 3 – Ciclo das Rochas

#### 3.1. ROCHAS MAGMÁTICAS OU ÍGNEAS

São rochas formadas pelo resfriamento e consolidação do magma. Se caracterizam pela ausência de fósseis, são formadas a elevadas temperaturas, a presença de vidro sempre indica uma rocha magmática.

As rochas magmáticas mais comuns são: granito, riólito, sienito, gabro, diorito e basalto

#### 3.2. ROCHAS SEDIMENTARES

São rochas formadas na superfície da crosta terrestre pela atividade mecânica ou química dos agentes do intemperismo sobre rochas preexistentes. Cobrem 75% da área da crosta terrestre e são caracterizadas pela presença de fósseis.

A destruição das rochas pelo intemperismo gera os sedimentos, que são materiais inconsolidados (soltos). Esses sedimentos são dispostos em camadas sobrepostas, sendo que cada camada nova comprime as camadas antigas. Com o passar dos anos, o peso das camadas superiores expulsa a água e diminui os vazios entre os grãos de solos, aumentando cada vez mais a densidade, até que os grãos se unem de forma permanente e transformam-se em rocha sedimentar.



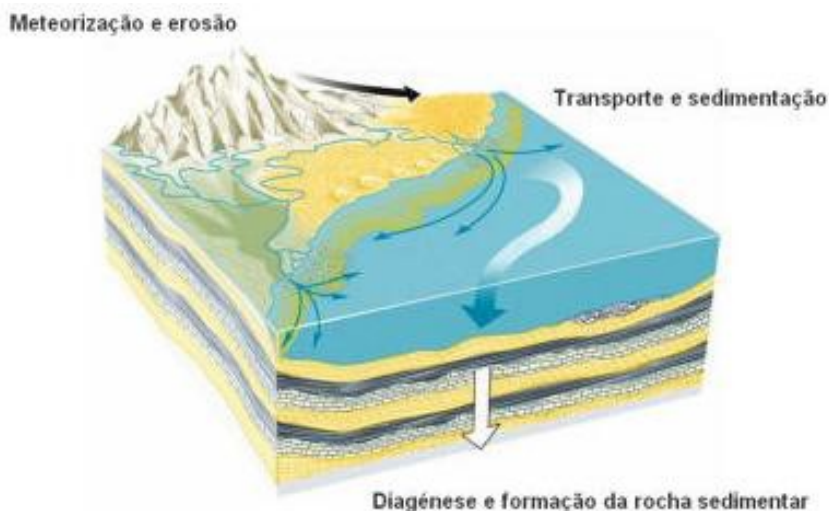


Figura 4 – Formação das Rochas Sedimentares

### 3.3. ROCHAS METAMÓRFICAS

Formam-se a partir de rochas pré-existentes que sofrem transformações mineralógicas e estruturais devido à ação de temperaturas e pressões elevadas, mas sem sofrer fusão.

O metamorfismo ocorre por aumento de pressão e temperatura, conforme as rochas se aprofundam no interior da crosta terrestre. (Grau geotérmico – 1°C a cada 30 m)

Com esse aumento de pressão e temperatura, há desenvolvimento de novos minerais e uma mudança na estrutura e na textura da rocha, gerando dobras, falhas e fraturas.

## 4. ORIGEM E NATUREZA DOS SOLOS

Os solos são constituídos por um conjunto de partículas com água (ou outro líquido) e ar nos espaços intermediários. São os sedimentos da Geologia.

Todos os solos se originam da decomposição das rochas que constituíam inicialmente a crosta terrestre. A maior ou menor concentração de cada tipo de partícula num solo depende da composição química da rocha que lhe deu origem.

### 4.1. INTEMPERISMO

É o conjunto de processos que ocasionam a desintegração e a decomposição das rochas e dos minerais, por ação de agentes atmosféricos e biológicos.

Não há nenhuma rocha que escape à sua ação.



#### 4.1.1. FATORES QUE INFLUENCIAM NO INTEMPERISMO:

- CLIMA:  
Em regiões geladas e no deserto, predominam agentes físicos; (Nordeste do Brasil)  
Em regiões quentes e úmidas, predominam agentes químicos; (Centro-Sul do Brasil)
- TIPO DE ROCHA:  
Influi na ação do intemperismo segundo as diferentes resistências ao ataque físico e químico.
- TOPOGRAFIA:  
Solo inicialmente formado protege a rocha contra intemperismo posterior;  
Regiões de declive acentuado – o solo é constantemente removido por chuvas ou gravidade, aumentando o ataque às rochas.
- VEGETAÇÃO  
Pode fixar o solo com suas raízes e retardar sua remoção, impedindo o avanço da decomposição.

#### 4.1.2. TIPOS DE INTEMPERISMO:

- AGENTES FÍSICOS OU MECÂNICOS:  
Variação da temperatura;  
Congelamento da água;  
Cristalização de sais;  
Ação física de vegetais.
- AGENTES QUÍMICOS  
Hidrólise;  
Hidratação;  
Oxidação;  
Decomposição químico-biológica.

#### 4.2. EROSÃO

É a remoção dos fragmentos resultantes do intemperismo por ação de agentes transportadores, como o gelo, o vento, a água e o homem.

A velocidade de um agente de transporte define o tipo de sedimento que ele irá transportar.

Quanto maior a velocidade, maior a força e maior a partícula que ele é capaz de transportar.

Modificações durante o transporte – diferença entre grãos angulosos e arredondados?

#### 4.3. PRINCIPAIS TIPOS DE SOLOS

##### 4.3.1. Solos Residuais

Resultantes da decomposição das rochas que se encontram no próprio local em que formaram. Em se tratando de solos residuais, é de grande interesse a indicação da rocha de origem, pois ela condiciona a composição física do solo.

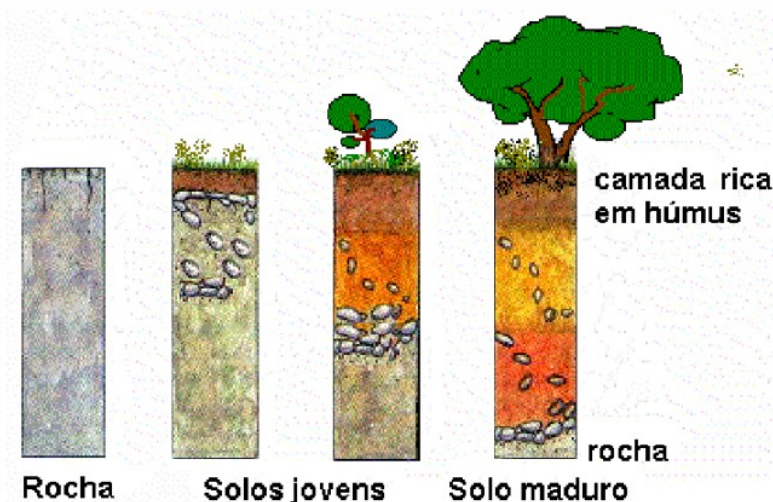


Figura 5 – Formação de Solos Residuais

##### 4.3.2. Solos Transportados

São aqueles que foram levados ao seu local atual por alguns agentes de transporte;

As características dos solos são função do agente transportador.

Um riacho que carregue areia fina e argila para uma bacia poderá, em períodos de enxurrada, transportar também cascalho, provocando a presença desses materiais intercalados no depósito.

##### 4.3.3. Colúvio:

Solo formado por ação da gravidade. São massas de materiais muito diversos, inconsolidados, permeáveis e sujeitos a movimentações.

#### 4.3.4. Aluvião:

Solo resultante do carregamento pela água. Sua composição depende da velocidade das águas no momento de deposição.

Existem aluviões arenosos, muito argilosos, ou com granulometrias distintas, devido a diversas épocas e regimes de deposição.

Ótima fonte de materiais de construção, mas péssimo material de fundação.

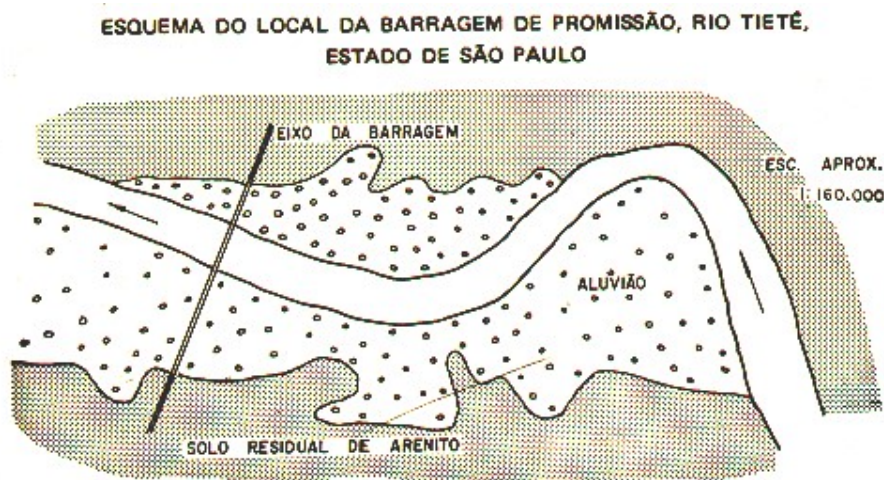


Figura 6 – Exemplo de Deposição de Solo Aluvionar

#### 4.3.5. Solos Eólicos:

O transporte pelo vento dá origem aos depósitos (DUNAS). O transporte eólico provoca o arredondamento das partículas, em virtude do seu atrito constante.

Ocorrem junto à costa, principalmente nas regiões Nordeste, Sudeste e Sul.

#### 4.3.6. Solos Orgânicos

Solos orgânicos são aqueles que contêm uma quantidade apreciável de matéria decorrente de decomposição de origem vegetal ou animal. Geralmente são de fácil identificação, pela cor escura e pelo odor característico.

#### 4.3.7. Solos Lateríticos

Têm sua fração argila constituída predominantemente de minerais cauliníticos;

Apresentam elevada porosidade e elevada concentração de ferro e alumínio na forma de óxidos e hidróxidos

Após compactação, são solos praticamente impermeáveis e apresentam grande capacidade de suporte.

#### 4.4. TAMANHO DAS PARTÍCULAS

A primeira característica que diferencia os solos é o tamanho das partículas que os compõem. Numa primeira aproximação, pode-se identificar alguns solos possuem grãos perceptíveis a olho nu, como os grãos de pedregulho ou a areia, e que outros têm os grãos tão finos que, não podendo se visualizar as partículas individualmente (argila).

Num solo, geralmente convivem partículas de tamanhos diversos. Quando secas, não é fácil identificar o tamanho das partículas pelo simples manuseio do solo, porque grãos de areia, por exemplo, podem estar envoltos por uma grande quantidade de partículas argilosas

Úmidas, entretanto, a aglomeração de partículas argilosas se transforma em uma pasta fina, enquanto a partícula arenosa revestida é facilmente reconhecida pelo tato.

Os valores adotados pela ABNT são os indicados na Tabela 2.

Tabela 2 – Limites das frações de solo pelo tamanho dos grãos

**ABNT**

PEDREGULHO			AREIA				SILTE	ARGILA
G	M	F	G	M	F			
60	20	6	2,0	0,6	0,2	0,06	0,002	0

O conjunto de silte e argila é denominado como a fração de finos do solo, enquanto o conjunto areia e pedregulho é denominado fração grossa ou grosseira do solo.

### 5. AMOSTRAGEM DE SOLOS

As coletas de amostras de solos objetivam coletar o solo para que seja possível o estudo das suas propriedades em laboratório.

É muito importante se ter a localização dos pontos coletados em planta e cota da amostra coletada, já que essa coleta permite visualizar espacialmente as camadas do solo.

Para definir o tipo de amostragem, devemos primeiro definir o estudo a ser feito.

#### 5.1. AMOSTRA DEFORMADA:

Amostras deformadas são aquelas em que há destruição da estrutura do solo durante a coleta, porém são mantidas as dimensões e proporções dos seus constituintes.

- Quantidades mínimas a serem coletadas:

Ensaio de caracterização – 10 kg

Ensaio de compactação – 60 kg

Para determinar a umidade natural, coletar em pote separado cerca de 0,5 kg.

- Identificação do solo

Análise tátil-visual no campo: tipo de solo e cor.

É possível obter amostras deformadas através de Sondagem a Trado ou Sondagem SPT, porém a quantidade é muito pequena.

#### 5.2. AMOSTRA INDEFORMADA:

Amostras indeformadas são aquelas em que a estrutura natural do solo deve ser preservada. Importantes para definir parâmetros para dimensionamento de fundações.

- Transporte:

Caixa de madeira. Amostra deve ficar a, no mínimo, 1,25 cm de distância da caixa.

- Amostra em Profundidade:

Tubo de aço protegido contra corrosão. Ponta biselada menor que o diâmetro interno – para que o solo não desenvolva atrito com o tubo interno. É cravado estaticamente – velocidade constante. O tubo também serve para transporte da amostra.

- Impermeabilização da amostra:

Aplicam-se três camadas de parafina derretida nas direções horizontal, vertical e transversal, deixando as camadas anteriores secarem antes da nova aplicação.

Envolver a amostra em algodão ou tecido de nylon devidamente amarrado com fita isolante ou barbante. Aplicam-se mais três camadas de parafina.

## 6. TEOR DE UMIDADE DOS SOLOS

Os solos na natureza apresentam-se compostos por elementos das três fases físicas, em proporções distintas. As partículas sólidas do solo apresentam-se entremeadas de vazios, que podem estar preenchidos por água e/ou ar. A determinação do teor de umidade dos solos é a determinação da quantidade de água presente nos vazios do solo.

O teor de umidade dos solos é a relação entre o peso da água e o peso do solo seco, ou seja, o peso dos grãos.

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

A NBR 6457/1986 prescreve o método para preparação de amostra de solos para os ensaios de compactação e de caracterização (análise granulométrica, determinação dos limites de liquidez e plasticidade, massa específica dos grãos, massa específica aparente e absorção

de água, dos grãos retidos na peneira 4,8 mm). Além disso, é esta norma que prescreve o procedimento de ensaio para determinar o teor de umidade dos solos.

#### 6.1. UMIDADE NATURAL:

Umidade que o solo possui na forma em que ele se encontra na natureza.

#### 6.2. UMIDADE HIGROSCÓPICA:

Quando certa quantidade de solo é coletada e deixada secar ao ar, o seu teor de umidade tenderá a se reduzir até certo limite. Ou seja, mesmo que se deixe a amostra secar por um longo período, sempre permanecerá uma umidade residual. Essa umidade, que o solo exhibe quando seco ao ar, é denominada umidade higroscópica. O teor de umidade higroscópica tende a ser maior à medida que o solo for mais argiloso. Nos solos de granulação grossa (areias e pedregulho) ela é praticamente desprezível.

### 7. O ESTADO DOS SOLOS

Num solo, só parte do volume total é ocupado pelas partículas sólidas, que se acomodam formando uma estrutura. O volume restante costuma ser chamado de vazios, embora esteja ocupado por água ou ar. Deve-se reconhecer que o solo é constituído de três fases: sólidas, água e ar.

O comportamento de um solo depende da quantidade relativa de cada uma das três fases.

#### 7.1. POROSIDADE

É a relação entre o volume de vazios e o volume total do solo. Representa a porção do solo em volume, não ocupada por sólidos.

$$n = \frac{V_v}{V} \cdot 100$$

A porosidade tem influência na permeabilidade de solos.

Valores geralmente entre 30% e 70%, sendo maiores em areias do que em argilas.

#### 7.2. ESTADO DAS AREIAS – COMPACIDADE

O estado das areias pode ser expresso pelo seu índice de vazios.

O índice de vazios é a relação entre o volume de vazios e o volume de partículas sólidas. É uma grandeza adimensional e, portanto, não possui unidade.

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

O volume dos sólidos ( $V_s$ ) é obtido através do ensaio de Massa Específica dos Grãos. Costuma se situar entre 0,5 e 1,5.

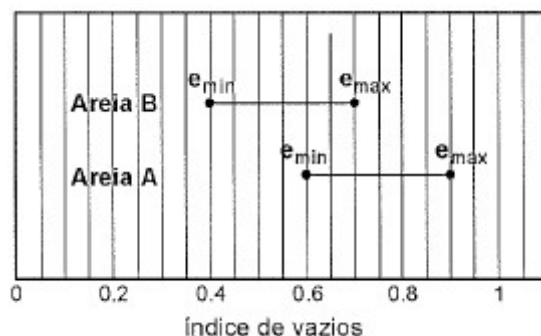
O índice de vazios varia de acordo com o estado dos solos, portanto somente o índice de vazios natural da areia é pouca informação. É necessário avaliá-lo em confronto com os índices máximo e mínimo em que ela pode se encontrar.

Se uma areia pura no estado seco for colocada cuidadosamente em um recipiente, ela ficará no seu estado mais fofo possível (índice de vazios máximo - NBR12004/1990).

Se esta mesma areia for submetida à vibração dentro deste recipiente, ela ficará no seu estado mais compacto possível (índice de vazios mínimo - NBR 12051/1991).

EXEMPLO:

Descrição da areia	$e_{min}$	$e_{max}$
Areia uniforme de grãos angulares	0,70	1,10
Areia bem graduada de grãos angulares	0,45	0,75
Areia uniforme de grãos arredondados	0,45	0,75
Areia bem graduada de grãos arredondados	0,35	0,65



Após ensaio de laboratório, conclui-se que em seu estado natural em determinado local a Areia A e a Areia B tem índice de vazios igual a 0,65. Elas estão igualmente compactadas?



O estado de uma areia, ou sua compactação, pode ser expresso pelo índice de vazios em que ela se encontra, em relação a estes valores extremos, pelo índice de compactação relativa.

$$CR = \frac{e_{\max} - e_{\text{nat}}}{e_{\max} - e_{\min}}$$

Quanto maior o CR, mais compacta é a areia.

Tabela 3 – Terminologia sugerida por Terzaghi.

Classificação	CR
Areia fofa	abaixo de 0,33
Areia de compactação média	entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	acima de 0,66

Em geral, areias compactas apresentam maior resistência e menor deformabilidade.

### 7.3. ESTADO DAS ARGILAS – CONSISTÊNCIA

A consistência das argilas é indicada pela resistência que a argila apresenta. Pode ser quantificada através do ensaio de compressão simples (NBR 12770).

Tabela 4 – Relação entre consistência e resistência das argilas.

Consistência	Resistência, em kPa
muito mole	< 25
mole	25 a 50
média	50 a 100
rija	100 a 200
muito rija	200 a 400
dura	> 400



Figura 7 – Determinação da resistência de solos – Ensaio de Compressão Simples

Porém, quando a argila encontra-se remoldada, o seu estado pode ser expresso pelo seu índice de vazios (como nas areias). É muito comum que as argilas se encontrem saturadas →  $V_v = V_w$  → expresso pelo teor de umidade.

Apesar disso, somente o teor de umidade da argila é pouca informação a respeito da sua consistência. É necessário analisar os teores de umidade correspondentes a comportamentos semelhantes aos da areia quando do emax e emín. Esses teores são chamados “limites de consistência”.

Como o estudo dos minerais é muito complexo, utiliza-se uma análise indireta, baseada no comportamento do solo na presença de água. Essa análise dos limites foi proposta por Atterberg e padronizada por Casagrande.

Sabe-se que o solo argiloso quando muito úmido comporta-se como um líquido, quando perde parte de sua água, fica plástico e quando mais seco, torna-se quebradiço.

Os teores de umidade correspondentes a essas mudanças de estado são definidos como:

- Limite de Liquidez (LL) – alteração do estado plástico para o líquido;

- Limite de Plasticidade (LP) – alteração do estado quebradiço para o plástico.  
A diferença entre esses dois limites é o índice de plasticidade (IP), que indica a faixa de valores em que o solo se encontra plástico.

- Ensaio para a determinação do LP: NBR 7180/1984

Menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um cilindro com 3mm de diâmetro, rolando-se o solo com a palma da mão.

- Ensaio para a determinação do LL: NBR 6459/1984

O teor de umidade com o qual uma ranhura feita no solo requer 25 golpes para se fechar numa concha.

São feitas diversas tentativas em diferentes umidades;

Obtém-se o limite pela interpolação dos resultados

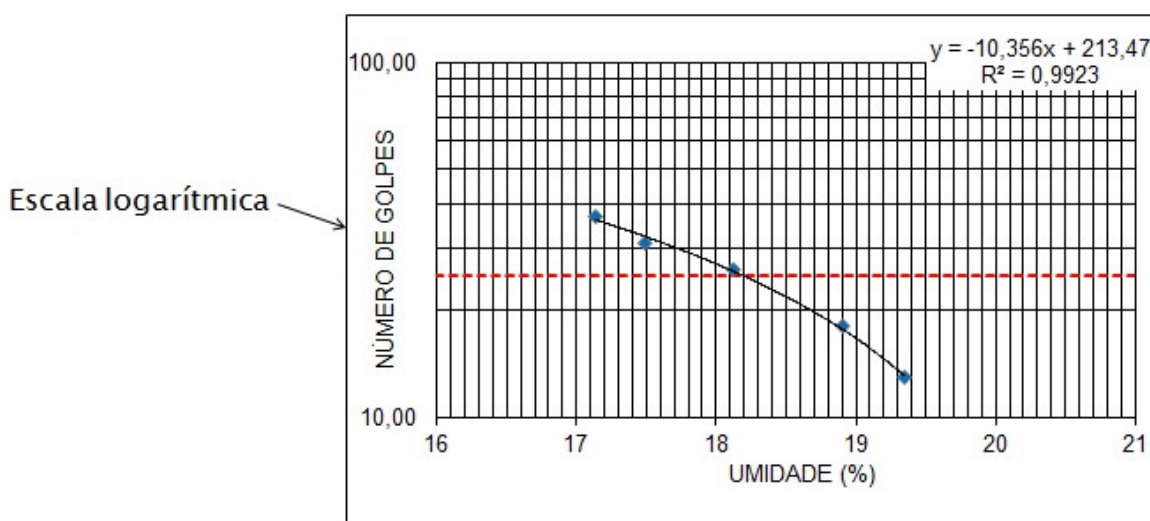


Figura 8 – Gráfico de Limite de Liquidez

### 7.3.1. ATIVIDADE DAS ARGILAS:

Determinados argilo-minerais podem ser mais ativos do que outros;

Para determinar o quanto a argila é ativa no solo, utiliza-se uma razão entre o IP e a fração de argila presente.

$$\text{Índice de Atividade} = \frac{\text{Índice de Plasticidade (IP)}}{\text{Fração de argila (menor que 0,002 mm)}}$$

Solos com o mesmo argilo-mineral e diferentes teores de areia apresentarão índices diferentes, tanto maior quanto for o teor de argila.

Índice de Atividade	Classificação da Argila
< 0,75	Inativa
0,75 < Ativ < 1,25	Normal
> 1,25	Ativa

## 8. GRAU DE SATURAÇÃO DO SOLO

O volume de vazios de um solo pode estar ocupado por água ou ar. Conforme o volume de água aumenta dentro do volume de vazios, mais úmido o solo estará e maior será o grau de saturação deste solo. Quando todo o volume de vazios está ocupado por água, diz-se que o solo encontra-se saturado.

Definição: Relação entre o volume de água e o volume de vazios. Varia de 0% (seco) a 100% (saturado).

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

## 9. MASSA ESPECÍFICA E PESO ESPECÍFICO

Massa específica é a relação entre a quantidade de matéria (massa) e o volume. Expressa geralmente em  $t/m^3$ ,  $kg/dm^3$  ou  $g/cm^3$ .

No laboratório determinam-se massas específicas, porém na prática de engenharia é mais conveniente trabalhar com pesos específicos.

Peso específico é a relação entre o peso e o volume. Expressa geralmente em  $kN/m^3$ .

A relação entre os valores numéricos que expressam as duas grandezas é constante. Se um solo tem massa específica de  $1,8 t/m^3$ , seu peso específico é o produto deste valor pela aceleração da gravidade, que vale em torno de  $9,81 m/s^2$ . Em problemas de engenharia prática, adota-se aceleração igual a  $10m/s^2$ . Portanto, o peso específico deste solo é  $18 kN/m^3$ .

### 9.1. PESO ESPECÍFICO DA ÁGUA

Embora varie um pouco com a temperatura, adota-se sempre como igual a  $10 kN/m^3$ . É expresso pelo símbolo  $\gamma_w$ .

### 9.2. PESO ESPECÍFICO NATURAL

É a relação entre o peso total do solo e seu volume total. Pode ser chamado somente de “peso específico”.

$$\gamma_{nat} = \frac{P}{V}$$

Para sua determinação, molda-se um cilindro de solo cujas dimensões conhecidas permitem calcular o volume. Pesa-se o cilindro e divide-se o peso pelo volume.

O peso específico natural na varia muito entre os diferentes solos. Situa-se em torno de  $19 a 20 kN/m^3$ , podendo variar entre  $17 e 21 kN/m^3$ . As argilas orgânicas moles apresentam peso específico de  $14 kN/m^3$ .

### 9.3. PESO ESPECÍFICO SECO

É a relação entre o peso total dos sólidos e seu volume total. Corresponde ao peso específico que o solo teria se viesse a ficar seco ( $V_v = V_{ar}$ ). Não pode ser determinado diretamente em laboratório, mas calculado a partir do peso específico natural e da umidade do solo. Situa-se entre  $13 e 19 kN/m^3$ .

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V} = \frac{P - P_w}{V}$$

#### 9.4. PESO ESPECÍFICO SATURADO

É o peso específico do solo se ele viesse a ficar saturado ( $V_v = V_w$ , ou  $S=100\%$ ).

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

Onde o  $P_{sat}$  = peso do solo saturado, ou seja, quando  $V_v=V_w$ .

#### 9.5. PESO ESPECÍFICO SUBMERSO

É o peso específico do solo quando submerso, sofrendo influencia do empuxo da água. É igual ao peso específico natural menos o peso específico da água, portanto com valores da ordem de  $10 \text{ kN/m}^3$ .

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

#### 9.6. PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS

É a relação entre as partículas sólidas e o seu volume. É determinado em laboratório para cada solo através do ensaio de "Massa Específica dos Grãos", NBR 6508.

Coloca-se um peso seco conhecido do solo num picnômetro e, completando-se com água, determina-se o peso total. O peso do picnômetro completado só com água, mais o peso do solo, menos o peso do picnômetro com solo e água, é o peso da água que foi substituída pelo solo. Deste peso, calcula-se o volume total de água que foi substituído pelo solo e que é o volume do solo. Com este volume, tem-se o peso específico dos grãos.

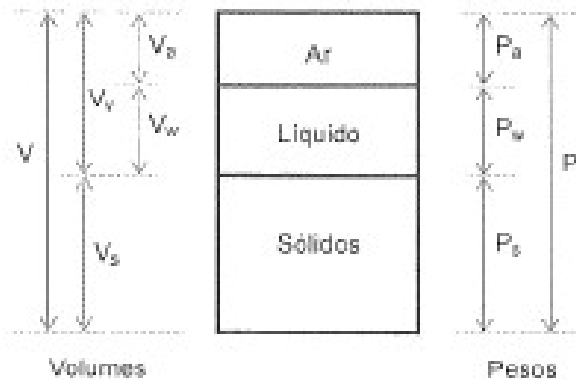
$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s}$$

Pelo ensaio: 
$$\rho_s = \frac{P_{solo}}{P_{pic+água} + P_{solo} - P_{pic+solo+água}} \cdot \rho_w$$

### 10. ÍNDICES FÍSICOS DO SOLO

O comportamento de um solo depende da quantidade relativa de cada uma das três fases que o constituem: água, sólidos e ar. Diversas relações são empregadas para expressar

as proporções entre elas. Na figura estão abaixo representadas, simplificadaamente as três fases que normalmente ocorrem nos solos, ainda que em alguns casos todos os vazios possam estar ocupados por água.



A princípio, as quantidades de água e ar podem variar. A evaporação pode fazer diminuir a quantidade de água no solo, substituindo-a por ar. A compressão do solo pode provocar a saída de ar e água, reduzindo o volume de vazios. Os sólidos (partículas do solo) permanecem os mesmos, porém o estado do solo se altera.

Para identificar o estado do solo, empregam-se índices que correlacionam os pesos e os volumes das três fases. Nas aulas anteriores estes índices foram vistos isoladamente:

- Umidade:

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

- Índice de Vazios

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

- Porosidade

$$n = \frac{V_v}{V} \cdot 100$$

- Grau de Saturação

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

- Peso específico da água

$$\gamma_w = \frac{P_w}{V_w} = 10 \text{ kN/m}^3$$

- Peso específico natural



$$\gamma_{nat} = \frac{P}{V}$$

- Peso específico seco

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

- Peso específico saturado

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

- Peso específico submerso

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

- Peso específico dos grãos

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

#### 10.1. CORRELAÇÃO ENTRE ÍNDICES FÍSICOS DOS SOLOS

Dos índices vistos acima, somente três são determinados diretamente em laboratório: a umidade, o peso específico dos grãos e o peso específico natural. Um é adotado: o peso específico da água. Todos os outros são calculados a partir desses.

Adotando-se  $V_s = 1$  como simplificação; algumas correlações resultam diretamente da definição dos índices e outras de fácil dedução, conforme deduzido em sala de aula:

$$\gamma_{nat} = \frac{\gamma_s \cdot (1 + w)}{1 + e}$$

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e}$$

$$S = \frac{\gamma_s \cdot w}{e \cdot \gamma_w}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{nat}}{1 + w}$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w}{1 + e}$$

## 11. FRAÇÕES CONSTITUINTES DO SOLO

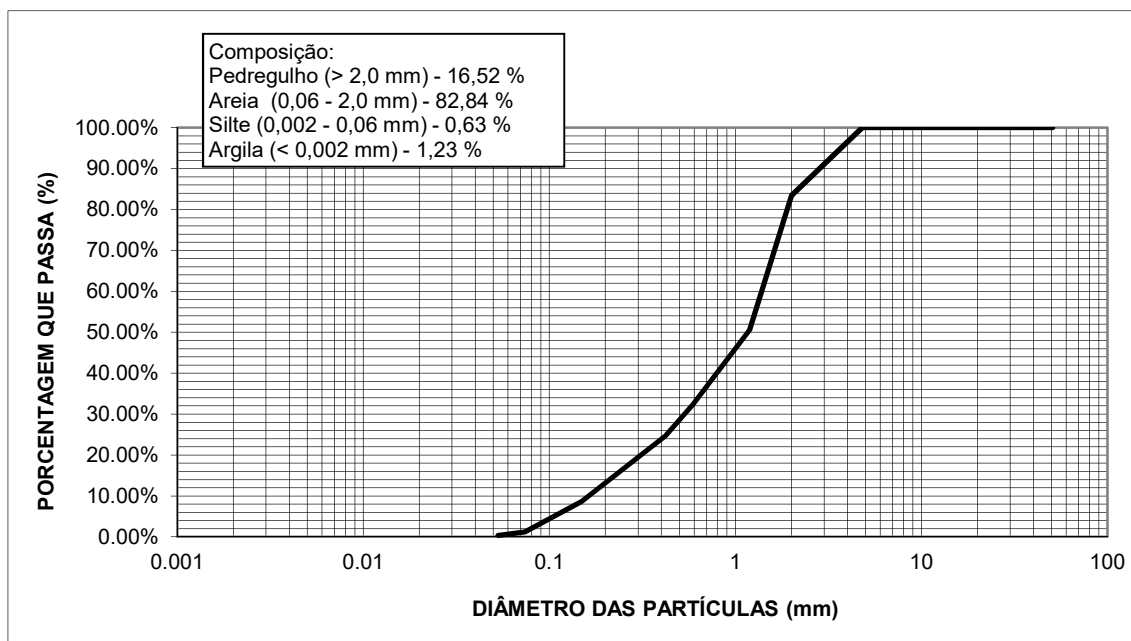
Num solo, geralmente convivem partículas de tamanhos diversos. Para reconhecimento do tamanho dos grãos, realiza-se a análise granulométrica.

Essa análise consiste em duas fases: peneiramento e sedimentação (NBR 7181/1984).

O resultado da análise granulométrica é representado em um gráfico semilogarítmico, chamado de Curva Granulométrica.

A Curva Granulométrica é a representação gráfica da distribuição granulométrica do solo.

- Abscissa → diâmetros dos grãos, em escala logarítmica.
- Ordenadas → porcentagens, em peso, dos grãos de diâmetros inferiores aos da abscissa correspondente.



### 11.1. PENEIRAMENTO:

Consiste na determinação das porcentagens, em peso, das diferentes frações constituintes da fase sólida do solo. É composto pelo peneiramento grosso e fino (acima e abaixo da peneira de 2,0 mm).

Para melhor entendimento do procedimento de ensaio e dos cálculos, verificar a NBR 7181 e a apostila de laboratório fornecida.

Exemplo de peneiramento fino:

Cálculo da apostila:

Porcentagem de material passante na peneira:  $Q_f$

$$Q_f = \frac{P_h \times 100 - P_i(100 + w_{hig})}{P_h \times 100} \times N$$

$P_h$  - peso do material úmido submetido ao peneiramento ou à sedimentação, em gf;

$w_{hig}$  - umidade higroscópica (%);

$N$  - porcentagem de material que passa na peneira 2,0 mm.

Dados fornecidos:

Peso do material úmido submetido ao peneiramento ( $P_h$ ) = 390,0 g

Umidade higroscópica = 9,5%

$N = 83,22\%$

PENEIRAS		Retido (g)	% que passa da amostra
N°	mm		
16	1,2	134,49	51,79
30	0,6	83,76	63,65
40	0,42	35,65	74,89
60	0,25	38,34	74,26
100	0,15	65,20	67,98
200	0,075	23,95	77,62
Fundo		4,20	-

Total retido:  $134,49 + 83,76 + 35,65 + 38,34 + 65,20 + 23,95 + 4,20 = 385,90$  g

Perda de massa =  $390,0 - 385,9 = 4,41$  g

$Q_f = (390,0 \times 100 - 134,49 \times (100+9,5)) / (390,0 \times 100) \times 83,22 = 51,79\%$

$Q_f = (390,0 \times 100 - 83,76 \times (100+9,5)) / (390,0 \times 100) \times 83,22 = 63,65\%$

## 11.2. SEDIMENTAÇÃO

Quando há interesse no conhecimento da distribuição granulométrica da porção mais fina do solo, emprega-se a técnica da sedimentação, que se baseia na Lei de Stokes.

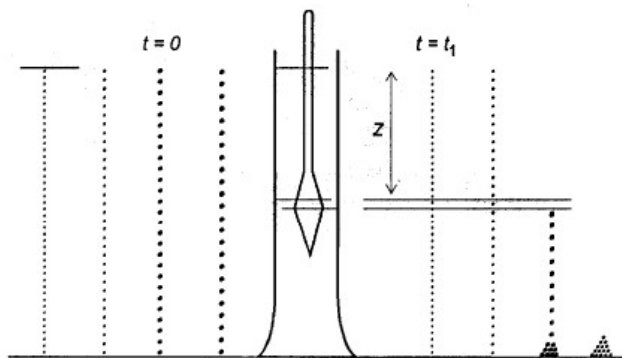
Lei de Stokes: a velocidade de queda de partículas esféricas num fluido atinge um valor limite que depende do peso específico do material da esfera ( $\gamma_s$ ), do peso específico do fluido ( $\gamma_w$ ), da viscosidade do fluido ( $\mu$ ) e do diâmetro das partículas ( $D$ ).

Relaciona o tamanho da partícula com a velocidade com que sedimenta em um meio líquido.

Quanto maior a partícula, mais rapidamente ela irá se depositar no fundo da proveta de ensaio.

$$D_{(mm)} = \sqrt{\frac{1800 \cdot \mu \cdot z}{\gamma_s - 1 \cdot t}}$$

$$V = \frac{\gamma_s - 1}{1800 \cdot \mu} \cdot D^2 = \frac{z}{t}$$



$d$  - diâmetro máximo das partículas, em mm

$\mu$  - coeficiente de viscosidade do meio dispersor, à temperatura do ensaio, em g.s/cm<sup>2</sup> (ver tabela abaixo)

$z$  - altura de queda das partículas, correspondente à leitura do densímetro, em cm (este valor é obtido da curva de calibração do densímetro - ver o item Observações)

$t$  - tempo de sedimentação, em s

$\gamma_s$  - peso específico dos grãos do solo, em gf/cm<sup>3</sup>

**Viscosidade da água** ( em  $10^{-6}$  g·s/cm<sup>2</sup> )

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	13,36	12,99	12,63	12,30	11,98	11,68	11,38	11,09	10,81	10,54
20	10,29	10,03	9,80	9,56	9,34	9,13	8,92	8,72	8,52	8,34
30	8,16	7,98	7,82	7,66	7,50	7,45	7,20	7,06	6,92	6,79

O ensaio envolve vários detalhes que serão vistos na aula de laboratório.

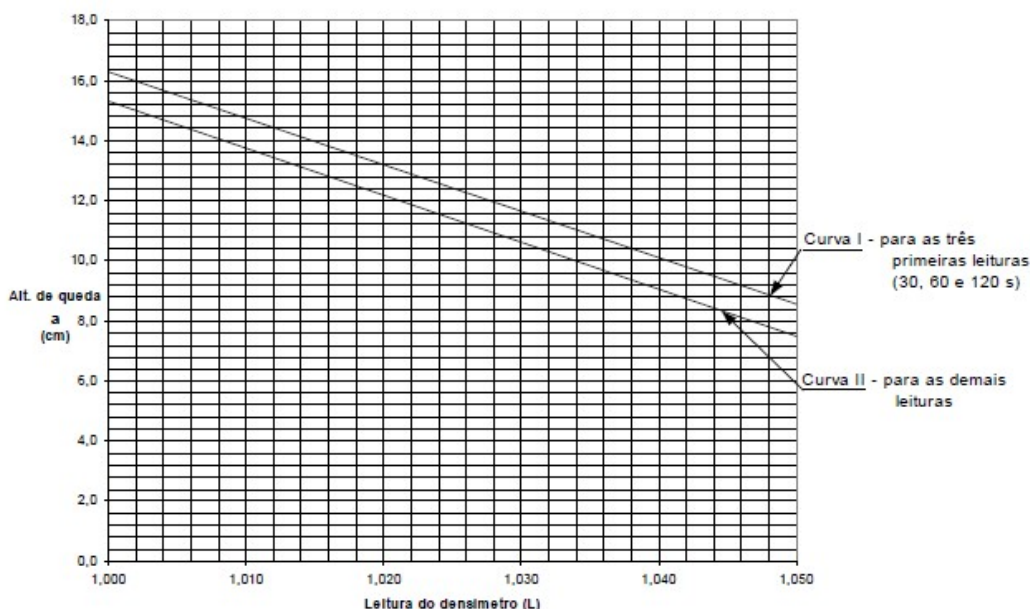
Para melhor entendimento do procedimento de ensaio e dos cálculos, verificar a NBR 7181 e a apostila fornecida pela professora.

Os cálculos devem seguir a seguinte ordem:

- a) Obtém-se, para cada leitura do densímetro, o diâmetro máximo das partículas em suspensão pela Lei de Stokes.

$$D_{(mm)} = \sqrt{\frac{1800 \cdot \mu \cdot z}{\gamma_s - 1} \cdot \frac{1}{t}}$$

**Curva de variação da altura de queda das partículas em função da leitura do densímetro**



- b) Determina-se a porcentagem do solo em suspensão. Essa porcentagem refere-se à massa total da amostra.

$$Q = N \cdot \frac{\rho_s}{\rho_s - 1} \cdot \frac{1000(L - L_D)}{\left(\frac{M_h}{100 + w_{hig}}\right) \cdot 100}$$

$Q_s$  - porcentagem de solo em suspensão no instante da leitura do densímetro

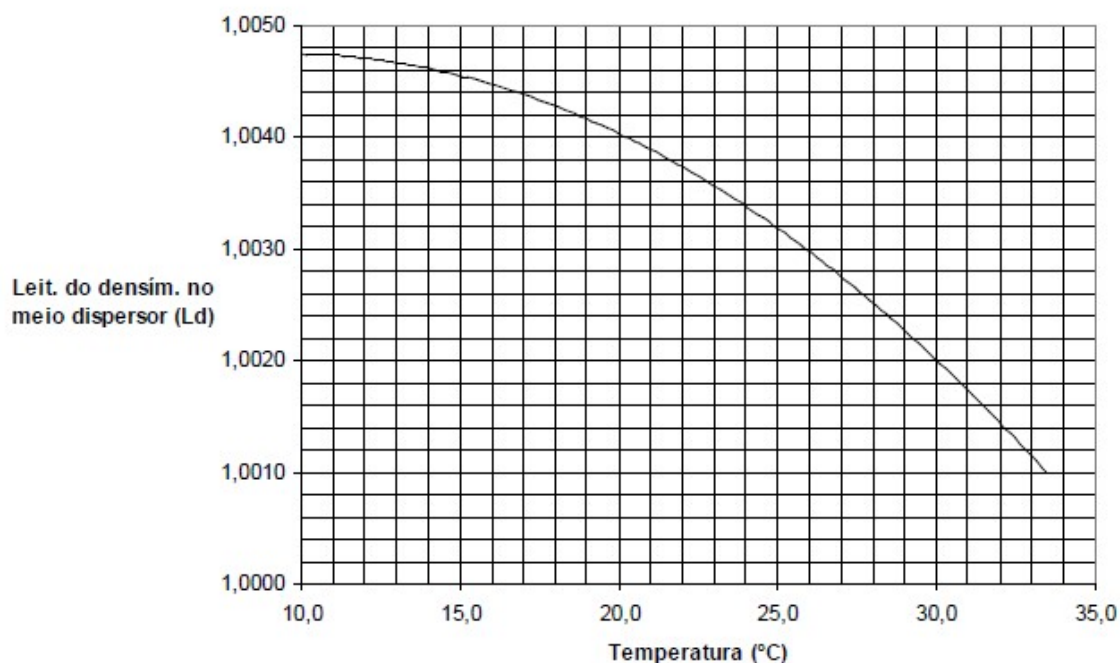
$N$  - porcentagem do material que passa na # 2,0 mm (valor calculado no peneiramento)

$L$  - leitura do densímetro

$L_D$  - leitura do densímetro no meio dispersor, na mesma temperatura da suspensão (valor obtido da curva de calibração de temperatura do densímetro utilizado)

$P_h$  - peso do material submetido à sedimentação, em gf

**Curva de variação das leituras do densímetro no meio dispersor em função da temperatura**



c) Os resultados devem ser plotados no gráfico juntamente com os resultados do peneiramento.

## 12. PARÂMETROS DA CURVA GRANULOMÉTRICA

Através da curva granulométrica, obtêm-se os seguintes parâmetros:

- Diâmetro efetivo -  $D_{10}$ :

É o ponto característico da curva granulométrica para medir a finura do solo, que corresponde ao ponto de 10%, tal que 10% das partículas do solo possuem diâmetros inferiores a ele.

- Coeficiente de uniformidade:

Argilas e Siltes:  $CU < 5$  - solo uniforme

Pedregulhos:  $CU < 4$  - solo uniforme

Areias:  $CU < 6$  - solo uniforme

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

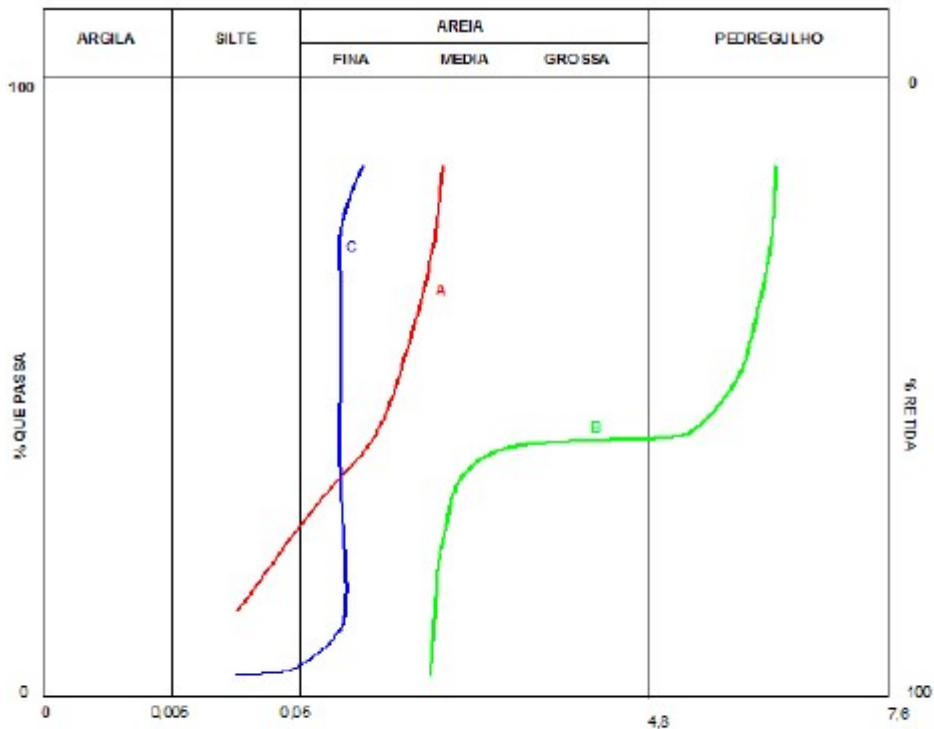
- Coeficiente de curvatura:

$CC = 1$  a  $3$  – solo bem graduado

$Cc < 1$  ou  $> 3$  – mal graduado

$$C_C = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$$





- CURVA A - GRANULOMETRIA CONTINUA
- CURVA B - GRANULOMETRIA DESCONTINUA
- CURVA C - GRANULOMETRIA UNIFORME



Granulometria Contínua = Solo bem graduado



Granulometria uniforme = Solo de graduação uniforme



Granulometria Descontínua = Solo de graduação aberta

### **13. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS**

Pela grande variedade de tipos e comportamentos apresentados pelos solos e, levando-se em conta as suas diversas aplicações na engenharia, é inevitável o seu agrupamento em conjuntos que representem as suas características comuns.

Objetivos dos Sistemas de Classificação:

- indicar o que o solo é!
- poder estimar o provável comportamento do solo.
- orientar e permitir a adequada análise de um problema.

Existem vários sistemas de classificação de solos, cada um procurando atender de maneira específica os vários campos da Geotecnia.

Os vários sistemas existentes para a classificação de solos procuram posicionar os solos dentro de um grupo, para o qual determinadas propriedades específicas já estão definidas.

Os mais utilizados no Brasil são:

#### **13.1. CLASSIFICAÇÃO TÁTIL-VISUAL**

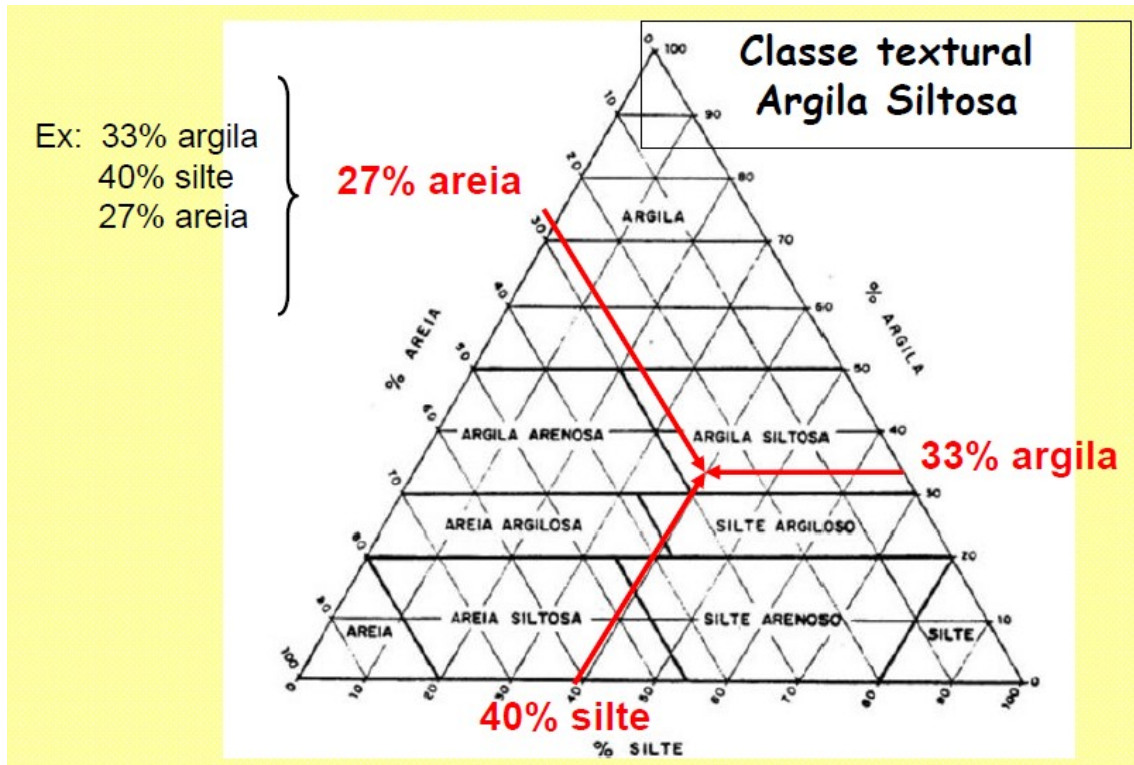
Visto na aula de laboratório.

#### **13.2. CLASSIFICAÇÃO GRANULOMÉTRICA**

Técnica pela qual os diversos tipos de solos são agrupados e designados em função dos tamanhos predominantes de seus grãos. Utilizam-se os parâmetros da curva granulométrica (item 12) e classifica-se o solo de acordo com o maior percentual de cada tipo de solo. Por exemplo, solo com 57% de argila, 32% de silte e 13% de areia terá classificação granulométrica como Argila Silto-arenosa.

### 13.3. CLASSIFICAÇÃO TRILINEAR DOS SOLOS

Exemplo:



### 13.4. SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS (SUCS)

Foi criado pelo engenheiro Arthur Casagrande para aplicação em obras de aeroportos, porém é muito utilizado atualmente em barragens de terra.

Neste sistema, os solos são identificados pelo uso de duas letras.

Símbolo	Solo / característica
G	pedregulho
S	areia
M	silte
C	argila
O	solo orgânico
Pt	Turfas – solo impróprio para construção
W	bem graduado (não uniforme)
P	mal graduado (uniforme)
H	alta compressibilidade
L	baixa compressibilidade

Ex.: SW corresponde a areia bem graduada e CH a argila de alta compressibilidade.

G, S, M, C e O: definidos pela Curva Granulométrica.

#### 13.4.1. Solos Grossos (G, S):

Mais de 50% retido na peneira #40.

São classificados de acordo com a sua distribuição granulométrica.

#### W e P

Para um solo grosso ser bem graduado (W):

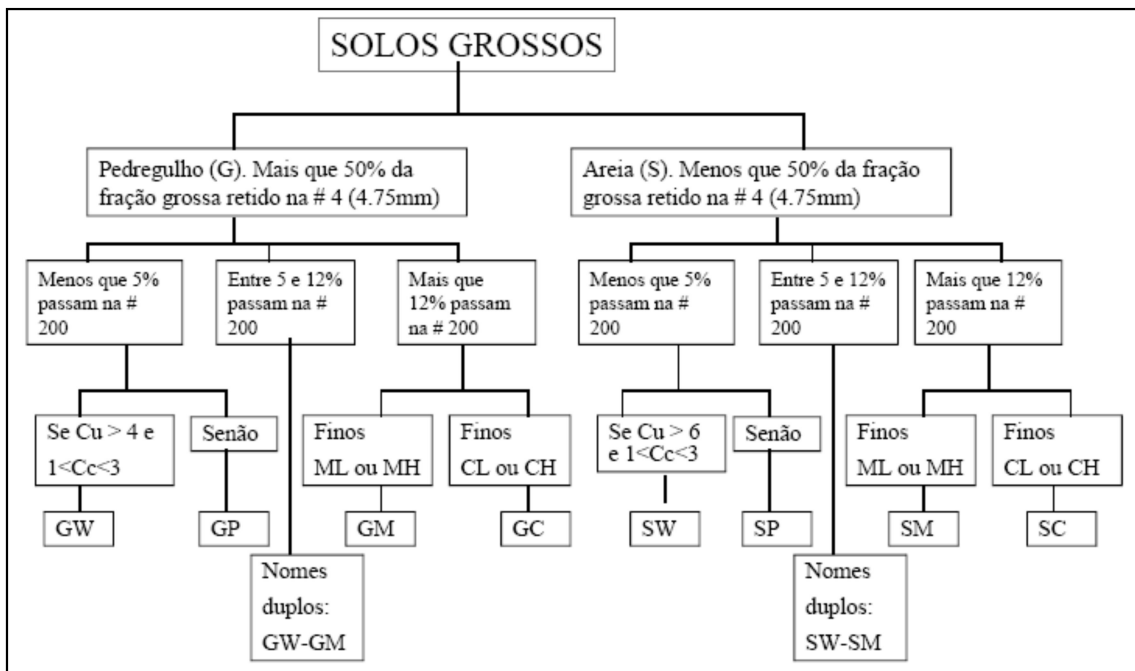
Coeficiente de Uniformidade:

Areia:  $C_u > 6$

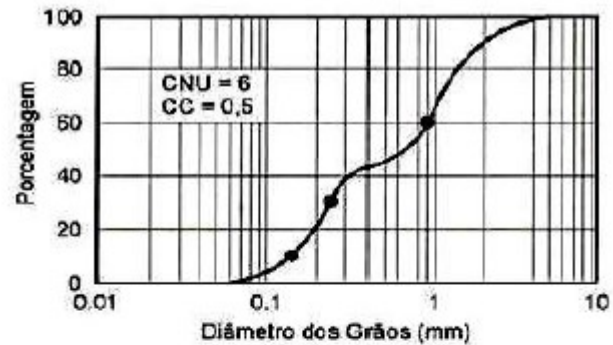
Pedregulho:  $C_u > 4$

Coeficiente de Curvatura:  $C_c = 1$  a  $3$

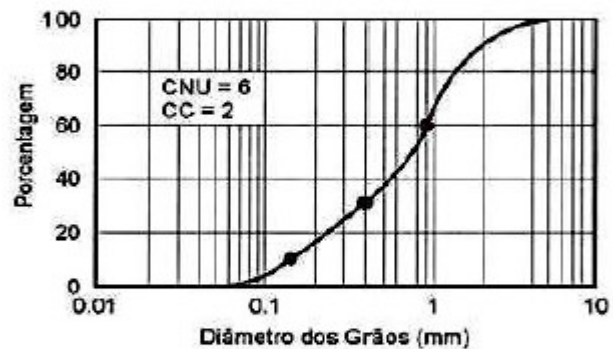
Não atendendo uma das condições - solo mal graduado - solo P



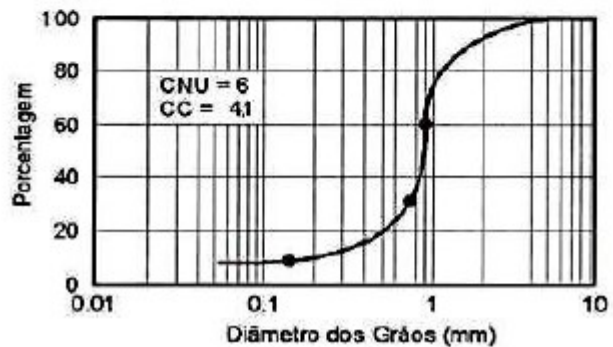
Areia mal graduada (SP)



Areia bem graduada (SW)



Areia mal graduada (SP)



#### 13.4.2. Solos Finos (M, C e O)

Mais de 50% passante na peneira #200.

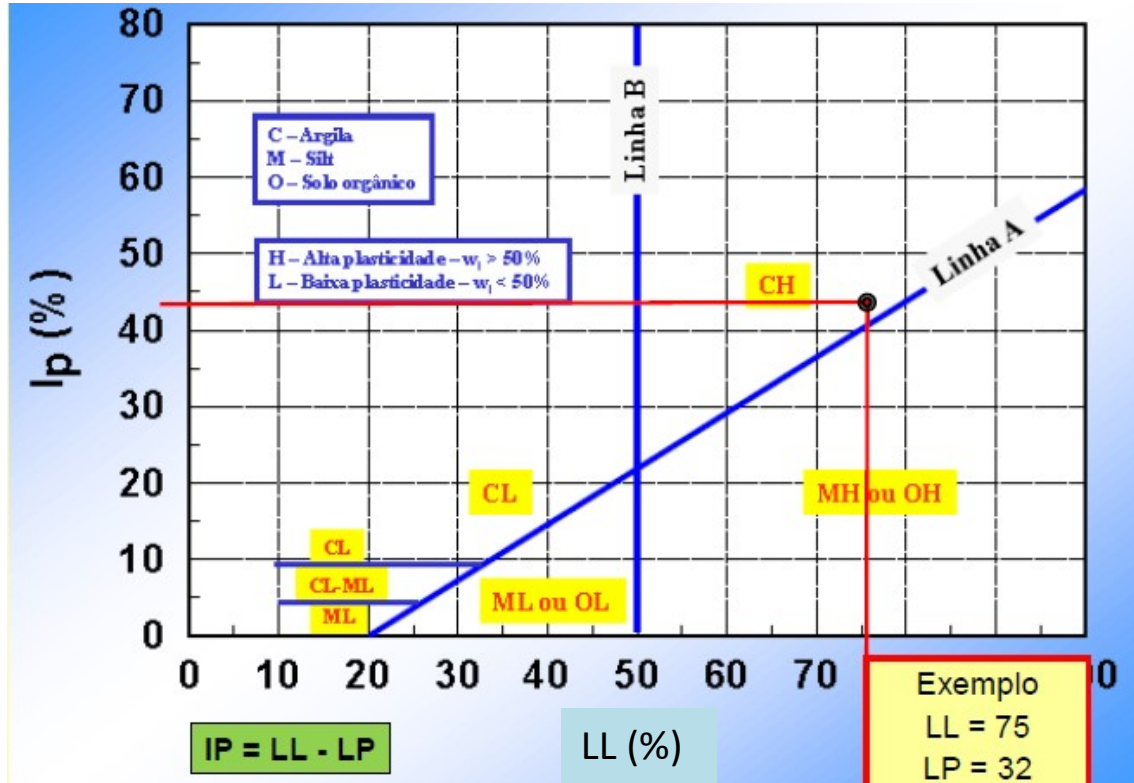
São classificados de acordo com a sua plasticidade.

##### L e H

Solos finos com baixa compressibilidade L - ( $LL < 50\%$ )

Com elevada compressibilidade H -  $LL > 50\%$

Carta de Plasticidade de Casagrande:



### 13.4.3. Turfas (Pt)

São solos altamente orgânicos, geralmente fibrilares e extremamente compressíveis.

$300\% < LL < 500\%$  → permanecendo a sua posição na carta de plasticidade notavelmente acima da linha A.

### 13.5. SISTEMA RODOVIÁRIO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS - HRB/AASHO

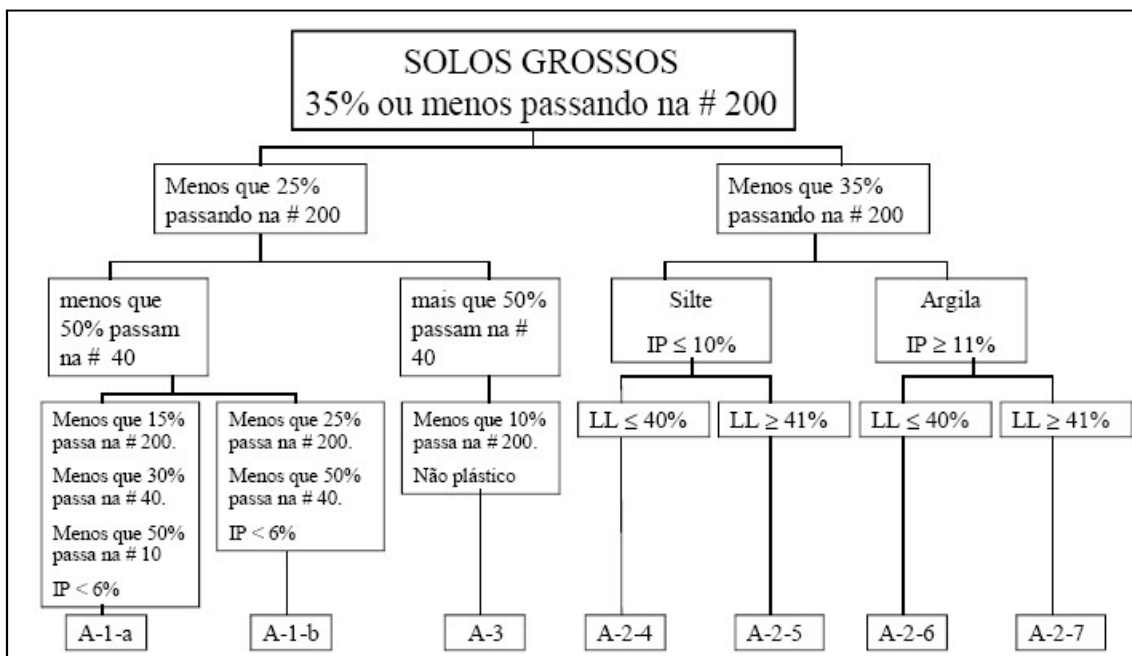
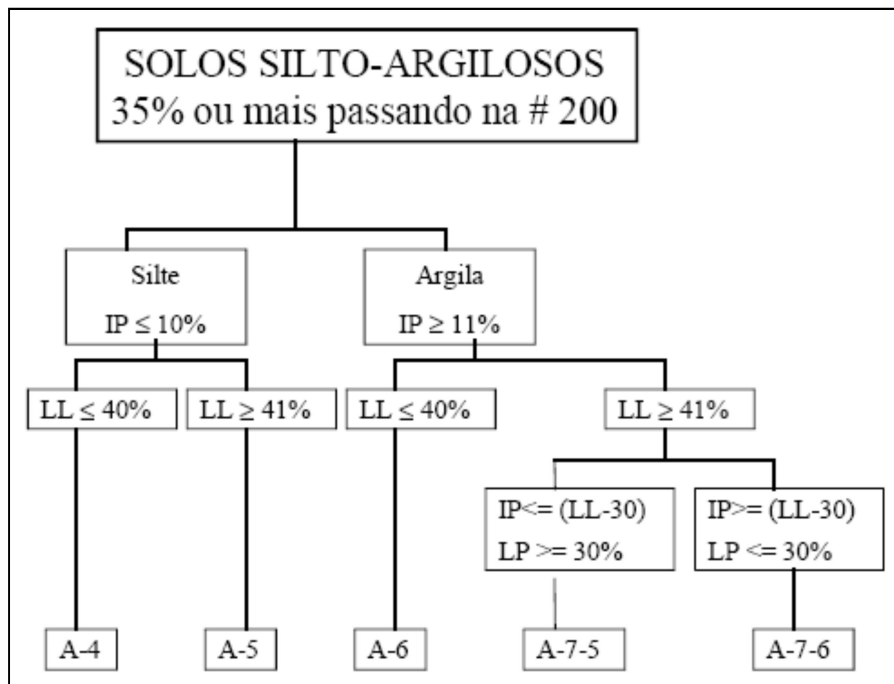
Este sistema foi desenvolvido nos Estados Unidos. É também baseado na granulometria e nos limites de Atterberg.

Provém de uma utilização específica na classificação de solos na área de estradas.

Os solos são classificados em grupos e subgrupos, em função da sua granulometria e plasticidade.

- solos granulares (% passante #200 < 35%) → A-1, A-2 e A-3;
- solos finos (% passante #200 > 35%) → A-4, A-5, A-6 e A-7;
- solos altamente orgânicos → podem ser classificados como A-8.





Classificação geral	Solos Granulares ( $P_{200} < 35\%$ )							Solos Silto-Argilosos ( $P_{200} > 35\%$ )				
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6
$P_{10}$	< 50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-	
$P_{40}$	< 30	< 50	> 50	--	--	--	--	--	--	--	--	
$P_{200}$	< 15	< 25	< 10	< 35	< 35	< 35	< 35	> 35	> 35	> 35	> 35	
$LL$	--	--	--	< 40	> 40	< 40	> 40	< 40	> 40	< 40	> 40	
$IP$	< 6	< 6	NP	< 10	< 10	> 10	> 10	< 10	< 10	> 10	> 10	
Índice de Grupo (IG)	0	0	0	0	0	< 4	< 4	< 8	< 12	< 16	< 20	
Tipos de material	fragmentos de pedra, pedregulho e areia		areia fina	pedregulhos e areias siltosas ou argilosas				solos siltosos		solos argilosos		
Classificação como subleito	excelente a bom							regular a mau				
<p><b>NOTAS:</b> (1) – <math>P_{10}</math>, <math>P_{40}</math> e <math>P_{200}</math> indicam, respectivamente, as porcentagens que passam nas peneiras nº 10 (2 mm), 40 (0,42 mm) e 200 (0,074 mm);</p> <p>(2) – <math>LL</math> e <math>IP</math> referem-se a fração passando na # 40;</p> <p>(3) – Para o subgrupo A-7-5: <math>IP \leq LL - 30</math> e para o A-7-6: <math>IP &gt; LL - 30</math>;</p> <p>(4) – A identificação é feita da esquerda para a direita, razão porque o A-3 é colocado antes do A-2, sem que isto signifique superioridade daquele sobre este;</p> <p>(5) – <math>IG = a \cdot (0,2 + 0,005 \cdot b) + 0,01 \cdot c \cdot d</math> onde:</p> <p><math>a = (P_{200} - 35)</math> (com <math>0 &lt; a &lt; 40</math>)      <math>b = (LL - 40)</math> (com <math>0 &lt; b &lt; 20</math>)</p> <p><math>c = (P_{200} - 15)</math> (com <math>0 &lt; c &lt; 40</math>)      <math>d = (IP - 10)</math> (com <math>0 &lt; d &lt; 20</math>)</p>												

Índice de Grupo: Empregado no sistema da H.R.B., corresponde a um número inteiro que varia de 0 (solo ótimo quanto a capacidade de suporte) a 20 (solo péssimo quanto a capacidade de suporte).

$$IG = (F - 35) \cdot [0,20 + 0,005 \cdot (LL - 40)] + 0,01 \cdot (F - 15) \cdot (IP - 10)$$

Onde: F = porcentagem de material que passa na peneira #200.

Exemplo:



Calcular o IG de um solo A-6 em que 65% de material passa na peneira 200, o LL = 40% e o IP = 12,5%.

$$IG = (F - 35) \cdot [0,20 + 0,005(LL - 40)] + 0,01(F - 15)(IP - 10)$$

$$IG = (65 - 35) \cdot [0,20 + 0,005(40 - 40)] + 0,01(65 - 15)(12,5 - 10)$$

$$IG = 30 \cdot (0,2) + 0,01(50) \cdot (2,5)$$

$$IG = 6 + 0,01 \cdot 125$$

$$IG = 7,25 = 7$$

Usualmente, indica-se o valor do IG entre parênteses. Assim, escreve-se A-6 (7).

#### 14. COMPACTAÇÃO DOS SOLOS

**Compactação** → procedimentos visando aumentar a compacidade de um solo pela redução de vazios através esforços externos gerados por meios mecânicos.

**Objetivo** → melhoria e estabilidade de propriedades mecânicas dos solos:

- redução da compressibilidade;
- aumento de resistência;
- redução da variação volumétrica por umedecimento e secagem;
- redução na permeabilidade

**Emprego:**

- construção de aterros;
- construção de camadas constitutivas de pavimentos;
- construção de barragens de terra;
- preenchimento com solo entre maciço e estruturas de arrimo;
- reenchimentos de cavas de fundações e de tubulações enterradas.

**Técnica básica**

– lançamento de material de empréstimo (oriundo de jazida) ou do próprio local (reenchimentos);

– passagem de equipamentos que transmitam ao solo a energia de compactação → carga móvel (amassamento, impacto ou vibração) ou estática.

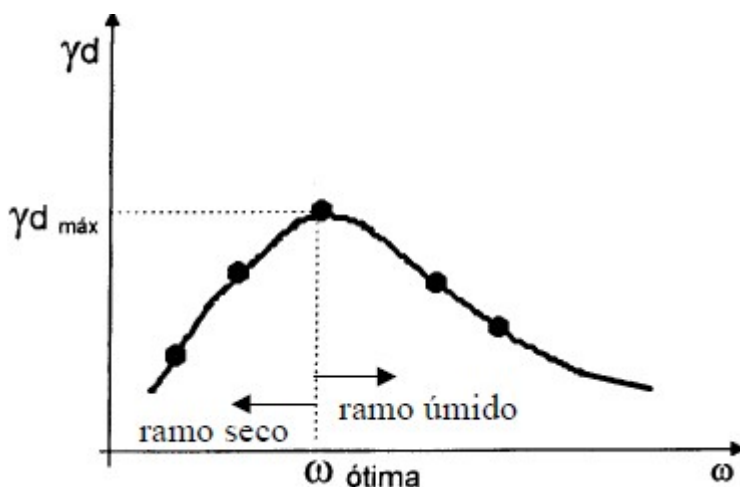
O tipo de obra e o solo utilizados → processo de compactação a ser empregado, a umidade do solo na ocasião e a densidade a ser atingida.

##### 14.1. PRINCÍPIOS FUNDAMENTAIS NA COMPACTAÇÃO DOS SOLOS

Eng. americano Ralph Proctor (1933) → estabeleceu os princípios básicos da técnica e controle de compactação: "... a densidade que um solo atinge quando compactado sob uma dada energia de compactação depende da umidade do solo no momento da compactação".

#### 14.1.1. Curvas de compactação

Pares ( $\gamma_d \times w$ ) no gráfico de compactação, obtidos ao se realizar a compactação do solo por uma mesma energia de compactação para diferentes valores do teor de umidade.



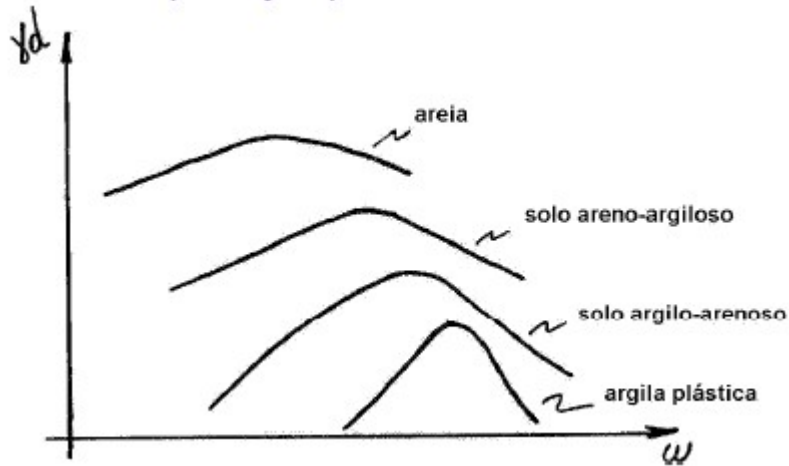
Baixo teor de umidade → o atrito entre partículas é alto dificultando a compactação;

Aumento no teor de umidade → efeito de lubrificação entre as partículas, aumentando a compactação enquanto a saída de ar é facilitada;

Após certo teor de umidade próximo a saturação - umidade ótima ( $w_{ót}$ ) → a compactação não consegue mais expulsar o ar dos vazios, a maior quantidade de água resulta em redução de densidade.

Solos compactados na  $w_{ót}$  e  $\gamma_{d\text{máx}}$  apresentam as máximas resistências estáveis → menor variação com a saturação

- Curvas de compactação para diferentes solos



Valores típicos de  $\gamma_{d\text{máx}}$  e  $w_{ót}$ :

- solos argilosos:  $w_{ót} = 25$  a  $30\%$  e  $\gamma_{d\text{máx}} = 14$  a  $15 \text{ kN/m}^3$
- solos siltosos: valores baixos para  $\gamma_{d\text{máx}}$  e curvas bem abatidas
- areias c/ pedreg bem graduadas:  $w_{ót} = 9$  a  $10\%$  e  $\gamma_{d\text{máx}} = 20$  a  $21 \text{ kN/m}^3$
- areias finas argilosas lateríticas:  $w_{ót} = 12$  a  $14\%$  e  $\gamma_{d\text{máx}} \approx 19 \text{ kN/m}^3$   
 (solos lateríticos caracterizam-se por ramo seco nitidamente íngreme)

## 14.2. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

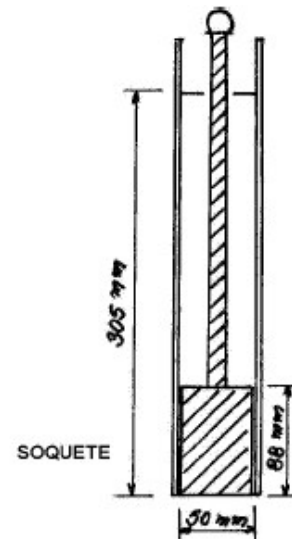
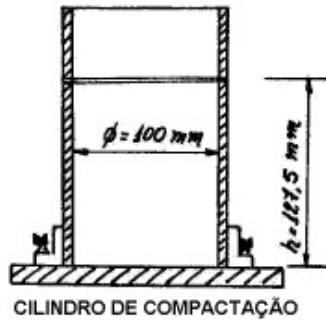
Determinação experimental da correlação entre  $\gamma_d$  e  $w$  para uma dada energia de compactação → curva de compactação.

Idealizado por R. Proctor (1933) (ou Porter, 1929) → Ensaio Proctor Normal → NBR 7182/86 - Ensaio Normal de Compactação.

### 14.2.1. Ensaio Normal de Compactação

Equipamento:

- Cilindro de compactação: volume = 1 litro
- Soquete: peso = 2,5 kg, altura de queda = 30,5 cm



- Procedimento:

- a) Prévia secagem ao ar e destorroamento do solo;
- b) Acrescenta-se água a porção destinada ao ensaio para uma umidade cerca de 5% abaixo da w<sub>ót</sub> estimada para o solo (em torno do limite de plasticidade), homogeneizando a umidade do material;
- c) O material é disposto no cilindro de compactação em três camadas.  
Cada uma recebe 26 golpes do soquete. Cada camada compactada deve ocupar 1/3 da altura do cilindro e é escarificada previamente a compactação da camada seguinte;
- d) Obtém-se o peso específico e a umidade do corpo de prova obtido;
- e) Novos pontos da curva de compactação são obtidos destorroando o corpo de prova e adicionando mais água em intervalos de 2% de umidade, ficando 2 pontos abaixo, 2 acima e 1 no entorno da w<sub>ót</sub>

- Cálculo do ensaio:

Compactado o corpo de prova, determina-se:

– peso específico úmido:

$$\gamma_{\text{nat}} = \frac{P}{V}$$

– teor de umidade de uma amostra do interior do CP:

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

– peso específico seco:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{nat}}{1 + w}$$

Com os 5 ou 6 pares de valores  $\gamma_d$  e  $w$  obtidos constrói-se por ajuste manual aos pontos a curva de compactação e desta estima-se os valores de  $\gamma_{dm\acute{a}x}$  e  $w\acute{o}t$ .

Ajuste → retas definindo os ramos seco e úmido e uma parábola fazendo a transição entre as duas.

- Alternativas no ensaio de compactação

a) Ensaio sem reuso do material → uso de amostras virgens para cada ponto da curva. Embora exija maior quantidade de material, resultados mais fiéis. Uso imprescindível para solos de grãos quebradiços;

b) Ensaio sem secagem prévia → mais se aproxima aos procedimentos de campo. Uso para solos sensíveis à pré-secagem (ex: solos areno-argilosos lateríticos, solos residuais argilosos e siltosos).

#### 14.2.2. Energias de compactação

- Energia de compactação (E):

P - peso do soquete

h - altura do soquete

N – nº de golpes por camada

n – nº de camadas

V – volume de solo compactado

E (ensaio normal de compactação) = 5,95 kg cm/cm<sup>3</sup>

$$E = \frac{P \cdot h \cdot N \cdot n}{V} \text{ (em kg} \cdot \text{cm} / \text{cm}^3 \text{)}$$

Com o desenvolvimento das técnicas de compactação e para atender as exigências do padrão de compactação (equipamentos mais potentes, maior produtividade) → modificações na energia de compactação desde o ensaio original:

- Ensaio Proctor Modificado: E = 27,4 kg cm/cm<sup>3</sup>

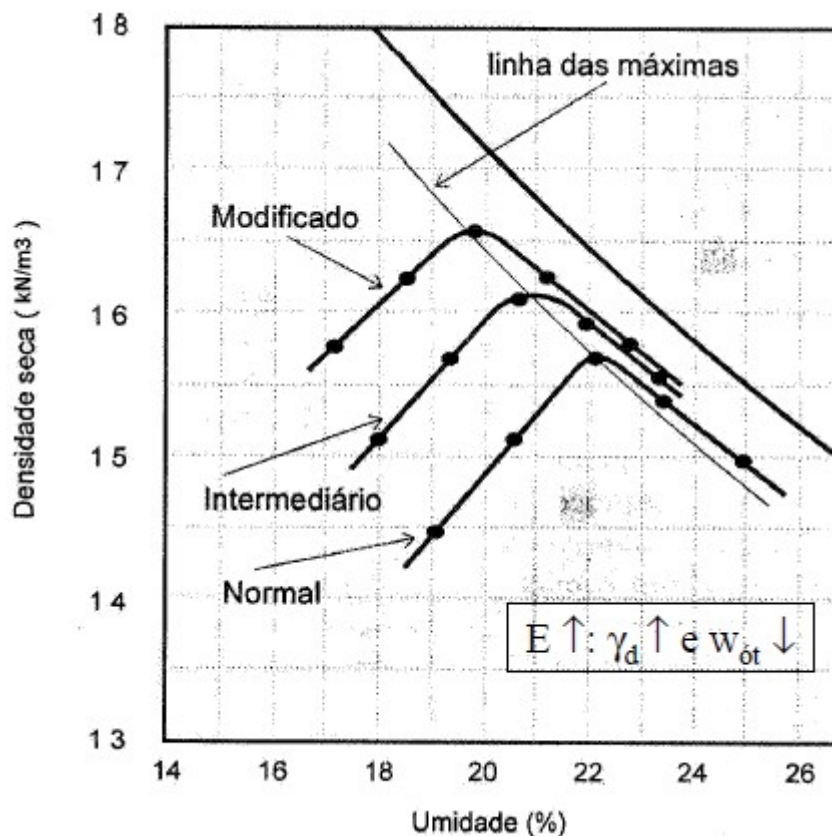
- Ensaio Proctor Intermediário: E = 12,9 kg cm/cm<sup>3</sup>

- Especificações para as energias do Proctor Normal, Intermediário e Modificado

Cilindro	Características de cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	pequeno	grande	grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes por camada	26	21	27
Grande	Soquete	grande	grande	grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

Fonte: NBR 7182/86.

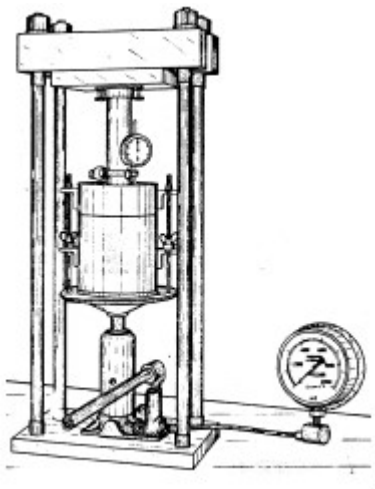
- Curvas de compactação para as energias do Proctor Normal, Intermediário e Modificado



### 14.3. ENSAIO CBR ("CALIFONIA BEARING RATIO") - ENSAIO DE SUPORTE CALIFORNIANO

Também chamado Ensaio Califórnia ou Ensaio Californiano.

Procedimento dado pela NBR 9895/87 - Solo - Índice de Suporte Califórnia.



#### 14.3.1. Objetivo principal

Fornecer o “California Bearing Ratio”(CBR) (ou Índice de Suporte Califórnia - ISC) como índice de resistência do solo compactado.

#### 14.3.2. Sequência do ensaio CBR

1º) Ensaio de compactação →  $\gamma_{dm\acute{a}x}$  e  $w\acute{o}t$  para as três energias de compactação

- material: passante peneira #3/4”;
- cilindro:  $\phi = 15$  cm e altura = 17,5 cm;
- soquete: 4,5 kg, altura de queda = 45 cm;
- compactação em 5 camadas;
- energias de compactação: 55, 26 e 12 golpes/camada.

2º) Ensaio de expansão

É medida a expansão do material devido a absorção d’água, colocado em imersão os CP’s moldados na  $w\acute{o}t$ .

– Sobre os 3 CP’s (ainda no molde) são adicionados anéis de sobrecarga ( $> 4,5$  kg, em geral 5 kg) para simular o peso do pavimento;

– Imersão por 4 dias;

– Em extensômetros instalados é medida a expansão do solo ao longo do período de extensão (a cada 24 h). O resultado é expresso em porcentagem da altura inicial do CP.

- Limite aceito para expansão (aterros rodoviários) → 1 a 3% (dependendo da função da camada).

- Para solos muito expansivos (com grande potencial de inchamento) → deve ser compactado ligeiramente acima da w<sub>ót</sub> ⇒ menor expansão.

### 3º) Determinação do CBR

Os 3 CP's imersos são sujeitos a punção na prensa do CBR → pistão cilíndrico de  $\varphi = 5$  cm a uma velocidade de 1,25mm/min.

Mede-se a pressão aplicada (manômetro ou anel dinamométrico) e as respectivas deformações → curva do CBR.

- A resistência após a saturação depende da umidade de moldagem mesmo que a umidade após a saturação seja a mesma.

#### 14.3.3. Resultados do ensaio

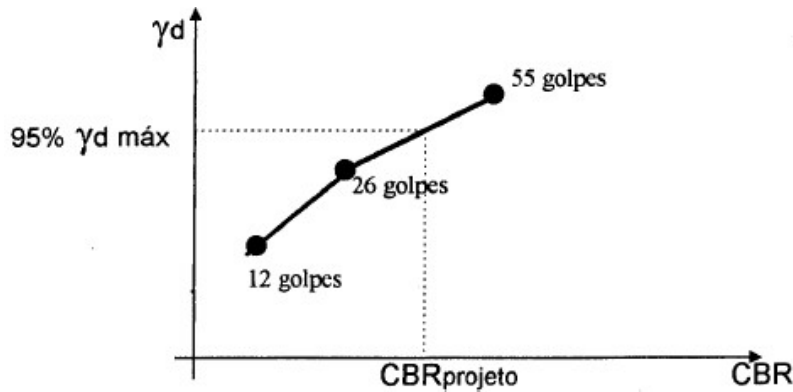
CBR → relação entre a carga necessária para deformação de 0,1" ou 0,2" do material ensaiado e a carga obtida para a pedra britada: 70 e 105 kgf/cm<sup>2</sup>, respectivamente. Adota-se o maior valor.

$$\text{CBR} = \frac{P_{0,1''}}{70} \cdot 100\% \quad \text{ou} \quad \text{CBR} = \frac{P_{0,2''}}{105} \cdot 100\%$$





CBR para projeto → valor para 95% do  $\gamma_{d\text{máx}}$  do gráfico  $\gamma_d$  x CBR para os 3 CP's.



## 15. COMPACTAÇÃO EM CAMPO

### 15.1. PRINCÍPIOS DA COMPACTAÇÃO EM CAMPO

- **Pressão estática** → aplicada por rolos estáticos (cilindro liso, de pneus e pé de carneiro).

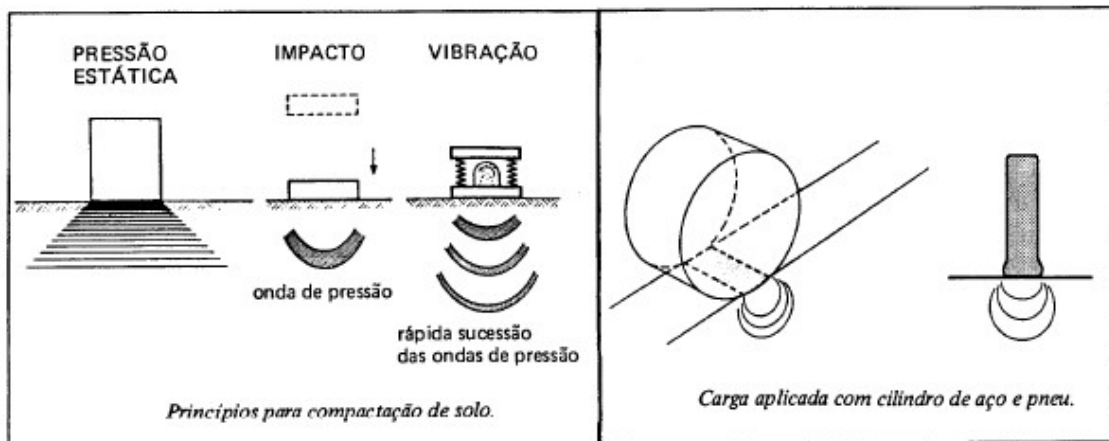
Ocorre inicialmente deformações plásticas, a medida que o solo vai densificando predominam deformações elásticas;

- **Vibração** → aplicada por rolos e compactadores vibratórios.

Produz-se o deslocamento de sucessivas e rápidas ondas de pressão que movimentam as partículas e reduzem o atrito entre elas;

- **Impacto** → aplicado por apiloadores e cargas de impacto.

É gerada uma onda de pressão que atua em grande profundidade.



### 15.2. FATORES QUE INFLUEM NA COMPACTAÇÃO E ESCOLHA DOS EQUIPAMENTOS A UTILIZAR

Para ajuste destes fatores que influem na compactação são muitas vezes realizados *aterros experimentais*.

- Energia de compactação → energia transferida pelo equipamento ao solo

$$E = \frac{f(P \cdot N)}{v \cdot e}$$

P = peso próprio do equipamento (pressão estática)

N = no de passadas do equipamento

v = velocidade do rolo

e = espessura da camada

- Umidade do solo

– w < wcompactação → irrigação: caminhão tanque com barra de distribuição e bomba hidráulica;

– w > wcompactação → aeração: exposição a vento e ao sol, com espalhamento por arados, grades, pulviromisturadores ou motoniveladores.

- Número de passadas → diretamente lidado ao tempo de execução. A eficiência do aumento do nº de passadas diminui com o nº total de passadas;

- Espessura da camada → função do tipo de solo e equipamento.

Em geral, é fixada em 30 cm (ou 20 cm para materiais granulares) a espessura máxima;

- Homogeneização → a camada de solo solto deve ser pulverizada de forma homogênea. Deve-se evitar torrões secos ou muito úmidos, blocos e fragmentos de rocha;

- Velocidade de rolagem → com material solto tem-se maior resistência a rolagem e menor velocidade, obtendo-se maior esforço de compactação nas passadas iniciais. O efeito de vibração é bem mais eficiente com menores velocidades;

- Amplitude e frequência das vibrações → o aumento de amplitude produz maior efeito de compactação que o aumento de frequência. Atingida a condição de ressonância obtêm-se elevadas densidades.

### 15.3. EQUIPAMENTOS DE COMPACTAÇÃO NO CAMPO

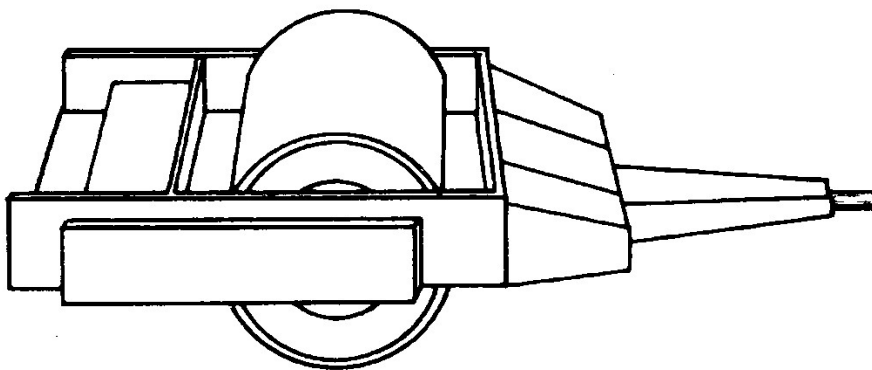
Classificação e terminologia dos equipamentos para compactação:

a) Rolos compressores:

– Rolo liso → Tambor de aço através do qual se aplica carga ao solo. O tambor pode estar vazio ou cheio com água, areia ou pó de pedra (aumento da energia de compactação).

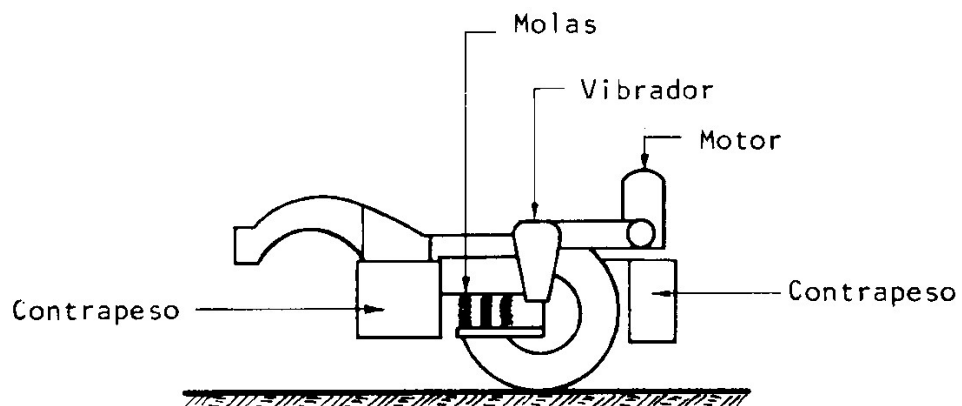
Utilizado na compactação de pedregulhos, areias e pedra britada em camadas < 15 cm.

Desvantagem: pequena superfície de contato.



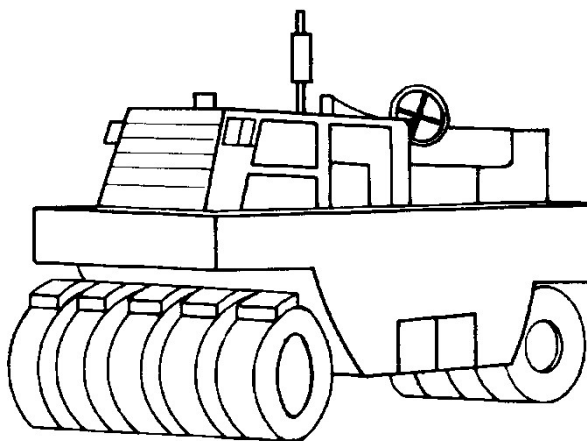
– Rolo vibratório → Rolo dotado de uma massa móvel com excentricidade em relação a um eixo, provocando vibrações de certa frequência (1000 a 4800 ciclos/minuto). Ajustam-se as vibrações para que entrem em ressonância com as partículas de solo. Apresentam maior rendimento a baixas velocidades.

Utilizado na compactação de solos granulares (areias, pedregulhos, britas) lançados em camadas < 15 cm.



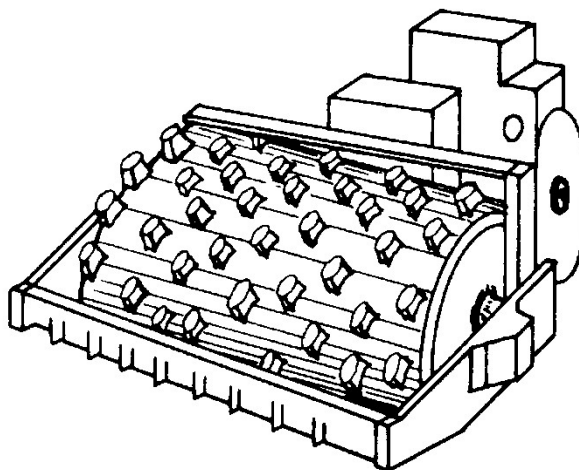
– Rolo pneumático → Plataforma apoiada em eixos com pneus. O nº de pneus por eixo é variável (3 a 6), mantendo-se um alinhamento desencontrado para melhor cobertura.

A pressão de contato é função da pressão interna dos pneus. É aumentada a carga por roda com o emprego de lastro. Empregado para quase todos os tipos de solos, especialmente para solos arenosos finos em camadas de até 40 cm.



– Rolo pé-de-carneiro → Consiste de tambor de aço onde são solidarizadas saliências (patas) dispostas em fileiras desencontradas (90 a 120 por rolo).

O pisoteamento propicia o entrosamento entre as camadas compactadas. A medida que vai aumentando a compactação, há menor penetração, resultando maior pressão de contato. Empregado na compactação de solos coesivos (argilas e siltes) em camadas de 10 a 20 cm.



– Rolos combinados → Combinação de tipos básicos. Ex: rolos pé-de-carneiro com dispositivo vibratório.

b) Compactadores de impacto / vibratórios → pilões manuais, pilões a explosão (“sapos”) e soquetes a ar comprimido.

Aplicados a quase todos os tipos de terreno, em operações complementares ou em áreas restritas e fechadas.



#### 15.4. ESCOLHA DOS EQUIPAMENTOS DE COMPACTAÇÃO

##### a) Solos Coesivos

Nos solos coesivos há uma parcela preponderante de partículas finas e muito finas (silte e argila), nas quais as forças de coesão desempenham papel muito importante, sendo indicado a utilização de rolos pé-de-carneiro e os rolos conjugados.

##### b) Solos Granulares

Nos solos granulares há pouca ou nenhuma coesão entre os grãos existindo, entretanto atrito interno entre os grãos existindo, entretanto atrito interno entre eles, sendo indicado a utilização rolo liso vibratório.

##### c) Mistura de Solos

Nos solos misturados encontra-se materiais coesivos e granulares em porções diversas, não apresenta característica típica nem de solo coesivo nem de solo granular, sendo indicado a utilização de pé-de-carneiro vibratório

##### d) Mistura de argila, silte e areia

Rolo pneumático com rodas oscilantes.

##### e) Qualquer tipo de solo

Rolo pneumático pesado, com pneus de grande diâmetro e largura.

#### 16. CONTROLE DE COMPACTAÇÃO EM CAMPO

As especificações atuais fixam apenas a *densidade seca* a ser atingida e o *teor de umidade de compactação*. No de passadas e espessura das camadas a critério do executor e fiscalização.

- Grau de compactação

$$GC = \frac{\gamma_d \text{ campo}}{\gamma_d \text{ máx}} \cdot 100\%$$

Especificações gerais de terraplanagem do DNIT → GC > 95%, wót com variação máxima de ± 3%.

Procedimentos gerais da compactação no campo:

Sequência de operações:

a) Escolha da área de empréstimo (problema técnico-econômico) → distância de transporte, características geotécnicas e umidade do material em relação a umidade de compactação;

b) Limpeza e regularização da área de trabalho;

c) Lançamento e espalhamento do material → uso de motoscrapers ou unidades de transporte.

d) Regularização da camada → uso de motoniveladora para acerto da altura da camada.

Espessura das camadas → < 30 cm de material fofo para se ter 15 a 20cm de solo compactado (incluindo 2 a 5 cm da camada anterior);

e) Pulverização e homogeneização do material da camada → remoção ou desagregação de torrões secos, material aglomerado ou fragmentos de rocha alterada por uso de escarificadores ou arados de disco;

f) Acerto da umidade → irrigação (caminhões pipa e irrigadeiras) ou aeração (arados de disco). Homogeneização e conferência da umidade;

g) Compactação propriamente dita → uso de equipamentos escolhidos de acordo com o tipo de solo e de serviço.

Rolos → nº de passadas de acordo com as especificações de densidade ou até atingida a espessura de camada esperada. Rolagem em passadas longitudinais das bordas ao centro com superposição de no mínimo 20 cm entre as passadas;

h) Controle de compactação → controle sobre os valores de wót (tolerância de ± 2 a 3%) e  $\gamma_{dmáx}$  pelo *grau de compactação* especificado;



CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS  
UNIDADE CURVELO  
CURSO TÉCNICO EM EDIFICAÇÕES  
MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES

- i) Escarificação para a camada seguinte.



#### REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ABNT. *NBR 6457 – Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. 1986

ABNT. *NBR6459 – Solo - Determinação do limite de liquidez*. 1984

ABNT. *NBR 6508 – Grãos de Solo que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa específica - Método de Ensaio*. 1984.

ABNT. *NBR 7180 – Solo - Determinação do limite de plasticidade*. 1984

ABNT. *NBR 7181 – Solo - Análise Granulométrica - Método de Ensaio*. 1984.

ABNT. *NBR 7182 – Solo - Ensaio de compactação*. 1986

CHIOSSI, Nivaldo José. *Geologia de Engenharia*. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013. 424p.

KORMANN, A. C. M. *Ensaio de compactação e caracterização*. Apostila de Laboratório de Mecânica dos Solos. Curitiba: UFPR, 1997.

PENA, Ana Lucia C. Cordeiro. *Notas de aula da Disciplina de Mecânica dos Solos I*. Belo Horizonte: PUC-MG.

PINTO, Carlos de Souza. *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367p.