Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará | IFCE
Departamento de Construção Civil

Fundamentos de Engenharia Geotécnica
Características Físicas dos Solos

Nota de Aula | Prof. Marcos Porto

1. Características Físicas dos Solos

Os solos podem ser caracterizados através de suas composições granulométricas e índices físicos que retratam as situações em que esses se encontram sob vários aspectos.

A determinação dos índices físicos de solos pode ser realizada considerando o diagrama de fases, como segue, que representa a estrutura do solo por meio da identificação de volumes e pesos de suas fases (Figura 01).

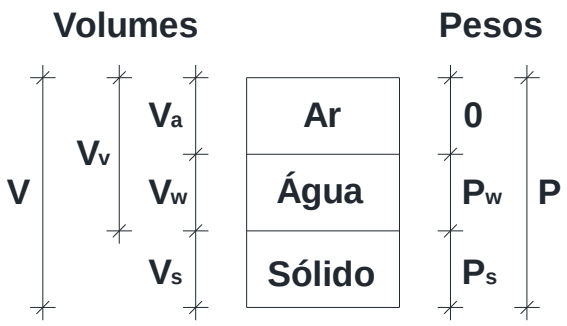

Figura 01 – Diagrama de fases do solo.

1.1 Índices Físicos

O estado e situação física em que o solo se encontra podem ser determinados por meio de índices físicos que relacionam suas fases. A Tabela 01 apresenta os principais índices físicos dos solos.

Tabela 01 – Índices físicos dos solos.

Nome	Símbolo	Equação
Índice de Vazios	e	$e=V_v/V_s$
Porosidade	n	$n=V_v/V$
Grau de saturação	S	$S=V_w/V_v$
Umidade	w	$w=P_w/P_s$
Peso específico aparente úmido	γ	$\gamma=P/V$
Peso específico aparente saturado	γ_{sat}	$\gamma_{sat}=P/V$, com S=100%
Peso específico aparente submerso	γ_{sub}	$\gamma_{sub}=\gamma_{sat}-\gamma_w$
Peso específico aparente seco	γ_d	$\gamma_d=P_s/V$
Peso específico do sólido	γ_s	$\gamma_s=P_s/V_s$
Densidade real dos grãos	$G_s=\delta$	$\delta=\gamma_s/\gamma_w$

Partindo das equações dos índices físicos, diversas correlações podem ser comprovadas e são de grande utilidade na geotecnia, devido a limitações dos ensaios de laboratório e de campo na determinação de cada índice. A Tabela 02 mostra as principais correlações entre os índices físicos.

Tabela 02 – Principais correlações entre os índices físicos.

$n=\dfrac{e}{1+e}$	$e=\dfrac{n}{1-n}$	$G_s w = Se$
$\gamma=\dfrac{G_s(1+w)}{1+e}\gamma_w$	$\gamma_{sat}=\dfrac{(G_s+e)\gamma_w}{1+e}$	$\gamma_d=\dfrac{\gamma}{1+w}$

Os Índices físicos determinados em laboratório são: umidade (w), densidade real do grão ($\delta=G_s$) e peso específico aparente úmido (γ), os demais são calculados a partir destes, por meio de expressões que os correlacionam.

A determinação dos Índices Físicos dos solos representa importante informação geotécnica que permite, por exemplo, determinar a compacidade de solos granulares e a

consistência de solos finos, por meio, respectivamente, do índice de vazios (e) e do teor de umidade (w).

1.2 Granulometria

Existem, nos solos, partículas de diversos tamanhos. Nem sempre é fácil identificar as partículas, porque grãos de areia, por exemplo, podem estar envoltos por partículas de argila. Quando secas, aglomerações somente com argila e argila com areia são idênticas, porém, quando úmidas, a identificação é fácil, através, por exemplo, da verificação tátil-visual.

Para o reconhecimento do tamanho dos grãos de um solo, realiza-se a análise granulométrica, que consiste, em geral, de duas fases: peneiramento e sedimentação. O resultado da análise é representado pela curva granulométrica. O peso do material que passa em cada peneira, referido ao peso seco da amostra, é considerado como a porcentagem que passa e representado graficamente em função da abertura da peneira em escala logarítmica.

A abertura nominal da peneira é considerada como o diâmetro das partículas. Trata-se evidentemente, de um diâmetro equivalente, pois as partículas não são esféricas.

1.2.1 Identificação da granulometria

A análise granulométrica pode ser realizada através dos ensaios de peneiramento, para partículas acima de 0,075 mm, e sedimentação, para partículas abaixo de 0,075 mm (ABNT NBR 7181:1984).

O resultado é representado em gráfico semi-logarítmico Diâmetro dos grãos x Porcentagem que passa (Figura 02).

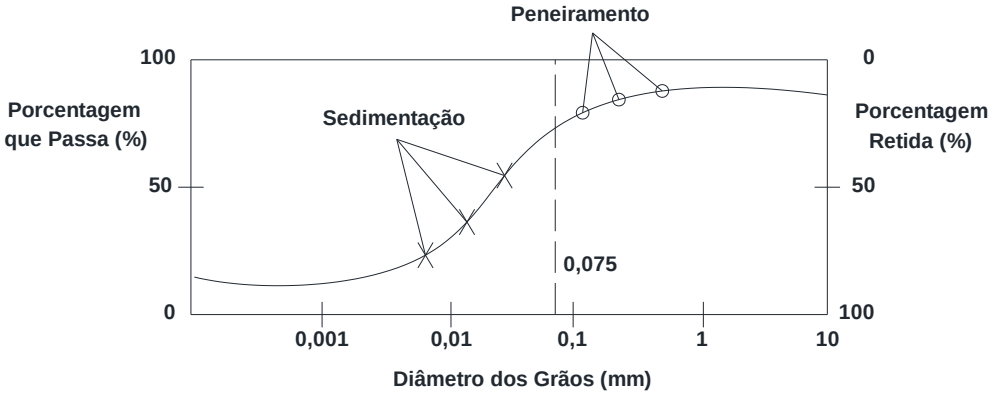

Figura 02 – Curva granulométrica.

Em escala logarítmica, os pontos devem ser determinados considerando interpolação logarítmica (Figura 03), como segue:

$$\frac{\log_b - \log_a}{d(cm)} = \frac{\log_x - \log_a}{y(cm)} \qquad (01)$$

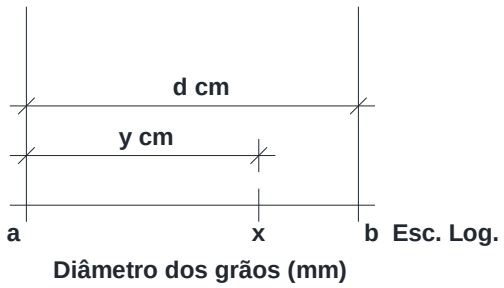

Figura 03 – Escala logarítmica.

a) Granulometria por Peneiramento

A análise granulométrica por peneiramento tem como limitação a abertura da malha das peneiras, que não pode ser tão pequena quanto o diâmetro de interesse. A menor peneira, costumeiramente empregada, é a de nº 200 (ABNT NBR 5734:1998), cuja

abertura é de 0,075 mm. Existem peneiras com malhas de menores dimensões para estudos especiais, mas são pouco resistentes e por isso não são usadas rotineiramente. Mesmo estas, por sinal, têm aberturas muito maiores do que as dimensões das partículas mais finas do solo. Sendo assim, é utilizado um conjunto de peneiras padronizadas e o peso do material que passa em cada peneira, referido ao peso seco da amostra, é considerado como porcentagem que passa. A abertura nominal da malha da peneira é considerada como diâmetro das partículas. A Figura 04 apresenta a sequência de peneiras para ensaio de granulometria por peneiramento.

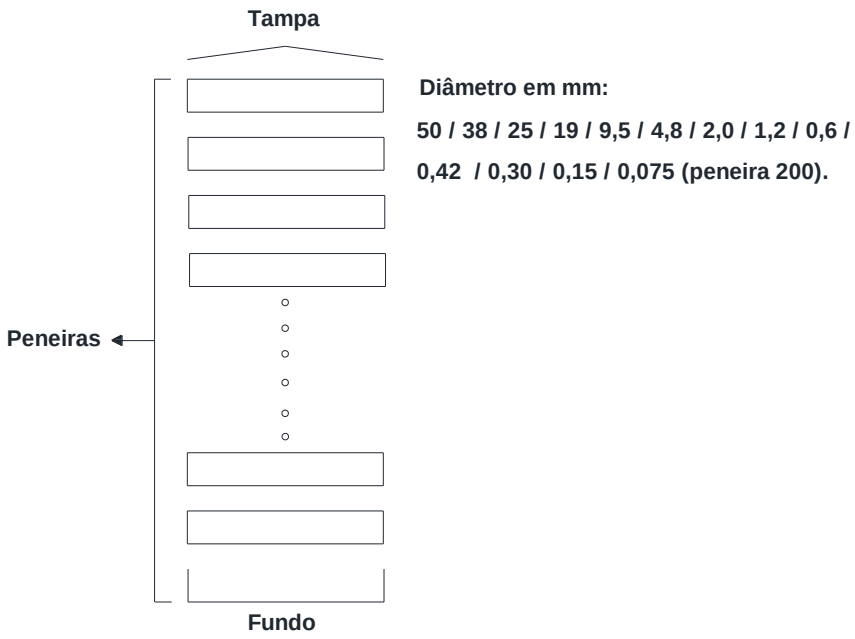

Figura 04 – Sequência de peneiras para ensaio de granulometria por peneiramento.

b) Granulometria por Sedimentação

Quando há interesse no conhecimento da distribuição granulométrica da porção mais fina dos solos (diâmetro inferior a 0,075 mm), emprega-se a técnica de sedimentação, que se baseia na Lei de Stokes que afirma que a velocidade de queda de partículas esféricas, num fluido, atinge um valor limite que depende do peso específico do material da esfera

(γ_s), do peso específico do fluido (γ), da viscosidade do fluido (μ), e do diâmetro da esfera (D), conforme a expressão:

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} D^2 \qquad (02)$$

A densidade de uma suspensão vai variar com o tempo. Em uma certa profundidade, menor quantidade de partículas estarão presentes (Figura 05).

$$v = \frac{Z}{t_1} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} D^2 \qquad (03)$$

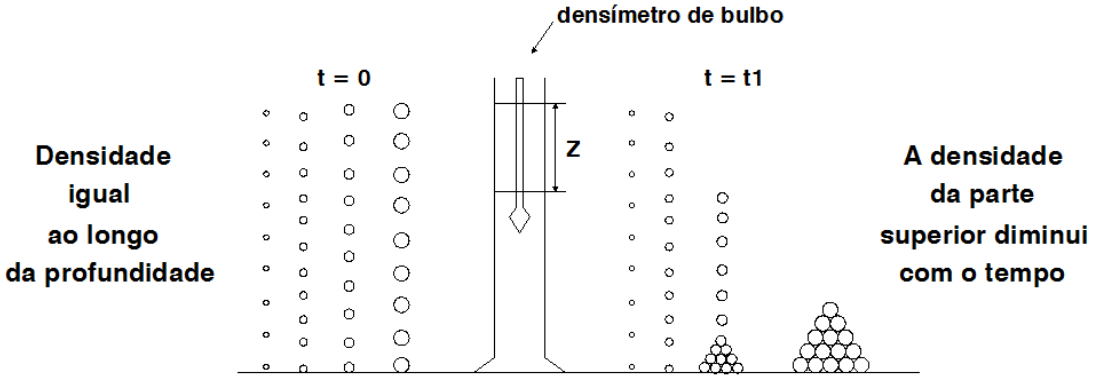

Figura 05 - Variação da densidade da suspensão com tempo.

A densidade da suspensão, em tempos diferentes, é determinada com um densímetro, que também indica a profundidade correspondente. Diversas leituras do densímetro, em diversos intervalos de tempo, determinarão igual número de pontos na curva granulométrica, completando a parte da curva obtida por peneiramento, para a fração fina da amostra de solo. Para execução desse ensaio é importante separar as partículas aglomeradas.

1.3 Limites de Consistência (Limites de Atterberg)

Os valores de umidade, que um solo fino apresenta e que indicam os limites correspondentes às mudanças de estado aparente do material, são denominados limites de

consistência ou limites de Atterberg. Esta divisão é atribuída a Atterberg, agrônomo sueco em 1911. A Figura 06 mostra a relação entre a umidade e volume no solo.

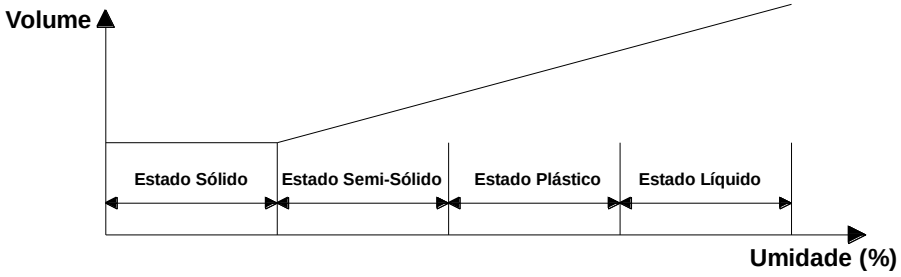

Figura 06 – Relação umidade e volume no solo.

Só a distribuição granulométrica não caracteriza bem o comportamento dos solos sob o ponto de vista de engenharia. A fração fina dos solos tem uma importância muito grande neste comportamento e suas variações de superfícies específicas e composições mineralógicas, mesmo considerando mesmas frações de finos, podem representar grandes diferenças no comportamento dos solos. Com o objetivo de evitar estudos mais complexos de mineralogia nos solos, na prática de engenharia considera-se uma análise indireta, baseada no comportamento do solo na presença de água, para identificar a influência das partículas argilosas em seu comportamento. Emprega-se, emtão, os ensaios e índices propostos pelo engenheiro agrônomo Atterberg, que foram adaptados e padronizados pelo professor de Mecânica dos Solos Arthur Casagrande. Os limites se baseiam na constatação de que um solo argiloso comporta-se de maneiras bem distintas conforme seu teor de umidade, como segue:

- Quando muito úmido: o solo argiloso comporta-se como um líquido;
- Quando perde parte de sua água: o solo argiloso torna-se plástico;
- Quando seco: o solo argiloso apresenta-se quebradiço.

Os limites, indicados pelo teor de umidade (w) e definidos no solo considerando a mudança de estado, são: limite de liquidez (LP), limite de plasticidade (LP) e limite de contração (LP).

A partir dos valores de teor de umidade que determinam mudança de estado dos solos, podem ser determinados os índices de plasticidade e consistência como segue:

- Índice de Plasticidade (IP): Informa a amplitude da faixa de plasticidade. Este índice é empregado para classificar solos.

$$IP = LL - LP \qquad (04)$$

- Índice de Consistência (IC): Permite a identificação do estado de solos finos.

$$IC = \frac{LL - h(\%)}{LL - LP} \qquad (05)$$

A Tabela 03 apresenta limites de liquidez e índices de plasticidades de alguns tipos de solos.

Tabela 03 – limites de liquidez e índices de plasticidades de alguns solos.

Solo	LL (%)	IP (%)
Residual de Gnaisse	45 - 55	20 - 25
Argila Orgânica	70	30
Areias Argilosas	20 - 40	5 - 15

- Limite de Contração (LC): Representa o teor de umidade a partir do qual o solo não mais se contrai, não obstante continue perdendo umidade (Figura 07).

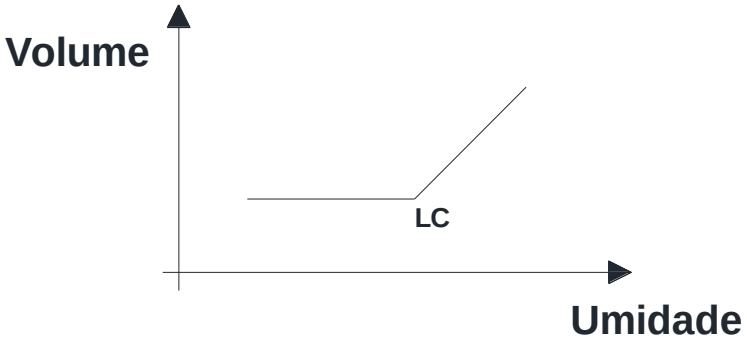

Figura 07 – Limite de Contração de solo no gráfico Umidade x Volume.

- Atividade das Argilas: Os índices de Atterberg indicam a influência dos finos argilosos no comportamento do solo. Certos solos com teores elevados de argila podem apresentar índices mais baixos do que aqueles com pequenos teores de argila. Isto pode ocorrer porque a composição mineralógica dos argilo-minerais é bastante variável. Pequenos teores de argila e altos índices de consistência indicam que a argila é muito ativa. A Tabela 04 mostra a classificação de atividade de argilas partindo de valores de índice de atividade (IA).

$$\text{Índice de Atividade (IA)} = \frac{IP}{\text{Fração de Argila } (< 0{,}002mm)} \qquad (06)$$

Tabela 04 – Classificação de atividade de argilas.

Argila	Índice de Atividade
Normal	0,75 - 1,25
Inativa	< 0,75
Ativa	> 1,25

1.4 Ensaios para Determinação dos Limites de Consistência

A seguir são abordados os ensaios de laboratório utilizados para obtenção dos limites de liquidez, plasticidade e contração de solos de acordo, respectivamente, com ABNT NBR 6459:1984, ABNT NBR 7180:1984 e ABNT NBR 7183:1982.

- Limite de Liquidez: O limite de liquidez é definido como o teor de umidade do solo no qual uma ranhura nele feita requer 25 golpes para se fechar numa concha. Para tal é utilizado o aparelho de Casagrande (Figura 08). Diversas tentativas são realizadas, com o solo em diferentes teores de umidade, anotando-se o número de golpes para fechar a ranhura, obtendo-se o limite de liquidez (LL) pela interpolação dos resultados no gráfico semi-logarítmico golpes x umidade (Figura 09).

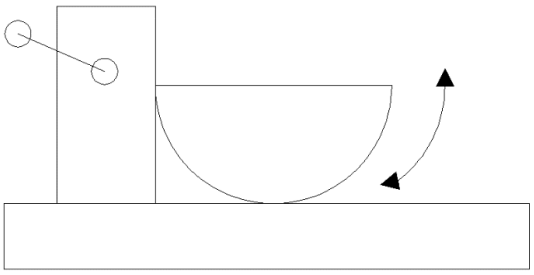

Figura 08 – Aparelho de Casagrande.

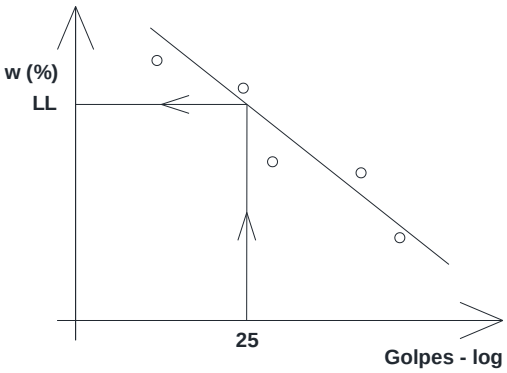

Figura 09 – Gráfico para determinação do limite de liquidez (LL).

- Limite de Plasticidade: O limite de plasticidade (LP) é definido como o menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro e 10cm de comprimento (Figura 10), rolando-se o solo com a palma da mão sobre uma placa de vidro esmerilhado.

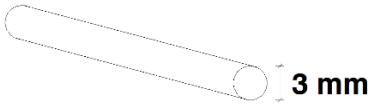

Figura 10 – Cilindro de moldagem do ensaio de determinação de limite de plasticidade.

- Limite de Contração: Molda-se, em uma cápsula, uma amostra com alto teor de umidade, seca-se em estufa e determina-se o limite de contração (LC) e a relação de contração (RC).

$$\mathrm{LC} = \left(\frac{V_2}{P_2} - \frac{1}{\delta} \right) 100 \qquad (07)$$

$$\mathrm{RC} = \frac{P_2}{V_2} \qquad (08)$$

Sendo:

V_2 – Volume do solo seco;

δ - Massa específica do grão (ABNT NBR 6508:1984);

P_2 – Peso do solo seco.

1.5 Estados dos solos

Os solos podem se apresentar de diversas formas com a alteração de seus índices físicos. É observado que diferentes solos apresentam variações em seus estados de acordo com variações em índices específicos para cada um desses. A seguir serão descritos os casos das areias e argilas.

a) Estado das Areias – Compacidade

O estado em que se encontra uma areia pode ser obtido em função de seu índice de vazios (e). Este dado isoladamente, entretanto, fornece pouca informação sobre o comportamento da areia, pois, com o mesmo índice de vazios, uma areia pode estar compacta e outra fofa. É necessário, então, analisar o índice de vazios natural de uma areia em relação com os índices de vazios máximo e mínimo em que ela pode se encontrar.

- Índice de Vazios:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \qquad (09)$$

V_v = Volume de Vazios

V_s = Volume das Partículas Sólidas.

- Determinação indireta do índice de vazios no campo:

1) Calcula-se o peso específico aparente seco no campo:

γ - Peso específico aparente úmido ou natural (P/V);

w - Umidade (P_w/P_s);

γ_d - Peso específico aparente seco (P_s/V).

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} \qquad (10)$$

2) Determina-se em laboratório o peso específico dos sólidos:

γ_s - Peso específico dos sólidos (P_s/V_s).

O teor de umidade também pode ser determinado no laboratório com amostras trazidas do campo com conservação da umidade de campo.

3) Calcula-se o índice de vazios:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \qquad (11)$$

- Determinação da compacidade das areias: A condição de compacidade de solos granulares varia de acordo com o índice de vazios em cada situação (Figura 11). A partir da situação de compacidade natural e das condições extremas, em que o solo apresenta índice vazios mínimo e índice de vazios máximo, pode-se calcular a densidade relativa ou grau de compacidade (D_r) de acordo com a expressão a seguir. As condições extremas de compacidade podem ser obtidas seguindo ABNT NBR 12051:1991 e ABNT NBR 12004:1990.

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \qquad (12)$$

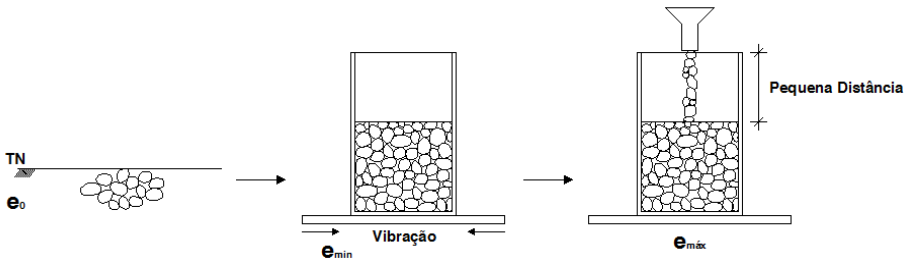

Figura 11 – Diferentes condições de compacidade de areia.

Os índices de vazios máximos e mínimo dependem das características da areia. Os valores são tão maiores quanto mais angulares são os grãos e quanto mais mal graduadas as areias.

Como exemplo, a Figura 12 apresenta as relações dos índices de vazios das areias A e B, de acordo com a Tabela 05. Observa-se que, se ambos estiverem com e = 0,65, a areia A estará compacta e a areia B estará fofa, de acordo com a classificação, sugerida por Terzaghi (Tabela 06). Quanto maior o D_r, mais compacta é a areia. Em geral, areias compactas apresentam maior resistência e menor deformabilidade.

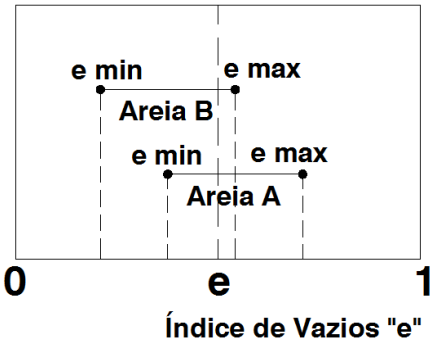

Figura 12 – Relações de índices de vazios das areias A e B.

Tabela 05 – Valores de índices de vazios das areias A e B.

Índice de vazios	Areia A	Areia B
e	0,65	0,65
e_{min}	0,60	0,40
e_{max}	0,90	0,70

Tabela 06 – Classificação das areias considerando a compacidade.

Classificação	D_r
Areia fofa	<0,33
Areia de compacidade média	0,33 - 0,66
Areia compacta	>0,66

b) Estado das Argilas – Consistência

A partir do teor de umidade de uma argila, quando relacionado com seus limites de liquidez e plasticidade, pode-se obter o estado em que essa se encontra. Um exemplo típico da variação de estado do solo argiloso é uma estrada de terra constituída desse material: ao chover, após a chuva e quando está completamente seca.

A as Tabela 07 apresenta a variação de estado do solo fino em função do Índice de consistência (IC).

Tabela 07 – Estado do solo fino em função do índice de consistência.

Consistência	IC
Muito mole	< 0,00
mole	0,00 - 0,50
Média	0,50 - 0,75
rija	0,75 - 1,00
Dura	>1,00

Quando se manuseia uma argila, percebe-se uma certa consistência, ao contrário das areias que desmancham facilmente. Por esta razão, o estado em que se encontra uma argila costuma ser indicado pela resistência que ela apresenta. A consistência das argilas pode ser quantificada por meio de um ensaio de compressão simples. Em função da resistência à compressão simples, a consistência das argilas é expressa como mostrada na Tabela 08.

Tabela 08 – Relação de consistência e resistência à compressão simples.

Consistência	Resistência (kPa)
Muito mole	<25
mole	25 - 50
Média	50 - 100
rija	100 - 200
Muito rija	200-400
Dura	>400

1.6 Correlações Úteis entre os Índices Físicos

Partindo dos índices físicos podem ser deduzidas várias correlações. As deduções podem ser analíticas ou por meio do diagrama de fases, como será mostrado nesta seção.

- Índice de Vazios (e) e Porosidade (n):

i) Solução 1

$$e = \frac{V_v}{V_s} \tag{13}$$

$$n = \frac{V_v}{V} \tag{14}$$

$$V_v = eV_s \tag{15}$$

$$V_v = nV \tag{16}$$

Com (15) = (16), tem-se:

$$eV_s = nV \tag{17}$$

$$eV_s = n(V_s + V_v) \tag{18}$$

$$e = \frac{n(V_s + V_v)}{V_s} \tag{19}$$

$$e = n\left(\frac{V_v}{V_s} + \frac{V_s}{V_s}\right) \tag{20}$$

$$e = n(e+1) \tag{21}$$

$$n = \frac{e}{e+1} \tag{22}$$

ii) Solução 2

Diagrama de fases com V_s unitário (Figura 13):

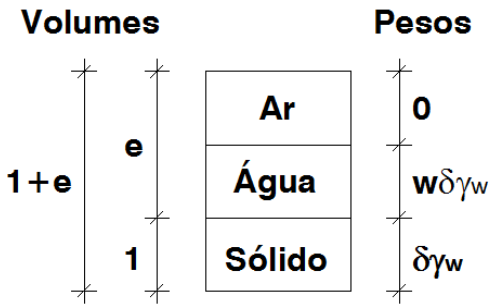

Figura 13 – Diagrama de fases.

Como:

$$e = \frac{V_V}{V_s} \tag{23}$$

Para V_s=1, tem-se:

$$e = V_v \tag{24}$$

Se:

$$\delta = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{P_s}{V_s \gamma_w} \tag{25}$$

$$P_s = \delta V_s \gamma_w \tag{26}$$

Com V_s=1, tem-se:

$$P_s = \delta \gamma_w \tag{27}$$

Com:

$$w = \frac{P_w}{P_s} \tag{28}$$

Considerando as equações (27) e (28), tem-se:

$$P_w = w\delta\gamma_w \tag{29}$$

Para n=*f*(e), tem-se:

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{e+1} \tag{30}$$

- Relações úteis considerando o solo saturado:

Adotando-se o diagrama de fases apresentado na Figura 14, para o solo saturado, com V_s unitário, tem-se:

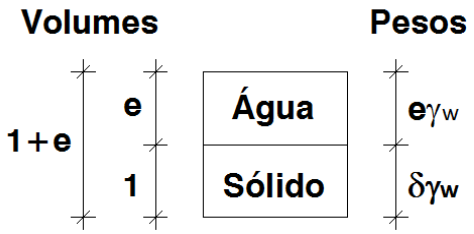

Figura 14 – Diagrama de fases de solo saturado (V_s=1).

Para o peso da água (P_w):

$$\gamma_w = \frac{P_w}{V_w} \tag{31}$$

Onde:

$$P_w = V_w\gamma_w = e\gamma_w \tag{32}$$

Considerando as equações (27) e (32) e partindo do teor de umidade, tem-se então:

$$w = \frac{e\gamma_w}{\delta\gamma_w} \tag{33}$$

Obtém-se a partir da equação (33):

$$e = w\delta \tag{34}$$

Partindo do peso específico aparente do solo saturado:

$$\gamma_{sat} = \frac{P}{V} = \frac{e\gamma_w + \delta\gamma_w}{1+e} = \frac{(e+\delta)\gamma_w}{1+e} \tag{35}$$

Ou ainda, utilizando a equação (34) na equação (35):

$$\gamma_{sat} = \frac{(e+\delta)\gamma_w}{1+e} = \frac{(w\delta+\delta)\gamma_w}{1+e} = \frac{\delta(1+w)}{1+e}\gamma_w \tag{36}$$

- Relações úteis considerando o solo parcialmente saturado:

i) Adotando-se o peso do sólido (P_s) unitário (Figura 15):

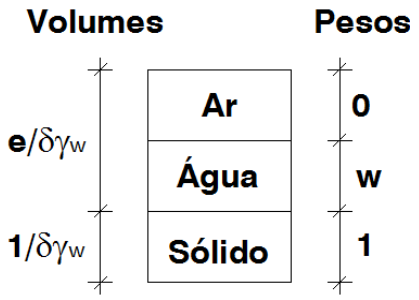

Figura 15 – Diagrama de fases de solo parcialmente saturado (P_s=1).

Para P_s=1:

$$\delta = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{P_s}{V_s\gamma_w} = \frac{1}{V_s\gamma_w} \tag{37}$$

Obtém-se, considerando a equação (37):

$$V_s = \frac{1}{\delta\gamma_w} \tag{38}$$

Com as equações (23) e (37), prova-se que:

$$V_v = \frac{e}{\delta \gamma_w} \tag{39}$$

Com a equações (28), verifica-se que:

$$P_w = w \tag{40}$$

Partindo do peso específico aparente do solo úmido, tem-se pelo diagrama de fases:

$$\gamma = \frac{P}{V} = \frac{1+w}{\frac{1}{\delta\gamma_w} + \frac{e}{\delta\gamma_w}} = \frac{1+w}{\frac{1+e}{\delta\gamma_w}} = \frac{1+w}{1+e}\delta\gamma_w = \frac{1+w}{1+e}\frac{\gamma_s}{\gamma_w}\gamma_w = \frac{1+w}{1+e}\gamma_s \tag{41}$$

ii) Com o volume do sólido (V_s) unitário (Figura 16):

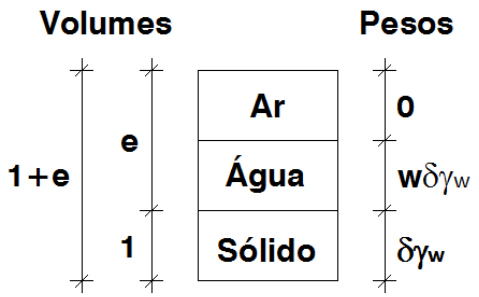

Figura 16 – Diagrama de fases de solo parcialmente saturado (V_s=1).

Partindo das equações (29) e (31):

$$V_w = \frac{P_w}{\gamma_w} = \frac{w\delta\gamma_w}{\gamma_w} = w\delta \tag{42}$$

O grau de saturação (S) pode, então, ser obtido considerando as equações (24) e (42):

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{w\delta}{e} \tag{43}$$

As relações apresentadas são de grande importância, pois, normalmente, são determinadas em laboratório somente teor de umidade (*w*), peso específico do sólido (γ_s) a partir da densidade real do grão (δ) e peso específico aparente úmido do solo (γ). O peso específico da água pode ser adotado. A sequência natural de cálculo, a partir de valores determinados em laboratório, ou estimados, é a seguinte:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} \tag{44}$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \tag{45}$$

$$S = \frac{\gamma_s w}{e\gamma_w} \tag{46}$$

- Obtenção do peso específico aparente do solo seco (γ_d) e índice de vazios (*e*):

i) $\gamma_d = f(\gamma, w)$:

$$w = \frac{P_w}{P_s} = \frac{P - P_s}{P_s} \tag{47}$$

Dividindo-se o numerador e denominador pelo volume total (V), tem-se:

$$w = \frac{\frac{P}{V} - \frac{P_s}{V}}{\frac{P_s}{V}} = \frac{\gamma - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1 \tag{48}$$

Partindo da equação (48), obtém-se:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} \tag{49}$$

ii) $e = f(\gamma_s, \gamma_d)$:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s} \tag{50}$$

Multiplicando-se a equação (50) por (P_s/P_s), tem-se:

$$e = \frac{V - V_s}{V_s}\left(\frac{P_s}{P_s}\right) = \frac{VP_s - V_s P_s}{V_s P_s} = \frac{VP_s}{V_s P_s} - 1 = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \qquad (51)$$

$\therefore$