

## 2

# Comportamento estático e dinâmico de barragens de terra

### 2.1.

#### Introdução

Neste capítulo apresenta-se uma revisão dos fatores que influenciam o comportamento de barragens de terra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos durante as principais fases da vida de uma barragem: construção por camadas, primeiro enchimento do reservatório, estabelecimento do regime de fluxo permanente de água, e rebaixamento rápido, com carregamento dinâmico, além disso, a análise de estabilidade de taludes em cada etapa.

### 2.2.

#### Comportamento durante a fase de construção da barragem

A previsão das tensões e deformações desenvolvidas durante as etapas de construção, tanto no maciço, como na fundação, é um fator importante nesta etapa do projeto da barragem. As análises de estabilidade são feitas após a determinação da distribuição destes campos no interior da estrutura, requerendo-se, portanto, um estudo dos fatores que afetam a distribuição das tensões e deformações e dos métodos adequados para a sua determinação. (Parra, 1996)

#### 2.2.1.

##### Distribuição dos recalques

O cálculo dos recalques ou deslocamentos verticais de uma barragem pode ser desenvolvido levando em conta hipóteses simplificadoras, a mais importante delas considera que o aterro tem uma grande extensão (Law, 1975), daí os deslocamentos podem ser considerados unidimensionais, como ilustrado na Figura 2.1.

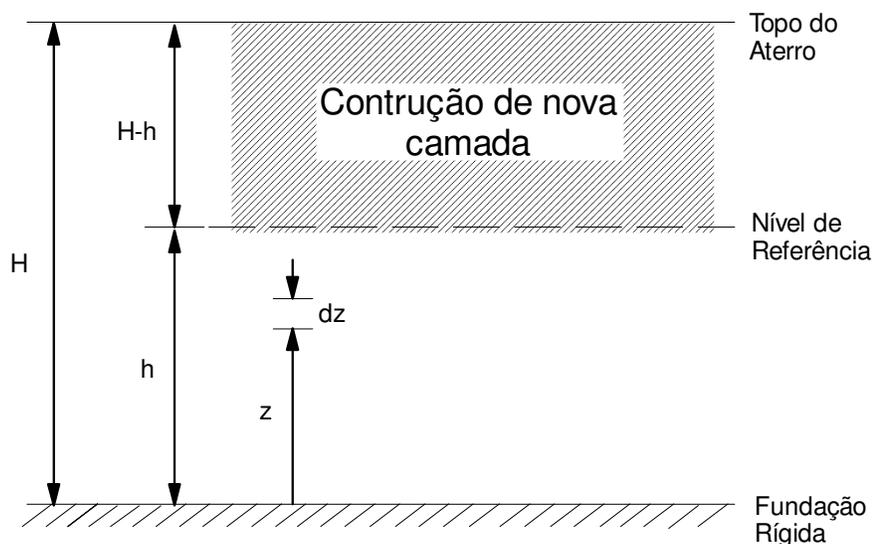


Figura 2.1 - Construção de aterro de grande extensão por camadas sucessivas-  
Law, 1975

Além disso, assume-se que não existem efeitos dependentes do tempo no comportamento do recalque e que o módulo de elasticidade,  $E$ , do aterro é constante. O incremento da tensão vertical  $\Delta\sigma_{zz}$  em qualquer ponto situado na altura  $z \leq h$  devido à construção de uma camada de espessura  $H-h$  é dado pela equação:

$$\Delta\sigma_{zz} = \gamma (H - h) \quad 2.1$$

e o deslocamento vertical do mesmo ponto pode ser calculado por:

$$\rho = \int_0^h \Delta\varepsilon_{zz} dz = \int_0^h \frac{\gamma (H - h)}{E} dz \quad 2.2$$

que, admitindo a homogeneidade da camada, portanto o peso específico  $\gamma$  e o módulo de elasticidade  $E$  são constantes, reduz-se finalmente a:

$$\rho = \frac{\gamma (H - h) h}{E} \quad 2.3$$

Desta equação, observa-se que o recalque  $\rho$  é uma função da espessura da nova camada ( $H - h$ ) e do aterro pré-existente  $h$ .

Dando a forma da equação de uma parábola, se tem:

$$\rho = \frac{-\gamma}{E} h^2 + \frac{\gamma H}{E} h^2 \quad 2.4$$

Portanto a variação do recalque com a profundidade, durante a construção da barragem, de acordo com o modelo simplificado da Figura 2.2, teria então uma forma parabólica com valor máximo na altura média da barragem, e um valor mínimo na crista da barragem, como mostrado na Figura 2.2.

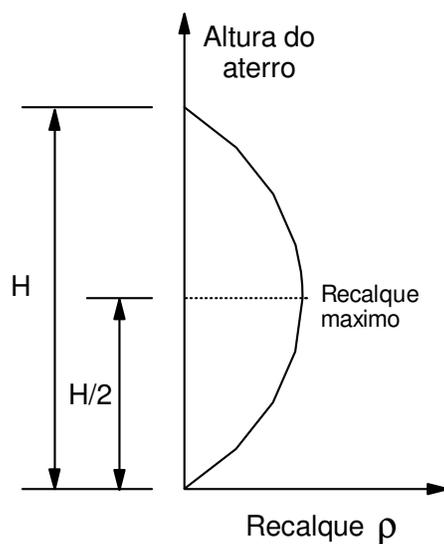


Figura 2.2

Figura 2.2 - Perfil de recalque em um aterro, com valor máximo a média altura  $H/2$  (Law, 1975).

Assim, imediatamente após a colocação de cada camada a distribuição do recalque tem forma parabólica com o valor máximo a Média altura e zero na crista e na base (Figura 2.3). Esta distribuição é bastante aproximada dos valores observados em barragens de terra/enrocamento e muito diferente daquela obtida considerando-se apenas uma etapa de construção, onde o recalque máximo localiza-se na crista da barragem. Uma análise qualitativa bastante similar poderia também ser demonstrada para os casos em que o

módulo de elasticidade é considerado dependente do estado de tensão atuante no ponto.

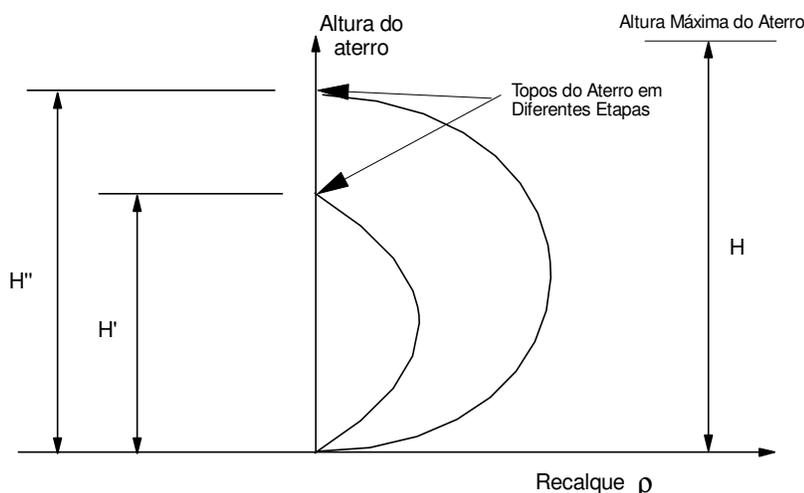


Figura 2.3 - Curvas de distribuição do recalque em diferentes etapas da construção do aterro (Law, 1975)

### 2.2.2. Influencia da anisotropia

É sabido que durante o processo de compactação por camadas é induzido certo grau de anisotropia, contudo é adoptada a isotropia como hipótese simplificadora porque, conjugar a anisotropia com as propriedades não lineares dos solos implica uma análise bastante complexa.

Para estudar a influência da anisotropia, Law (1975) realizou análises paramétricas em uma barragem hipotética de tamanho médio. O estudo concluiu que o efeito mais significativo no comportamento de um aterro típico é devido ao módulo de elasticidade na direção horizontal  $E_H$ . Se  $E_H$  é menor que o valor considerado para condições isotrópicas ( $E = E_H = E_V$ ) os resultados calculados mediante a hipótese de isotropia ( $E = E_H$ ) subestimam os recalques reais máximos, podendo diferir em até aproximadamente 10% à medida que  $E_H$  e  $\nu_H$  desviam-se dos valores isotrópicos. De modo geral, as análises isotrópicas tendem a subestimar o coeficiente de segurança, fazendo com que a análise do comportamento da obra seja feita em favor da segurança.

## **2.3. Comportamento durante o enchimento do reservatório**

### **2.3.1. Percolação por fundações e barragens**

As barragens não são obras destinadas a impedir totalmente a passagem de água por suas fundações ou pelos aterros. A percolação de certa quantidade de água é inevitável e, até certo ponto, desejável. (Sandroni, 2012)

O fluxo pela fundação e barragem pode acontecer de duas maneiras: em fluxo transiente, e em fluxo permanente ou estacionário, em condição saturada.

#### **2.3.1.1. Fluxo Permanente ou estacionário (Percolação)**

Ocorre quando a percolação se dá em condição saturada ( $S = \text{cte.}$ ) e sem variações volumétricas ( $e = \text{cte.}$ ), ou seja, considerando que tanto o esqueleto de partículas sólidas quanto a água contida nos vazios sejam incompressíveis. A força de percolação é a força aplicada pela água que percola no solo para o arraste das partículas sólidas na direção do fluxo.

Em uma análise de fluxo permanente, as poropressões em qualquer ponto da geometria do projeto permanecem constantes no tempo, vale dizer que na análise o tempo tende a infinito, sendo os resultados os mesmos para um tempo qualquer.

#### **2.3.1.2. Fluxo Transiente**

Ocorre quando a percolação se dá com variações volumétricas ( $e = \text{variável}$ ) e ou com variações do grau de saturação (solo saturado e ou solo não saturado). Podendo ocorrer adensamento ou expansão ( $e$  variando e  $S$  constante), drenagem ou inchamento a volume constante ( $e$  constante e  $S$  variando) e transiente ( $e$  e  $S$  variando).

A diferença do fluxo permanente para o fluxo transiente é que a vazão que passa através de uma superfície de um elemento de solo em um tempo unitário varia com o tempo; assim também as poropressões e velocidades mudam através do tempo durante a ocorrência do fluxo que vai acompanhado da

mudança de nível de água. Podendo se gerar variações de poropressões elevadas que excedem os valores máximos admissíveis.

Em quanto à rede de fluxo, Cedergren (1977), menciona que a equação base para o traçado da rede fluxo transiente, num tempo necessário  $\Delta t$  para que as partículas de água movimentem-se pela massa de solo, uma distância  $\Delta l$  igual à velocidade multiplicada por o tempo  $\Delta t$ , vem dada pela equação:

$$\Delta t = \frac{\Delta l}{v_{sl}} \quad 2.5$$

O frente de saturação move-se do estado seco a um estado saturado ou de um estado saturado a um parcialmente saturado. Dentre a zona saturada a equação de continuidade é satisfeita, portanto a rede de fluxo pode ser projetada. Esta última difere da rede de fluxo em estado permanente porque as linhas de fluxo não são paralelas à linha freática, a interceptam. Quando a saturação está penetrando no solo como acontece durante a saturação de uma barragem, as linhas de fluxo partem no ponto de início da linha freática.

### 2.3.1.3.

#### **Coefficiente de Permeabilidade de solos saturados (k)**

O coeficiente de permeabilidade como definido por Darcy, tem proporção direta com a velocidade de percolação do fluido através dos poros do solo, é assim que até representa a velocidade de percolação quando a gradiente hidráulica é igual a 1,0.

O coeficiente de permeabilidade pode variar numa escala de mais de um bilhão de vezes, nenhuma outra propriedade de materiais de construção civil apresenta tanta variação quanto o coeficiente de permeabilidade (Tabela 2.1 e Tabela 2.2), podendo alcançar valores máximos de 30 cm/s ( $2,592 \times 10^4$  m/dia) para pedregulho limpo, ou mínimos de  $10^{-9}$  cm/seg ( $8,64 \times 10^{-7}$  m/dia) para argilas. Para análises de fluxo, se assume que o valor da permeabilidade é constante assim seja sabido que o coeficiente de permeabilidade para um mesmo solo pode variar em função de diversos fatores.

Tabela 2.1 – Valores típicos do coeficiente de permeabilidade  $k$  (Romanel, 2010)

Solo	Coeficiente de permeabilidade $k$	
	(cm/seg)	(m/dia)
Pedregulho	$> 10^{-3}$	$> 8,64 \times 10^{-2}$
Areia	$10^{-5}$ a $10^{-3}$	$8,64 \times 10^{-4}$ a $8,64 \times 10^{-2}$
Silte	$10^{-7}$ a $10^{-9}$	$8,64 \times 10^{-6}$ a $8,64 \times 10^{-8}$
Argila	$< 10^{-9}$	$8,64 \times 10^{-8}$

Tabela 2.2 – Classificação quanto ao grau de permeabilidade (Terzaghi e Peck, 1967)

Coeficiente de permeabilidade		Grau de Permeabilidade
(cm/seg)	(m/dia)	
$k < 10^{-7}$	$k < 8,64 \times 10^{-5}$	Praticamente impermeável
$10^{-7} < k < 10^{-5}$	$8,64 \times 10^{-5} < k < 8,64 \times 10^{-3}$	Muito baixo
$10^{-5} < k < 5 \times 10^{-3}$	$8,64 \times 10^{-3} < k < 4,325$	Baixo
$10^{-3} < k < 10^{-1}$	$8,64 \times 10^{-1} < k < 86,4$	Medio
$k > 10^{-1}$	$k > 86,4$	Alto

Um dos fatores que influem na permeabilidade é o efeito do processo de compactação que evidencia a anisotropia com relação à engenharia da barragem e a permeabilidade, apresentando maior coeficiente de permeabilidade na direção horizontal do que na vertical. Como resultado se tem permeabilidades horizontais ( $k_h$ ) bem maiores que a vertical ( $k_v$ ) e a proporção entre a permeabilidade horizontal e a vertical pode variar de  $k_h/k_v \geq 9$  a  $k_h/k_v \geq 100$  (Fell, 1992). Durante o processo de compactação, a umidade influi na conformação da estrutura do solo que a sua vez influi na permeabilidade. Por exemplo, quando a massa de solo é compactada em estado seco, as partículas se dispõem em estrutura floculada permitindo maior facilidade na passagem de água, em tanto quando compactada em estado úmido gera uma estrutura dispersa que apresenta maior oposição ao passo da água.

Souza Pinto (2000) cita que coeficientes de permeabilidade na direção horizontal podem atingir valores até 15 vezes maiores do que na vertical. No

entanto, Cruz (1996) afirma que o mais comum é encontrar diferenças na ordem de cinco vezes. Esta razão de permeabilidade é de fundamental importância no estudo de fluxo através de barragens.

A permeabilidade também se vê diminuída segundo o nível de tensões, daí tem se permeabilidades menores no trecho central da barragem, devido aos elevados níveis de tensão que ocorrem nesta região. O que também acontece na região da fundação, situada sob o eixo central da barragem, e maiores valores de permeabilidade nas proximidades do pé da barragem. A redução de permeabilidade durante o período construtivo se deveu ao adensamento do material, sob efeito do carregamento imposto pela construção do aterro. Os autores concluíram que a redução de permeabilidade durante o período construtivo se deveu ao adensamento do material, sob efeito do carregamento imposto pela construção do aterro, e o incremento da permeabilidade nas proximidades do pé do talude foi atribuída a deformações horizontais de cisalhamento, que ocorrem com maior intensidade nesta região próxima, que tendendo a provocar uma expansão volumétrica no solo.

### **2.3.2.**

#### **Comportamento durante o primeiro enchimento**

O comportamento de barragens de terra e enrocamento durante o primeiro enchimento é bastante diferente daquele apresentado durante a etapa da construção, principalmente em relação à compressibilidade, perda da rigidez e perda de resistência ou cisalhamento, dependendo da geometria, natureza e propriedades físicas dos materiais. Isto ocorre principalmente porque os acréscimos de carga na face de talude de montante por incremento do nível de água são aplicados em curtos períodos de tempo, dando origem à ocorrência de movimentos complexos que geram deslocamentos e variações de tensões. Outra consequência do enchimento do reservatório poderá ser o faturamento hidráulico (Pereira, 1986).

Nobari e Duncan (1972), em uma detalhada revisão dos casos históricos de movimentos em barragens causados pelo enchimento do reservatório, indicaram que a complexidade desses movimentos resulta de três diferentes causas:

(1) a compressão devido ao umedecimento da fundação gera recalque não uniforme, pois o montante da fundação é umedecido primeiro podendo ocorrer colapso;

(2) a compressão devido ao umedecimento do material de barragens homogêneas ou do espaldar de montante de barragens zonadas produz recalques nesta região da barragem com movimentos na direção de montante e possíveis fissuras longitudinais; além disso, (Pereira, 1986), menciona que produz amolecimento e perda de resistência ao cisalhamento do material desta zona. Devido à parte inferior, altamente tensionada, sofrer molhagem logo nas primeiras etapas do enchimento, o colapso da aba montante é bem pronunciado e ocorre maior espraiamento desse material no sentido do reservatório. Em consequência, o núcleo move-se neste sentido, pois há diminuição da tensão confinante a que estava submetido;

(3) o próprio carregamento ocasionado pela pressão d'água ocasiona movimentos na direção de jusante. Devido a essa carga aumentar com o quadrado da altura d'água, esta ação é mais pronunciada nas fases posteriores do enchimento, podendo ou não predominar sobre os efeitos descritos anteriormente.

A submersão do material de montante pode conduzir a acentuadas deformações. Geralmente nestes materiais ocorrem recalques importantes, verificando-se uma rotação do corpo da barragem para montante na fase inicial do enchimento e, posteriormente, quando a pressão hidrostática atinge valores consideráveis, inverte-se o sentido daquela rotação para jusante.

Nobari e Duncan (op. cit.) também indicaram que quatro efeitos separados ocorrem devido ao primeiro enchimento de uma barragem zonada (Fig. 2.4), sendo as deformações compressivas as predominantes na combinação destes.

### **2.3.3. Pressão hidráulica no núcleo**

Durante a fase de enchimento do reservatório, ocorre instantaneamente uma pressão hidrostática na face de montante do núcleo, como ilustrado na Figura 2.4a devido a que se considera a permeabilidade do núcleo muito pequena em relação à permeabilidade do material do espaldar de montante. Esta pressão hidrostática produzirá deslocamentos direcionados para jusante,

chegando a ser apreciáveis na fase final do enchimento do reservatório, com a inversão da rotação inicial da barragem de montante para jusante.

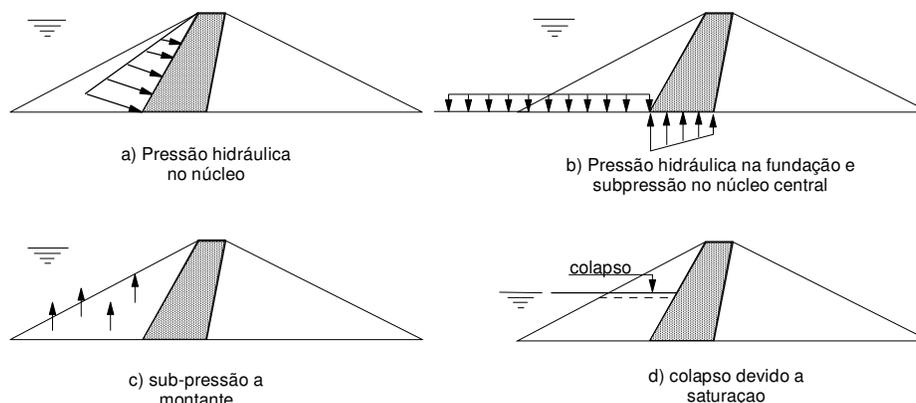


Figura 2.4 - Efeitos do primeiro enchimento do reservatório em uma barragem zonada (de Nobari e Duncan, 1972)

#### 2.3.4.

#### **Pressão hidráulica na fundação e sub pressão no núcleo central**

Pressões hidrostáticas na fundação da montante originam recalques e rotação da barragem para montante, enquanto que a sub pressão na base do núcleo central causam movimentos ascendentes e rotação da barragem para jusante. Na Figura 2.4 b se ilustra a ocorrência destes efeitos.

Embora possam ocorrer deformações devido a estes dois efeitos, não são de muito interesse prático, razão para não ser considerados em simulações numéricas pelo método dos elementos finitos, devido a que geralmente as fundações são constituídas por rochas o solo, suficientemente rígido e estão parcialmente saturados.

#### 2.3.5.

#### **Sub pressão a montante**

Devido ao efeito da Arquimedes que sofre o espaldar submerso de montante de barragens zonadas se originam pressões que tendem a causar deslocamentos verticais ascendentes.

### **2.3.6. Colapso devido à saturação**

Alguns tipos de solos sofrem recalque devido ao aumento de umidade, fenômeno este conhecido por colapso. Este fenômeno geralmente ocorre em solos siltosos porém podendo também acontecer no caso de pedregulhos e enrocamento devido à redução da resistência dos materiais causada pelo umedecimento das superfícies de contato. Para outros materiais, o colapso deve-se à perda de sucção (coesão aparente) ou mesmo dissolução ou quebra da cimentação real.

Numa barragem de terra ou enrocamento este fenômeno pode ocorrer devido à saturação dos materiais do espaldar da montante na etapa do primeiro enchimento, provocando recalques bem como rotações na barragem na direção de montante.

O fenômeno de colapso devido à saturação tem sido constatado em diversas barragens de terra e enrocamento. Vários autores (Nobari e Duncan, 1972; Veiga Pinto, 1983, entre outros) verificaram a ocorrência de importantes recalques devido ao colapso em ensaios triaxiais e edométricos considerando materiais inicialmente secos (pedregulho e enrocamento) e em seguida saturados a determinados níveis de tensão.

## **2.4. Transferência de cargas**

Transferência de cargas ocorre durante o deslocamento relativo entre regiões da barragem, como resultado de diferenças entre as características de deformabilidade de materiais. Podem ser citados dois tipos de transferência de cargas em barragens: (a) transferência de cargas do aterro para as ombreiras e (b) transferência de cargas entre o núcleo e os espaldares.

### **2.4.1. Transferência de cargas do aterro para as ombreiras**

Neste caso, a transferência de cargas é devida aos recalques diferenciais do aterro ao longo do vale como também às diferenças de deformabilidade entre os materiais do aterro e as rochas das ombreiras. Para considerar a influência

destes recalques diferenciais é muitas vezes necessária uma análise tridimensional considerando a forma do vale, sua extensão, propriedades mecânicas e hidráulicas dos materiais da fundação, do aterro e das ombreiras.

#### **2.4.2.**

#### **Transferência de cargas entre o núcleo e os espaldares**

Desenvolve-se principalmente devido à diferença nas características de deformabilidade dos materiais que as compõem. Em consequência, uma região tende a se deslocar mais do que a outra sob ação do peso próprio, com mobilização de tensões cisalhantes ao longo das interfaces e transferência de carga entre estas regiões da barragem.

Para estudar este tipo de transferência de cargas, sob diferentes condições de rigidez relativa entre os materiais do núcleo e espaldares, Law (1975) realizou uma análise paramétrica por elementos finitos durante a etapa de construção de uma barragem de tamanho médio. Os resultados apresentados, indicam que quanto mais rígido o espaldar, em comparação à rigidez do núcleo, maior é a transferência de cargas do núcleo para os espaldares, verificando-se também que as tensões principais maiores nas proximidades da base do núcleo são menores que as tensões de sobrecarga.

Deste estudo paramétrico pelo método dos elementos finitos fica claro que os recalques, deformações e tensões na barragem são funções da rigidez do núcleo, da rigidez do espaldar e principalmente da razão entre estas (rigidez relativa). Ainda que um incremento da rigidez dos espaldares possa reduzir o recalque no núcleo devido à transferência de cargas, uma diferença de rigidez muito grande pode também alterar a segurança da estrutura devido às baixas tensões resultantes desta transferência, facilitando o desenvolvimento de fissuras no núcleo.

A ocorrência de ruptura hidráulica pode também ocorrer como consequência direta da transferência de cargas do núcleo central aos materiais dos espaldares de uma barragem zonada. Esta transferência é mais crítica na fase de construção, onde a tensão principal mínima pode atingir valor muito baixo. O fenômeno de ruptura hidráulica acontecerá se as poropressões desenvolvidas no núcleo central devido à construção do aterro atingirem o valor da tensão principal mínima, ocasionando fissuras no seu interior.

## 2.5. Trajetória de tensões

Na análise de barragens de terra ou de enrocamento através de métodos analíticos ou numéricos, como o método dos elementos finitos, é preciso conhecer se as trajetórias de tensão seguidas nos diferentes pontos do aterro, tanto na fase de construção quanto na de primeiro enchimento, este conhecimento é essencial para uma escolha adequada de leis constitutivas que simulem o comportamento dos diversos materiais da barragem sob várias situações de carregamento. (Parra, 1996)

Naylor (1991) cita que uma lei constitutiva ideal é independente da trajetória de tensões, mas na prática é necessário relacionar-se os diversos parâmetros geotécnicos, e às vezes a própria lei, à trajetória seguida. O autor descreve as trajetórias de tensão comumente seguidas pelos materiais de uma barragem nas etapas indicadas linhas abaixo.

### 2.5.1. Trajetória de tensões durante a construção

As trajetórias de tensão total na maior parte dos diferentes tipos de barragens partem da origem do diagrama  $p$ ,  $p'$ - $q$  (Figura 2.5a). No núcleo de argila, no entanto, a trajetória de tensões efetivas é mais complexa (Figura 2.5b). Imediatamente após a compactação haverá uma sucção  $p_o'$  igual à tensão efetiva inicial, sendo a tensão total nesta etapa desprezível. O material não está completamente saturado, de modo que a construção do aterro acima do ponto considerado, incrementará a tensão efetiva e reduzirá a sucção. No ponto X a poropressão torna-se positiva e o ar presente nos vazios diminuirá progressivamente até a saturação completa do material. Para que em argilas moles isto ocorra bastam poucos metros de aterro construído. Nesta etapa ( $B \approx 1$ ), os valores dos incrementos de poropressão podem aproximar-se dos valores dos incrementos de tensão total e a tensão efetiva média  $p'$  não mudará muito. De fato, esta pode ainda reduzir-se até aproximar-se ao estado crítico (ponto C) devido ao cisalhamento do solo sob condições não drenadas. O problema poderá ser simplificado assumindo-se que a argila se encontra saturada desde o início e considerando-se um valor da sucção inicial  $p_o^*$  como mostrado na Figura 2.5b. Neste caso a trajetória de tensões efetivas é aquela indicada na figura pela linha tracejada.

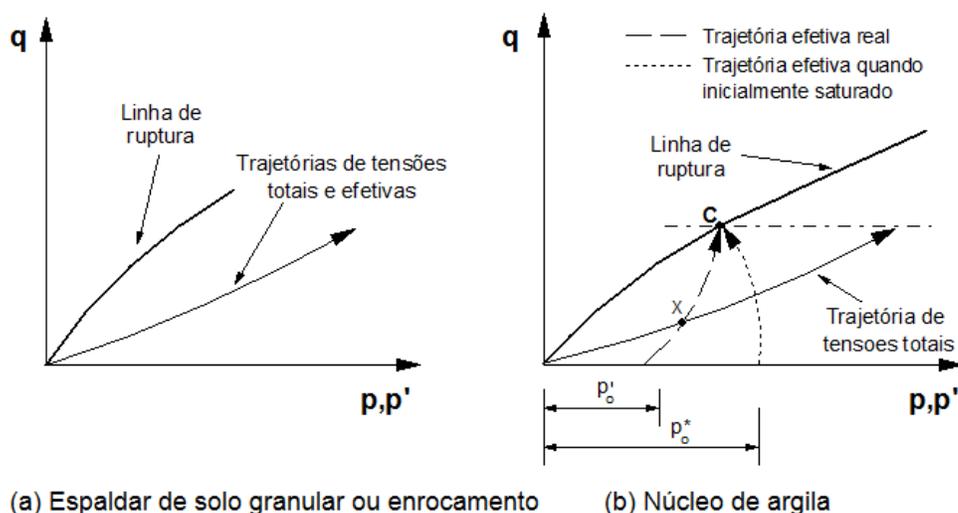


Figura 2.5 - Trajetórias de tensão durante a fase de construção (Naylor 1992)

### 2.5.2. Trajetória de tensões durante o enchimento

Durante o enchimento do reservatório, as trajetórias de tensões seguidas dependem da posição do ponto considerado dentro da barragem e do tipo de barragem.

Em barragens com núcleo central de argila à mudança de tensões, especialmente à montante, pelo efeito de Arquimedes no espaldar submerso que leva a uma redução da tensão efetiva média ( $p'$ ) e a uma mudança brusca na direção das trajetórias de tensão efetivas a partir das etapas iniciais do processo de enchimento do reservatório, à jusante a mudança de tensões é desprezível. Esta situação pode ainda mais se complicar se também foi considerada a possibilidade de recalque por colapso. Em resumo, pode-se esperar uma mudança brusca na direção das trajetórias de tensão efetivas a partir das etapas iniciais do processo de enchimento do reservatório, sendo a redução da tensão efetiva média ( $p'$ ) o fator dominante. Não é possível estabelecer-se uma forma geral para previsão das trajetórias de tensão, que dependerão do tipo do material do núcleo, da posição dos pontos avaliados, dos efeitos vinculados ao tempo, etc.

Na análise da barragem de Beliche (Veiga Pinto, 1983) são ilustradas diferentes trajetórias de tensões seguidas pelos materiais do enrocamento dos espaldares e do núcleo central (Figura 2.6 e Figura 2.7).

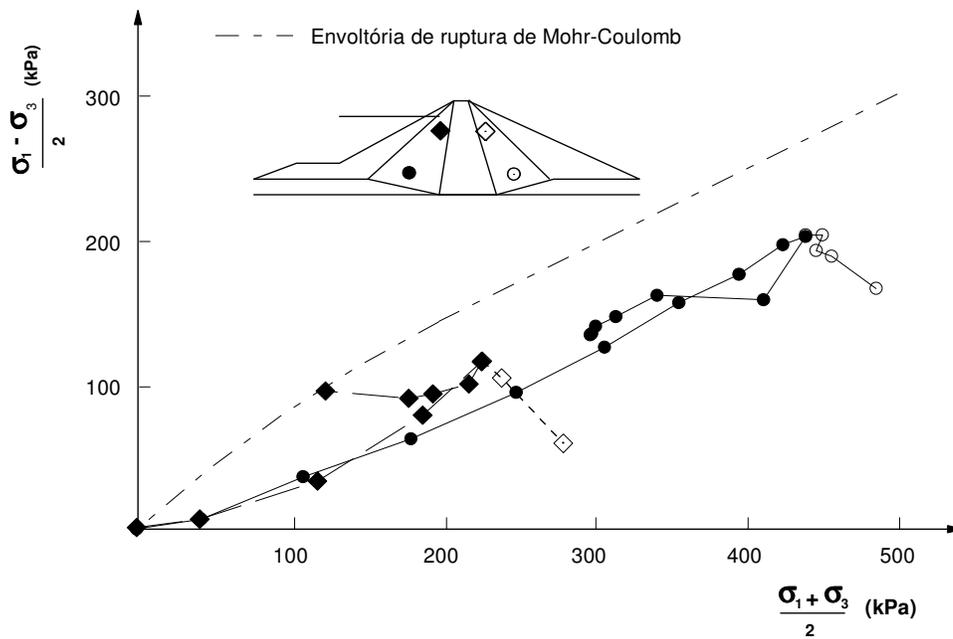


Figura 2.6 - Trajetórias de tensão típicas no material de enrocamento  
(Veiga Pinto, 1983)

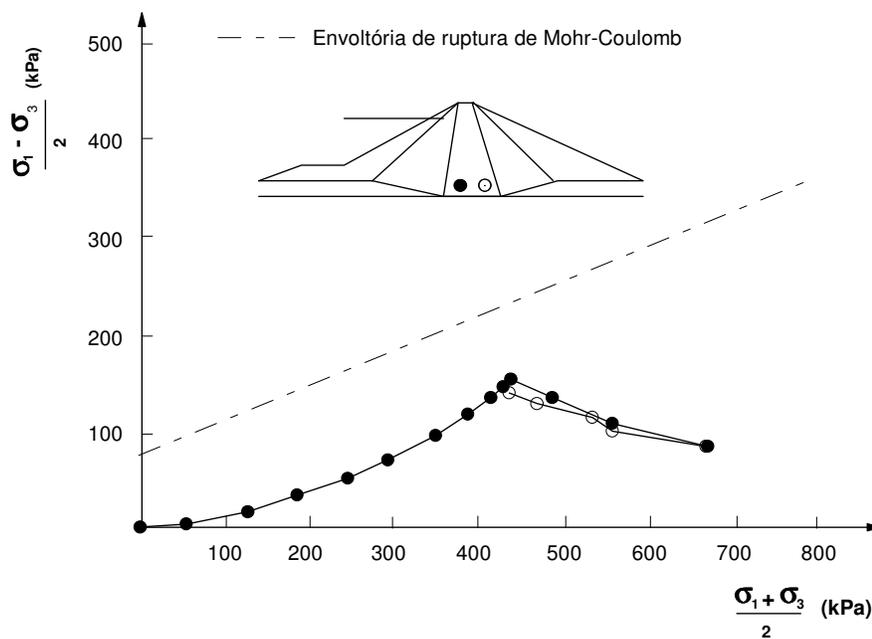


Figura 2.7 - Trajetórias de tensão típicas no material do núcleo central  
(Veiga Pinto, 1983)

Da Figura 2.6 pode-se observar que no enrocamento submerso se produz um alívio de tensões médias ( $p$ ) em tanto que na região não submersa, um acréscimo de tensões médias ( $p$ ). Além disso, se tem, em geral, uma diminuição na tensão desviadora ( $q$ ).

## 2.6.

### **Análise de estabilidade e segurança de barragens**

No projeto de barragens é importante considerar não só a estabilidade durante a vida útil da estrutura, mas também durante o processo de construção, primeiro enchimento e rebaixamento rápido. É entendido que o mecanismo de ruptura desenvolve-se depois da segunda fase de construção. Isto devido a que durante a construção e após a sua conclusão, uma barragem de terra está submetida a um conjunto de solicitações que variam no percurso do tempo. Em tal sentido é indispensável conhecer quais são as solicitações atuantes na barragem e na fundação, e a real magnitude da resistência dos materiais.

Em geral, a verificação exige uma análise das condições referentes ao maciço e à fundação. No caso que a resistência fornecida pela fundação é bastante maior que a disponível no maciço a rotura não involucra a fundação, se ao contrário a fundação é composta por terrenos moles, o resultado dará rotura no terreno de fundação. Além disso, pode-se ter rotura que engloba ambas as zonas, a barragem e a fundação. A fundação pode conter zonas de baixa resistência, produto de fissuras acontecidas durante a construção, planos de ruptura pré-existentes, zonas com valores altos da poropressão ocasionando a redução da resistência, juntas ou superfícies de apoio da barragem instáveis, entre outras.

As questões críticas para análise são: a) geometria e mecanismos de ruptura, b) poropressões e c) resistência ao cisalhamento.

- a) Geometria e mecanismos de ruptura: Existem geralmente três mecanismos potenciais de ruptura que devem ser avaliados: a) o talude da jusante na condição permanente, b) talude da montante no rebaixamento rápido e c) talude da montante e jusante durante a construção. (Fell, 1992).
- b) Poropressões: Valores elevados das poropressões determinam a localização da superfície de ruptura.

Durante a construção o grau de saturação do solo para facilitar a compactação é perto de 95% a 98% (ótimo conteúdo de umidade) como

resultado se tem o solo sobre consolidado é poropressões negativas, depois durante o lançamento de uma nova camada as camadas inferiores suportam um incremento do carregamento que se traduzem em acréscimos de poropressões (poropressões positivas) nesta condição a estabilidade da barragem é crítica.

Durante a condição permanente as poropressões são determinadas mediante o traçado das redes de fluxo ou pelo método dos elementos finitos. Levando em conta que a razão entre as permeabilidades afeitam grandemente a distribuição da rede de fluxo no talude da jusante especialmente se não apresenta medidas de controle como drenos verticais. A permeabilidade da fundação apresenta algumas vezes valores bem maiores que o solo compactado da barragem, por exemplo, a maioria das rochas tem permeabilidades entre  $10^{-5}$  a  $10^{-7}$  m/seg comparadas com a permeabilidade de argilas compactas da ordem de  $10^{-7}$  a  $10^{-9}$  m/seg.

Durante o rebaixamento rápido, as linhas de fluxo são modificadas. A extensão até onde as poropressões afeitam a estabilidade depende da mudança no nível de água, a proporção desta mudança, zoneamento e geometria do aterro, permeabilidade relativa do aterro e fundação. Geralmente é assumido um rebaixamento instantâneo a partir da condição de permanente para o qual a rede de fluxo muda, mas também pode acontecer que a situação no maciço esteja na condição não drenada gerando-se variações na poropressão. As poropressões são reduzidas a zero devido ao descarregamento pela remoção da água.

- c) Resistência ao cisalhamento: O cálculo da estabilidade de rotura por cisalhamento de barragens de terra na secção em estudo pressupõe que o comportamento do maciço se mantém nas secções paralelas. Nessa secção existem forças atuantes que tendem a originar movimentos do solo, como o peso próprio, a percolação da água ou forças inestabilizadoras desenvolvidas em regiões sísmicas. Estas solicitações originam tensões cisalhantes, dando-se a rotura quando elas ultrapassam a resistência ao cisalhamento do solo, ao longo de superfícies segundo as quais o movimento possa ocorrer.

A superfície de ruptura ocorre através de zonas que causaram danos significativos ao escorregar e darão o mínimo valor computado como fator de segurança. Superfícies de ruptura superficiais que não ocasionam danos de magnitude, são consideradas como não críticas. Observações efetuadas em

escorregamentos ocorridos em taludes naturais indicaram que estes tinham lugar ao longo de superfícies contínuas de rotura, que em muitos casos pode-se considerar como circular. Para maciços artificiais, e mais especificamente em barragens de terra, o problema é similar que em taludes naturais onde as condições topográficas e a própria heterogeneidade dos maciços podem dar indicações quanto à forma da linha de escorregamento a adotar. Assim, em barragens de secção homogênea parece razoável adotar superfícies com diretriz circular, já em barragens zonadas poderá ser necessária a consideração de superfícies compósitas.

Prévio aos anos 1970 as análises de barragens de terra foram feitas quase exclusivamente em termos de análises de equilíbrio limite, para a determinação de fator de segurança, definido como a redução do parâmetro de resistência ao cisalhamento até que o talude fique num estado de equilíbrio limite ao longo da superfície do talude.

O fator de segurança tem dois objetivos:

1. Levar em conta as incertezas durante a análise, como os parâmetros de resistência ao cisalhamento, poro pressões, peso do solo e geometria da barragem.
2. Limita indiretamente as deformações.

O método por equilíbrio limite não pode prover informação acerca da magnitude das deformações ou a localização do início da fluência e o caminho por onde a condição de ruptura é atingida. Em geral este método não fornece uma medida rigorosa das condições de ruptura, só são aproximadas. Como alternativa, nos últimos anos, o método dos elementos finitos vem sendo usado para modelar a aproximação à ruptura e como consequência prove informação adicional à fornecida pelo método do equilíbrio limite.

O método dos elementos finitos emprega uma lei não linear para incorporar o critério de ruptura de Mohr Coulomb para definir o fator de segurança:

$$FS = \frac{\tau_{maxima\ disponivel}}{\tau_{necessari\ para\ equilibrio}} = \frac{c - \sigma_n \tan \varphi}{c_r - \sigma_n \tan \varphi_r} \quad 2.6$$

Onde  $\tau$  é a resistência ao cisalhamento e o fator de segurança FS é definido como a relação entre a resistência real e a mínima resistência calculada

para o equilíbrio. A resistência ao cisalhamento é definida em termos da condição de Coulomb.

Os parâmetros  $c$  e  $\tan \varphi$  são reduzidos progressivamente por um fator  $\alpha$  que levará a ocorrência de acréscimos progressivos de deslocamentos dos pontos na superfície potencial de ruptura. Se se extrapolara a curva de deslocamento para um ponto ou pontos representativos o valor corresponde a grandes deslocamentos não definidos que podem ser estimados. Este é assumido como o fator de segurança.

Segundo o manual Plaxis, o princípio descrito é a base para a metodologia empregada pelo programa PLAXIS para o cálculo do Fator de Segurança global. Nesta aproximação  $c$  e  $\tan \varphi$  são reduzidos na mesma proporção:

$$\frac{c}{c_r} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_r} = \sum Msf \quad 2.7$$

A redução dos parâmetros de resistência é controlada pela razão  $\sum Msf$  que vai aumentando pouco a pouco até que a ruptura ocorre, o valor assim obtido corresponde ao fator de segurança.

Não se tem valores especificados para fatores de segurança, Ancold (1969) recomenda estes valores mínimos:

Talude da jusante, em fluxo permanente:  $FS \geq 1.5$

Talude da montante durante o rebaixamento rápido:  $FS \geq 1.25$  a  $1.3$

Talude da montante e jusante na construção:  $FS \geq 1.3$

A atração do método consiste em que satisfaz tanto o critério da fluência assim como os requerimentos estáticos. Além disso, prove informação sobre o desenvolvimento da superfície de fluência que pode complementar no caso de empregar o método tradicional do equilíbrio limite. (ICOLD, 1986)

### 2.6.1.

#### **Estabilidade durante a construção**

A instabilidade de barragens de terra compactada, só pode ser gerada pela presença de poropressões positivas de magnitude importante como para anular as tensões efetivas. É sabido que a compactação do material de barragem ocorre em condição não saturada nas proximidades da umidade ótima, por tanto os vazios estão ocupados por ar e água, gerando a pressão mátrica. Durante a compactação a pressão no ar, se iguala a zero e a pressão na água é negativa.

Estas poropressões crescem até valores positivos durante o processo de compactação de uma nova camada, e podem atingir valores consideráveis se a solicitação esta na condição não drenada. De não existirem poropressões significativas, dificilmente haverá instabilidade durante a construção. (Sandroni, 2012)

O campo de deslocamentos associados à instabilidade pode se manifestar de duas maneiras: a) deslizamento ao longo de uma superfície de ruptura e b) deformações laterais excessivas promovendo um “estufamento lateral”. A resposta da barragem depende da trajetória típica do material que a conforma. Assim se a trajetória atinge a envoltória em um valor pico para logo descer ocorre o caso a), se a trajetória permanece sobre a envoltória da resistência por um tramo longo de deformação, então ocorre o tipo de ruptura do caso b).

### **2.6.2. Estabilidade em condição de fluxo permanente com reservatório cheio**

O escorregamento do talude de jusante de barragens de terra com reservatório cheio segundo superfícies de ruptura profundas são acidentes graves porque, uma vez ocorrido o deslizamento, a massa remanescente costuma continuar se movendo até que a barragem seja galgada pela água do reservatório. Os deslizamentos superficiais na face de jusante de barragens em operação costumam ser causados por chuvas intensas e, em geral, não tem maiores consequências (exceto por requerem manutenção ou reparos). Esses deslizamentos às vezes são combinados (ou causados) por erosões no talude de jusante. (Sandroni, 2012)

### **2.6.3. Estabilidade durante o rebaixamento rápido**

A instabilidade de barragens por rebaixamento rápido, ocasiona deslizamentos do talude da montante, que não colocam a barragem sob risco de desastre imediato, mas implicam despesas consideráveis. A estabilidade do talude de montante após o rebaixamento depende das poropressões que existirão no maciço argiloso após o rebaixamento. A variação dessas poropressões depende de fatores variados como: a) a diminuição das tensões totais e em maior magnitude da tensão principal menor, de modo que a tensão

cisalhante aumenta, b) da velocidade de drenagem durante o rebaixamento, assim quando o nível de água do maciço permanece muito acima do nível de água rebaixado do lago a situação é “não drenada”, e influirá na dissipação ou equalização das pressões neutras, se por o contrario o nível de água do maciço desce praticamente junto com o do lago, a situação é “drenada” e c) do estado inicial do solo que será submetido ao rebaixamento, quando “ocluso” (parcialmente saturado) a capilaridade impede que o fluxo leve o ar dos vazios e a saturação só será atingida se o solo tiver sido pressurizado até níveis que dissolvam o ar dos vazios, e quando “saturado” o maciço possui permeabilidade maior do que  $1 \times 10^{-4}$  cm/s o fluxo, e provavelmente, lavarà todo o ar dos vazios e o solo ficará saturado. (Sherard et al, 1953)

#### **2.6.4. Segurança do fluxo em barragens**

O controle de fluxo através da barragem constitui um dos controles fundamentais para garantir a segurança do projeto (Cruz, 1996). Uma grande porcentagem de rupturas em barragens de solo é devida a falta de controle de fluxo (Sherard et al. 1963), assim a percolação coloca em risco a integridade do aterro ou de sua fundação, quando promova a "erosão interna", isto é o arraste ou carregamento de partículas sólidas ou de material em solução. Uma barragem não deve sofrer galgamentos, seus taludes devem ser estáveis sob toda condição, sua fundação não deve ser sobrecarregada e deve permanecer estável frente à erosão interna, forças de água e poropressões. Justin (1963) determinou que dentre as principais causas de rupturas em barragens de terra, um 80% sofreu piping, carreamento dos grãos no pé do talude da jusante e outros pelo fluxo não controlado.

Dentre as 200 barragens com insucessos estudadas por Middlebrooks(1953 apud Sandroni, 2012), a segunda maior causa dos acidentes foram causados pelo controle inadequado de percolação (ruptura hidráulica) 25 %. Ver Tabela 2.3

Tabela 2.3-Levantamento de acidentes em barragens (Middlebrooks, 1953 apud Sandroni, 2012)

Causa do Acidente	%
Falta de proteção dos taludes	5
Causas diversas	12
Vazamento de galerias	13
Escorregamentos	15
Rupturas hidráulicas	25
Transbordamento	30

Evidências de problemas de percolação, podem aparecer em diferentes regiões de barragens, as principais são: surgências e umedecimento no talude de jusante; elevação dos níveis piezométricos na face de jusante; arqueamento e fissuras transversais na crista; aumento do fluxo no pé de jusante com carreamento de materiais; diminuição do nível do reservatório. (Gould e Lacy, 1973 apud Sandroni 2012). Uma solução simples é a utilização de um tapete permeável sob a porção de jusante de barragem para controlar a posição da linha de percolação, para evitar carreamento de solo do maciço da barragem. O fluxo através de uma barragem é ativado pela força de percolação, a qual é necessária para vencer o atrito viscoso desenvolvido entre a água e as partículas sólidas, é proporcional à diferença de carga hidráulica  $\Delta h$  e ao volume de solo considerado e está definida pela seguinte equação:

$$F_p = \frac{\gamma_w \Delta h A}{L} \quad 2.8$$

A força de percolação  $F_p$  também pode ser expressa por unidade de volume;

$$\frac{F_p}{V} = \frac{\gamma_w \Delta h A}{LA} = i \gamma_w \quad 2.9$$

Sendo  $j$  a força de percolação por unidade de volume,  $\Delta h$  a diferença de carga,  $\gamma_w$  o peso específico da água,  $A$  a área da seção transversal e  $L$  o comprimento total que a água percorre. As unidades da força de percolação são as mesmas que a força gravitacional.

Na condição crítica, o solo pode romper, produzindo dois tipos de acontecimentos:

1. Areia movediça conhecida como “liquefação”, quando a força de percolação neutraliza completamente o peso submerso.
2. Erosão Regressiva conhecida como “piping” quando as partículas de solo são arrastadas pela força de percolação a uma região externa do aterro.

### **2.6.5. Erosão regressiva**

Conhecida como “piping”, ocorre nas regiões onde o gradiente hidráulico alcança valores elevados provocando o arrastre das partículas de solo de forma contínua e progressiva, provocando o rompimento da estrutura (Terzaghi e Peck, 1948 apud Sandroni 2012).

O pé de jusante é o local mais crítico para a formação do “piping”, pois nesta região os gradientes hidráulicos são elevados e os níveis de tensão confinante são baixos, a potencial ocorrência de erosão diminui progressivamente em direção da montante, seguindo caminhos preferenciais como: contatos de solos diferentes, ao longo de tubulações enterradas e juntas de estratificação.

Entre os fatores que testemunham a ocorrência de ruptura e auxiliam para a avaliação da segurança da barragem quanto ao fluxo pela fundação: aumento progressivo no volume de fluxo; evidência de piping de sólidos ou remoção de materiais solúveis; aumento da pressão hidrostática na fundação; desenvolvimento de áreas moles à jusante do aterro (Clevenger, 1973)

### **2.7. Conceitos de sismologia**

O campo da Sismologia (do grego *seismos* + *logos*, *tratado*) desenvolveu-se frente à necessidade de conhecimento da estrutura interna da terra e seu comportamento em relação, a geração de sismos ou terremotos. Os sismos se originam devido a um súbito reajuste de tensões nas rochas subjacentes à superfície da terra ao longo de alguns planos de fraqueza. As mudanças resultantes nos campos de tensões e na direção do movimento ao longo deste plano são variáveis. O plano de fraqueza geralmente é composto por um sistema de falhas pré-existentes, mas inevitavelmente novas falhas ocasionalmente podem ser formadas por terremotos.

### 2.7.1. Estrutura interna da terra

Um dos mais importantes avanços na sismologia foi, a determinação da estrutura interna da Terra de superfície grosseiramente esférica. Estudos de reflexão e refração de ondas sísmicas revelaram uma estrutura formada por diferentes camadas sucessivas nas quais os valores de velocidades de onda variam significativamente, que possuem diferentes densidades crescentes da superfície (2,3 a 3 gr/cm<sup>3</sup>) para o centro do globo (5,5 gr/cm<sup>3</sup>). Assim as ondas sísmicas geradas durante um movimento sísmico são refletidas ou refratadas nos contatos das diferentes camadas alcançando a superfície terrestre por diferentes caminhos. (Kramer, 1996). A Litosfera, ou crosta terrestre, é a camada superficial, muito delgada e menos densa porém sólida. Por puser grande rigidez (rochas) caracteriza-se pela propagação de ondas sísmicas a altas velocidades. Na litosfera se desenvolvem os terremotos gerados por processos de tectonismo entre as placas que a constituem (teoria das placas).

### 2.7.2. Ondas sísmicas

Quando ocorre um terremoto, são gerados *ondas de corpo*: P e S (se propagam no interior da Terra) e *ondas de superfície*: R e L (se formam e propagam nas proximidades da superfície de maciços de solo ou rocha). Ambas propagam-se com velocidades e características dependentes das propriedades do meio por onde trafegam.

#### 2.7.2.1. Ondas de corpo

- Ondas *P*, também conhecidas como ondas primárias, longitudinais ou compressionais, durante a passagem de uma onda longitudinal, as partículas do corpo vibram na mesma direção da propagação da onda envolvendo sucessivas compressões e dilatações do meio (sólido líquido ou gasoso). É a onda de corpo mais rápida por isso são os primeiros eventos a serem detectados (Figura 2.8\_a). A velocidade de propagação  $C_p$  de ondas *P* é dada pela teoria da elasticidade linear como:

$$C_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad 2.10$$

onde  $\rho$  é a massa específica do material,  $\lambda$  e  $G$  são as constantes de Lamé ( $G$  é também definido como o módulo cisalhante),  $E$  é o módulo de Young e  $\nu$  o coeficiente de Poisson.

- Ondas  $S$ , também conhecidas sendo também conhecidas como ondas transversais, secundárias ou de cisalhamento. Causam deformações cisalhantes pois durante a passagem das ondas, as partículas do corpo vibram perpendicularmente em relação à direção de propagação destas ondas. Dependendo da direção de vibração da partícula são ainda denominadas  $SV$  (movimento da partícula, ou polarização, no plano vertical conforme na Figura 2.8 - b) ou  $SH$  (movimento da partícula, ou polarização, no plano horizontal), a velocidade de propagação  $C_s$  é expressa pela teoria da elasticidade linear por

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad 2.11$$

obtendo-se a relação entre as velocidades de propagação de ondas  $P$  e  $S$ ,

$$\frac{C_p}{C_s} = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad 2.12$$

de onde facilmente se verifica que  $C_p \geq C_s\sqrt{2}$ .

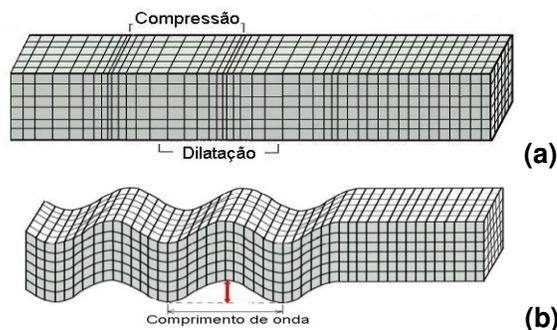


Figura 2.8 - Deformações produzidas por ondas de corpo: (a) ondas  $P$  e (b) ondas  $SV$  (Kramer, 1996).

### 2.7.2.1. Ondas de superfície

Resultam de interações das reflexões e refrações das ondas de corpo e nas interfaces entre camadas de diferentes densidades, na superfície do terreno. Essas interações ocorrem com maior intensidade em sismos pouco profundos ocasionando movimentos restritos a profundidades inferiores a 30 km

- Ondas Rayleigh  $R$ , são produzidas por interações das ondas  $P$  e  $SV$  na superfície da Terra, as partículas vão se deslocar verticalmente como uma forma elíptica e retrógrada (Figura 2.9). As ondas  $R$  têm velocidade de propagação  $C_R$  ligeiramente inferior às ondas  $SV$ , podendo ser aproximadamente calculada, para fins de engenharia, a partir da velocidade de propagação da onda  $S$  pela equação:

$$C_R = \frac{0,862 + 1,14\nu}{1 + \nu} C_S \quad 2.13$$

Na ocorrência de terremotos são as mais destrutivas, por propagarem-se junto à superfície, onde se encontram as obras de engenharia, e por sua menor perda de energia com a distância de propagação – atenuação.

- Ondas Love  $L$ , são produzidas por interações das ondas  $SH$  com camadas superficiais como formações estratificadas, durante a passagem deste tipo de onda, as partículas vão vibrar horizontalmente e na direção perpendicular ao sentido da propagação da vibração provocando movimentos similares aos da onda  $SH$ , (Aguilar, 2005), conforme a Figura 2.9.

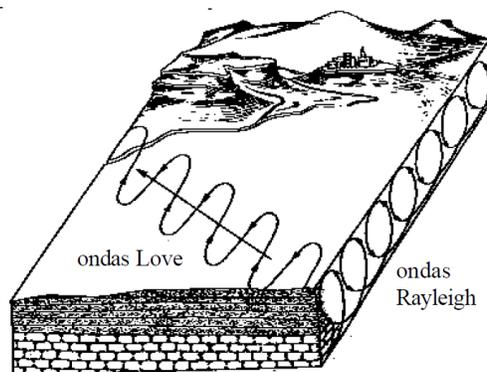


Figura 2.9 - Ondas superficiais Love e Rayleigh

(<http://www.geologia.ufpr.br/graduacao/geofisica2007/ondassismicas-aula1.pdf>)

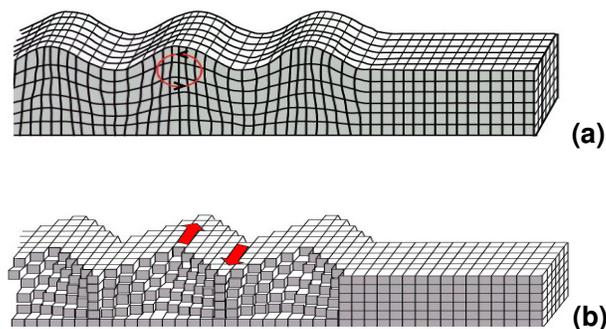


Figura 2.10 - Deformações causadas por ondas superficiais: (a) ondas de Rayleigh; (b) ondas de Love (Kramer, 1996).

Em eventos de foco profundo prevalecem as ondas de corpo P e S, enquanto que em sismos de foco superficial predominam as ondas de superfície.

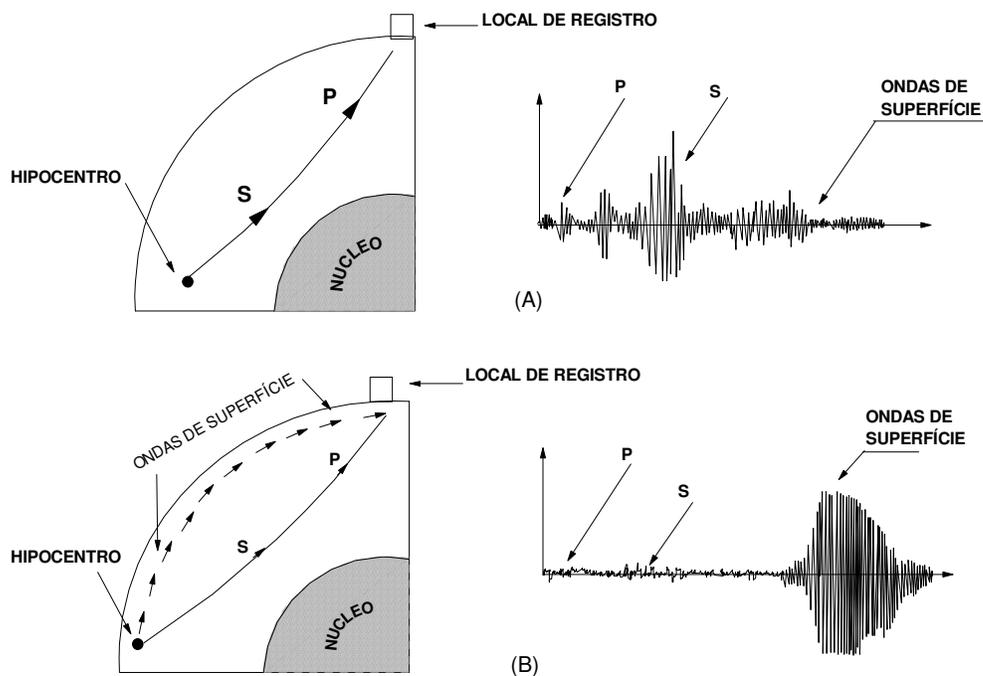


Figura 2.11 - Ondas sísmicas registradas a 10.000km do epicentro: a) sismo de foco profundo; b) sismo de foco superficial (Sauter, 1989).

A Figura 2.11 mostra os registros de dois sismos com origem no arquipélago de Tonga, no Pacífico, sendo o primeiro de foco profundo e o segundo de foco superficial, ambos detectados em Albuquerque, Novo México, a

10.000 Km de distância. O sismo de foco profundo gerou ondas de corpo P e S de grande amplitude, mas relativamente pouca atividade produzida por ondas de superfície foi registrada. Por outro lado, no caso do sismo de foco superficial observa-se claramente que a maior parte da energia foi liberada sob forma de ondas de superfície de grande amplitude.

### **2.7.3.**

#### **Grandeza de um sismo**

A medida de um sismo ou terremoto é indiscutivelmente um parâmetro muito importante e tem sido descrito de muitas maneiras. Antes do desenvolvimento da instrumentação moderna as medições baseavam-se em descrições qualitativas dos níveis de danos ocasionados. Mais recentemente, os modernos sismógrafos proveem inúmeras medidas quantitativas dos sismos.

#### **2.7.3.1.**

##### **Intensidade**

A intensidade é uma medida subjetiva dos efeitos de um sismo, pois se refere ao grau de percepção do movimento em determinada região experimentada por pessoas e observados em objetos, estruturas e na natureza. Várias escalas têm sido propostas para medição da intensidade, tais como a escala Mercalli Modificada MMI (XI grados), escala MSK-64 (XII grados), escala Japonesa JMA (VII grados), Rossi y Forel RF (X grados), etc. A escala mais utilizada é chamada de Mercalli Modificada mostrada na

Tabela 2.4.

#### **2.7.3.2.**

##### **Magnitude**

A magnitude é uma medida objetiva e quantitativa da energia liberada durante um evento sísmico em instrumentações modernas durante os eventos sísmicos. Ela é uma constante única e independente do local de observação.

Várias escalas de magnitude do terremoto visando quantificar esta energia de deformação foram apresentadas ao longo das últimas décadas, uma delas, a escala Richter da década dos 30 e atualmente utilizada universalmente, expressa por ML e conhecida como magnitude local, a pesar de ser bem conhecida não é a escala mais apropriada de medir o sismo. Outros tipos de

magnitude definidas na literatura mundial são: i)  $M_b$  = magnitude em relação a ondas de corpo; ii)  $M_s$  = magnitude em relação a ondas de cisalhamento; iii)  $M_o$  = magnitude momento. Outra escala definida por Kanamori em 1977 é a magnitude do momento sísmico  $M_w$  determinado a partir do espectro de amplitudes para baixas frequências, apresenta a vantagem de ser válida para todo rango de valores. (Ver Tabela 2.5)

Tabela 2.4-Escala de Mercalli Modificada de intensidade sísmica  
([http://pt.wikipedia.org/wiki/Escala\\_de\\_Mercalli](http://pt.wikipedia.org/wiki/Escala_de_Mercalli))

I	Imperceptível	Não sentido. Apenas registado pelos sismógrafos.
II	Muito fraco	Sentido por um muito reduzido número de pessoas em repouso, em especial pelas que habitam em andares elevados.
III	Fraco	Sentido por um pequeno número de pessoas. Bem sentido nos andares elevados.
IV	Moderado	Sentido dentro das habitações, podendo despertar do sono um pequeno número de pessoas. Nota-se a vibração de portas e janelas e das loiças dentro dos armários.
V	Forte	Praticamente sentido por toda a população, fazendo acordar muita gente. Há queda de alguns objectos menos estáveis e param os pêndulos dos relógios. Abrem-se pequenas fendas nos estuques das paredes.
VI	Bastante forte	Provoca início de pânico nas populações. Produzem-se leves danos nas habitações, caindo algumas chaminés. O mobiliário menos pesado é deslocado.
VII	Muito forte	Caem muitas chaminés. Há estragos limitados em edifícios de boa construção, mas importantes e generalizados nas construções mais frágeis. Facilmente perceptível pelos condutores de veículos automóveis em trânsito. Desencadeia pânico geral nas populações.
VIII	Ruinoso	Danos acentuados em construções sólidas. Os edifícios de muito boa construção sofrem alguns danos. Caem campanários e chaminés de fábricas.
IX	Desastroso	Desmoronamento de alguns edifícios. Há danos consideráveis em construções muito sólidas.
X	Destruidor	Abrem-se fendas no solo. Há cortes nas canalizações, torção nas vias de caminho de ferro e empolamentos e fissuração nas estradas.
XI	Catastrófico	Destruição da quase totalidade dos edifícios, mesmo os mais sólidos. Caem pontes, diques e barragens. Destruição das redes de canalização e das vias de comunicação. Formam-se grandes fendas no terreno, acompanhadas de desligamento. Há grandes escorregamentos de terrenos.
XII	Cataclismo	Destruição total. Modificação da topografia. Nunca foi presenciado no período histórico.

Tabela 2.5 - Escala de Richter de magnitude sísmica

(https://pt.wikipedia.org/wiki/Escala\_de\_Richter)

Magnitude	Efeitos	Frequência
< 2,0	Micro tremor de terra, não se sente[4].	~8000 por dia
2,0-2,9	Geralmente não se sente mas é detectado/registrado.	~1000 por dia
3,0-3,9	Frequentemente sentido, mas raramente causa danos.	~49000 por ano
4,0-4,9	Tremor notório de objetos no interior de habitações, ruídos de choque entre objetos. Danos importantes pouco comuns.	~6200 por ano
5,0-5,9	Pode causar danos maiores em edifícios mal concebidos em zonas restritas. Provoca danos ligeiros nos edifícios bem construídos.	800 por ano
6,0-6,9	Pode ser destruidor em zonas num raio de até 180 quilômetros em áreas habitadas.	120 por ano
7,0-7,9	Pode provocar danos graves em zonas mais vastas.	18 por ano
8,0-8,9	Pode causar danos sérios em zonas num raio de centenas de quilômetros.	1 por ano
9,0-9,9	Devasta zonas num raio de milhares de quilômetros.	1 a cada 20 anos
>10,0	Nunca registrado.	Extremamente raro (Desconhecido)

### 2.7.3.3. Aceleração

A aceleração é o parâmetro principal de projeto e é definida como a máxima amplitude registrada em um acelerógrafo, para um determinado sismo. Este registro, que se chama acelerograma, mostra as acelerações produzidas no terreno em função do tempo, conforme a Figura 2.12.

### 2.7.4. Parâmetros do movimento do terreno

Para que os efeitos dos sismos possam ser avaliados, requer-se alguma forma quantitativa para descrevê-los. Não é necessário reproduzir uma história no tempo que descreva o movimento do terreno, bastando somente serem identificadas as características de importância para a engenharia e os parâmetros que as representam.

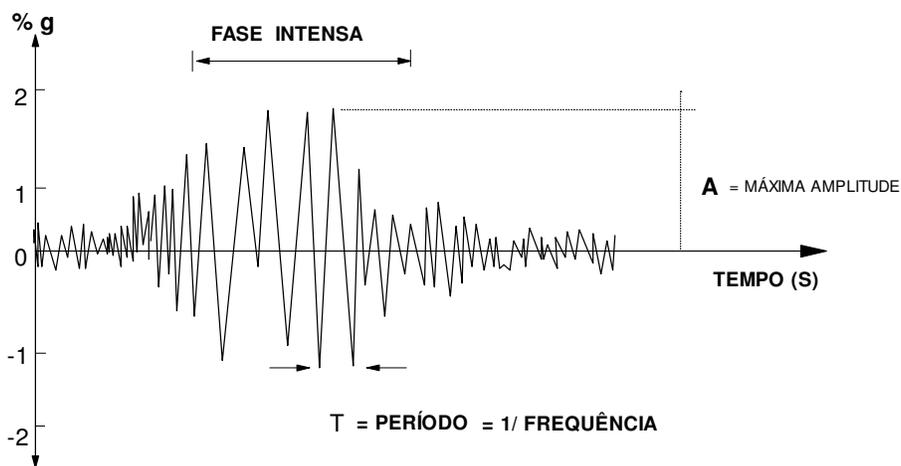


Figura 2.12- Acelerograma e suas principais características.

#### 2.7.4.1. Parâmetros de amplitude

Os parâmetros associados ao movimento podem ser a aceleração, a velocidade ou o deslocamento. Uma destas variáveis é medida e as outras são calculadas por diferenciação ou integração. (Figura 2.13)

- A aceleração horizontal de pico (*peak horizontal acceleration*, PHA) é a medida mais comum da amplitude do movimento e a mais usada pela sua relação às forças de inércia, corresponde ao maior valor absoluto de aceleração horizontal dentre os registrados no acelerograma. Apesar de a PHA ser muito útil, não fornece informações sobre o conteúdo de frequências e a duração do evento, sendo necessárias informações adicionais para caracterização do sismo. Desde o ponto de vista da engenharia a aceleração vertical de pico não tem muito interesse.
- A velocidade horizontal de pico (*peak horizontal velocity*, PHV) é outro parâmetro muito usado, por ser a velocidade menos sensível às altas frequências, fornece maior precisão na caracterização da amplitude do movimento do terreno. Prefere seu uso, em vez da PHA, já que estima com maior precisão o potencial de dano do movimento em um rango de frequências intermedias.

- O deslocamento de pico é geralmente associado a movimentos de baixas frequências, mais difícil de determinar e, portanto, menos utilizado.

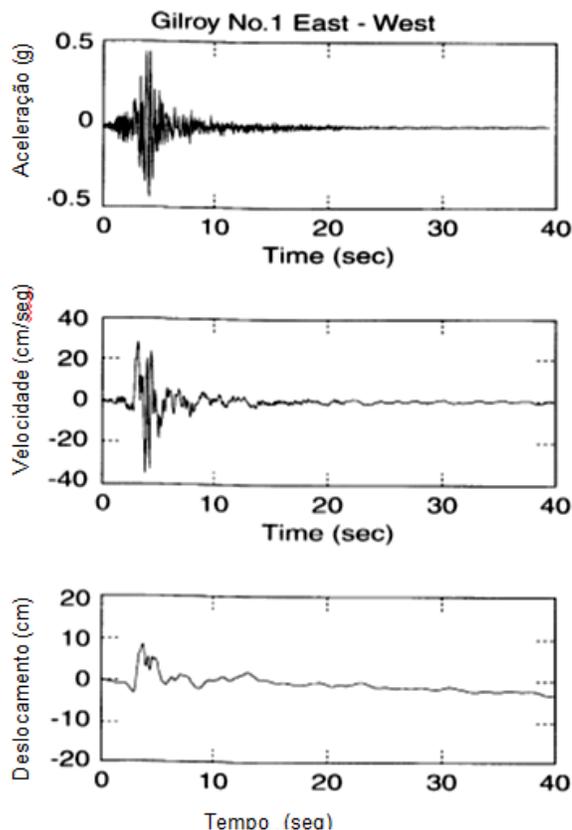


Figura 2.13 - Aceleração, velocidade e deslocamento tempo história do Giroy (Kramer, 1996)

#### 2.7.4.2. Parâmetros de conteúdo de frequências

O conteúdo de frequências descreve a forma como a amplitude do movimento é distribuída entre diferentes frequências. A importância desta característica implica na sua forte influência nos efeitos do sismo, por isso este parâmetro não pode faltar na caracterização do movimento, levando em conta que o sismo pode ocasionar um amplo rango de frequências. A resposta dinâmica de construções convencionais como edificações, pontes ou depósitos de solo é muito sensível às frequências a que são carregadas.

- O espectro de amplitudes de Fourier, qualquer função periódica pode ser expressa usando a análise de Fourier como a soma de series harmônicas

simples de diferentes frequências, amplitudes e fase. O espectro de Fourier exhibe como a amplitude do movimento é distribuída em relação à frequência. Assim espectros de Fourier estreitos implica que o movimento tem frequências (ou períodos) dominantes, e podem produzir um tempo história plano quase sinusoidal, em tanto espectros amplos correspondem a movimentos contendo uma grande variedade de frequências e produzem um tempo história irregular, como mostrado na Figura 2.14.

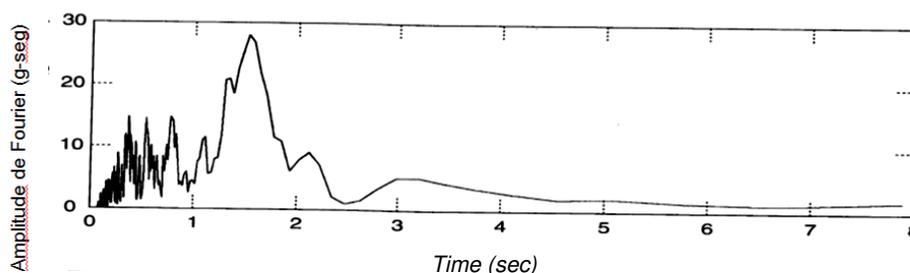


Figura 2.14 - Espectro de amplitude de Fourier para o registro sísmico Giroy 2 (Kramer 1996)

- O espectro de potência ou função densidade de espectro de potência,  $G(\omega)$ , é usado para estimar as propriedades estatísticas de um movimento e calcular uma resposta estocástica usando-se técnicas de vibração aleatória. É um parâmetro muito adequado para descrever o sismo como um processo aleatório estacionário.

$$G(\omega) = \frac{1}{\pi T_d} c_n^2 \quad 2.14$$

onde  $T_d$  é a duração do sismo e  $c_n$  é a amplitude do  $n$ -ésimo harmônico da série de Fourier.

- O espectro de resposta descreve a máxima resposta de um sistema com um grau de liberdade (*single degree of freedom*, SDOF), para um movimento particular, em função da frequência natural do sistema ( $\omega$ ) e a razão do amortecimento do sistema SDOF. O espectro de resposta pode ser plotado individualmente em escala aritmética ou pode ser apresentado como um gráfico de quatro escalas logarítmicas que abrangem a velocidade espectral

no eixo vertical, a frequência natural (ou período  $T$ ) no eixo horizontal e a aceleração e o deslocamento nos eixos inclinados a  $45^\circ$ .

- O período predominante é definido como o período de vibração correspondente ao valor máximo do espectro da amplitude de Fourier. Embora este parâmetro seja uma representação aproximada, fornece uma descrição muito útil do conteúdo de frequências.

### **2.7.5. Quantificação do movimento do terreno**

Para os engenheiros o registro mais importante de um terremoto é o movimento no terreno adjacente à estrutura. Análise destes registros instrumentais de terremotos passados possibilita prever a forma do movimento esperado em futuros eventos sísmicos.

Os sinais sísmicos reais contêm uma grande faixa de frequências, as quais podem ser identificadas utilizando uma análise de Fourier. A determinação das componentes das frequências do carregamento é importante uma vez que todas as estruturas possuem frequências conhecidas como frequências de ressonância, onde a resposta da estrutura apresenta valores máximos. Se uma onda sísmica conte uma energia significativa em uma frequência próxima da frequência de ressonância da estrutura, então podem ocorrer grandes deformações e danos estruturais.

O carregamento sísmico sobre uma estrutura é causado pela resposta inercial do sistema ao movimento aplicado pelo terreno, sendo então importante levar em consideração como parâmetro de projeto à aceleração pico.

Altas acelerações são associadas muitas vezes com carregamentos de alta frequência, os quais normalmente ocasionam pouco dano estrutural. Por outro lado, altas velocidades, outra grandeza importante em projetos de estruturas submetidas a abalos sísmicos, muitas vezes indicam alta energia com frequências mais baixas, na ordem de 0.5 a 10 Hz, as quais normalmente coincidem com as frequências fundamentais da maioria das estruturas de engenharia.

### 2.7.6. Frequência fundamental do sistema

As frequências naturais correspondem às frequências máximas locais do sistema. Na Figura 2.15 se observa a variação do fator de amplificação para diferentes níveis de amortecimento. Este fator de amplificação é geralmente similar à razão entre a amplitude do movimento na superfície livre e no embasamento rochoso. A figura também mostra que geralmente o amortecimento afeta mais a resposta a altas frequências que as baixas.

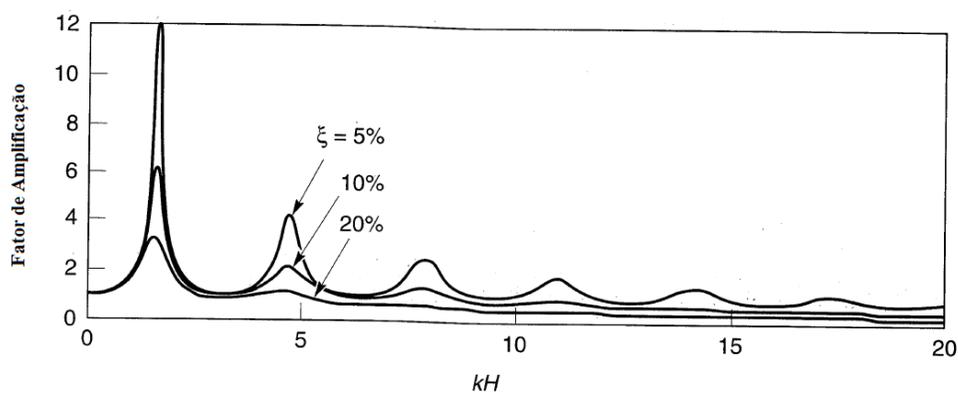


Figura 2.15 - Influência da frequência na resposta de uma camada linear, elástica amortecida (Kramer, 1996)

A frequência natural de um depósito de solo está dado por:

$$w_n = \frac{C_s}{H} \left( \frac{\pi}{2} + n\pi \right) \quad n = 0, 1, 2, \dots, \infty \quad 2.15$$

Onde  $w_n$  é a frequência natural,  $C_s$  a velocidade.

A frequência natural menor também é conhecida como a frequência fundamental e comumente nesta frequência ocorre o fator de amplificação maior.

### 2.8. Fatores que influenciam a resposta sísmica

Como foi visto na seção anterior, os métodos atuais para a determinação da estabilidade sísmica de barragens de terra geralmente envolvem a análise da resposta dinâmica da barragem para o máximo terremoto que provavelmente afetará a estrutura em determinado período de retorno. A análise da resposta dinâmica é necessária para a determinação da distribuição das acelerações,

tensões e deformações induzidas no corpo da barragem pelos carregamentos sísmicos. Neste sentido apresentam-se a seguir alguns dos fatores mais importantes que influenciam a resposta dinâmica de barragens e outros tipos de aterros.

### **2.8.1. Efeitos da fundação**

O comportamento das camadas da fundação durante um terremoto é provavelmente mais crítico do que o comportamento da própria barragem. Isto é devido principalmente ao fato que, em contraste com controle da qualidade da construção do aterro, a maioria dos solos de fundação permanece quase que em seu estado natural, com exceção de determinadas zonas que podem ser substituídas por núcleos impermeáveis ou localmente melhoradas mediante processos de compactação ou injeção. As áreas de solos não coesivos e fofos da fundação podem experimentar um incremento significativo na tensão média  $\sigma'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$  devido ao peso do aterro e, portanto, podem diminuir de volume. No caso de solos saturados excessos de poropressões durante o terremoto são então desenvolvidos dependendo da magnitude das deformações sísmicas e da anisotropia das tensões, estas poropressões podem atingir níveis significativos em poucos ciclos produzindo grandes e permanentes deformações ou fissuras na barragem.

#### **2.8.1.1. Rigidez da fundação**

Foi estudado por Dakoulas (1990 apud Parra, 1996), usando um o modelo de “viga de cisalhamento”, consistente em uma fundação vale retangular de uma camada de espessura 50 metros e uma barragem hipotética, de 100 metros de altura mostrada na Figura 2.16. Na barragem o estudo considerou uma velocidade de onda cisalhante  $C_s$  de 400 m/s e um parâmetro de não homogeneidade de 0.5 (para considerar a variação do módulo cisalhante com a altura da barragem).

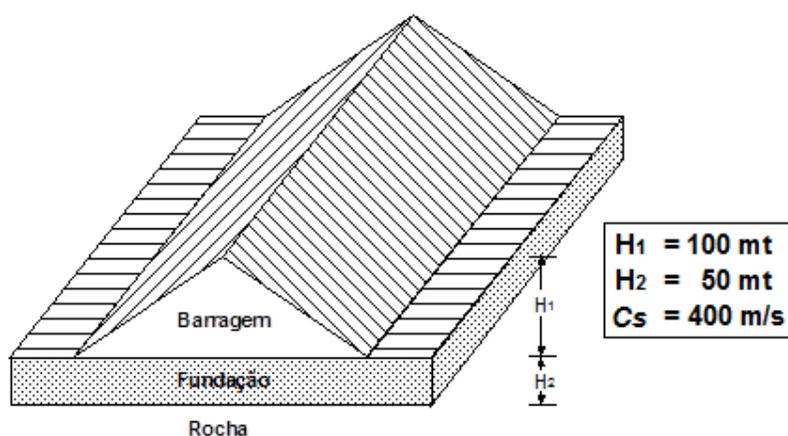


Figura 2.16 - Barragem e fundação em vale retangular (Dakoulas, 1990 apud Parra, 1996)

Foram desenvolvidos dois casos: o primeiro para uma relação entre velocidades de onda  $C_s$  no solo da fundação em relação à barragem igual a 0,5, isto é, considerando a camada de fundação mais compressível, resultou em deformações cisalhantes na camada na ordem de quatro vezes maiores do que aquelas desenvolvidas no corpo da barragem, levando a ampliações de aceleração na crista de aproximadamente 2,3. No segundo caso, para uma relação entre velocidades de onda  $C_s$  igual a 2, isto é, simulando uma camada de fundação mais rígida, as deformações cisalhantes na fundação foram 5 vezes menores do que aquelas produzidas no corpo da barragem e as ampliações de aceleração na crista da barragem foram da ordem de 6,7.

Conclui-se então que as grandes deformações produzidas na fundação compressível levaram a uma dissipação muito mais significativa da energia de deformação e provocando, em consequência, uma maior redução das ampliações de acelerações.

### 2.8.1.2. Efeitos da espessura da fundação

Dakoulas (1990) apud Parra (1996) também investigou os efeitos da variação da espessura da fundação na barragem citada anteriormente, mantendo desta vez uma relação constante e igual a 1 entre as velocidades de ondas  $C_s$  no corpo da barragem e no solo de fundação. O autor concluiu que as

amplitudes das deformações cisalhantes na camada de fundação foram apenas ligeiramente afetadas pelas variações de espessura da mesma considerando razões de espessura da fundação/altura da barragem entre 0,25 a 1, mas as acelerações e deformações cisalhantes no interior da barragem variaram em aproximadamente 50%.

Além disso, na medida em que a espessura diminuiu, o efeito de flexibilidade da fundação também decresceu, tendendo a incrementar as deformações cisalhantes dentro do corpo da barragem e aproximando sua resposta à de uma barragem sobre fundação rígida. Os efeitos da espessura da fundação na resposta sísmica de barragens foram, porém, consideradas por Dakoulas muito menos importantes do que aqueles devido à variação de rigidez do solo de fundação.

### **2.8.2. Efeitos da não linearidade dos materiais**

Os efeitos da não linearidade dos materiais no comportamento dinâmico de barragens foram reportados por diversos autores (Prevost et al. 1985; Gazetas, 1987; Dakoulas, 1990; Abdel-Ghaffar e Scott, 1981 apud Parra, 1996 entre outros). O comportamento não linear dos materiais da barragem está associado fundamentalmente às amplitudes do movimento sísmico. Para excitações de pequena amplitude o comportamento do sistema é essencialmente linear. Enquanto que excitações de grande amplitude provavelmente induzirão uma resposta plástica altamente não linear dos materiais. Isto pode ser verificado na Figura 2.17, onde a excitação de maior amplitude ( $\ddot{u}_g=0,20g$ ) causa, em relação à análise linear, significativas reduções de amplificação, especialmente nas proximidades das frequências de ressonância.

Os efeitos da não linearidade na amplificação são bastante interessantes. Nos espectros de resposta da aceleração, o pico da ressonância do primeiro modo observado em análises lineares é substancialmente reduzido nas análises não lineares (Dakoulas, 1990). Uma excitação com uma frequência próxima da fundamental tende a desenvolver grandes deformações cisalhantes (já que estas são afetadas principalmente pelos primeiros modos de vibração) e, portanto, a induzir altos valores de amortecimento e grande degradação de rigidez dos materiais; ambos os efeitos tendem a restringir a resposta da aceleração. Por outro lado, uma excitação com alta faixa de frequências causa menores

deformações cisalhantes e conseqüentemente, baixas valores de amortecimento e pouca degradação dos módulos cisalhantes dos materiais ocorrem no sistema.

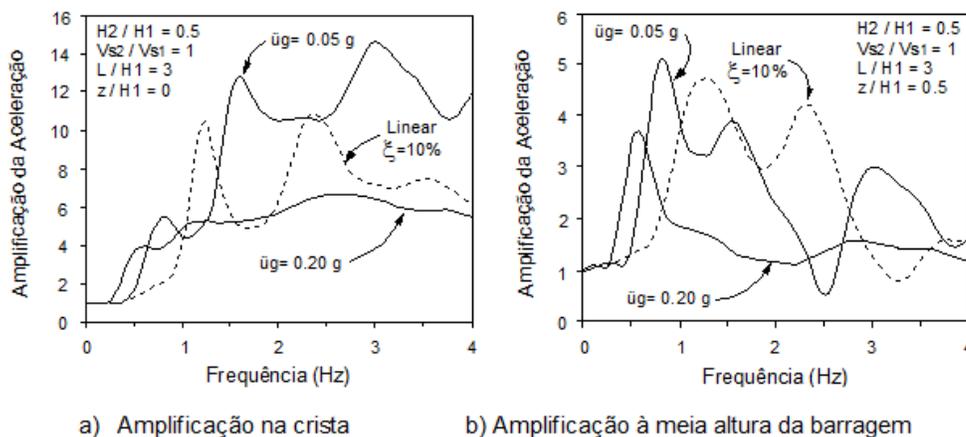


Figura 2.17 - Resposta não linear e linear na seção central de uma barragem sobre camada de fundação submetida a excitações harmônicas de 0,05g e 0,20g.  $H_1$ =espessura da fundação;  $H_2$ =altura da barragem;  $V_{S2}=V_{S1}$ =velocidades de onda S na barragem e no solo de fundação, igual a 400m/s;  $L$ =comprimento da barragem;  $z$  = profundidade medida a partir da crista (Dakoulas, 1990).

### 2.8.3. Não homogeneidade da barragem

Nesta seção a não homogeneidade da barragem está referida não só à variação dos diferentes materiais que compõem uma barragem zonada, mas basicamente à variação da rigidez destes materiais, nas diferentes localizações dentro da barragem, em função do estado de tensão a que estão submetidas.

A consideração de propriedades uniformes do solo foi uma das principais hipóteses do modelo clássico da viga cisalhante. Medições em laboratório da rigidez do solo nos últimos 20 a 25 anos têm estabelecido a dependência do módulo cisalhante em relação à tensão de confinamento, que em uma barragem de terra varia de ponto a ponto, incrementando-se com a distancia da crista e dos taludes de montante e jusante.

Seed e Idriss (1970) apresentaram uma relação empírica para a avaliação do módulo cisalhante de materiais granulares (item 2.10.3). Tal relação leva em

conta a dependência do módulo de cisalhamento do solo em relação à tensão de confinamento e da densidade relativa, os principais fatores de influência.

Medições da velocidade de propagação de ondas na barragem de Santa Felicia (Abdel-Ghaffar e Scott, 1979) forneceram baixos valores tanto de ondas S ( $C_S$ ) quanto de ondas P ( $C_P$ ) na região perto da crista, porém mostrando sensível crescimento com a profundidade, confirmando que nos materiais não coesivos da barragem o módulo de cisalhamento varia significativamente com a tensão confinante.

## **2.9. Características da resposta sísmica**

Durante um sismo, barragens de terra exibem uma variedade de comportamentos complexos, inelásticos e não lineares. As condições ambientais nas fronteiras da barragem não são geralmente controláveis, com grandes regiões destas fronteiras participando durante a excitação, e a barragem interagindo tanto com a fundação quanto com o reservatório. Devido à complexidade deste problema de interação solo-fluido-estrutura, apresentam-se a seguir algumas das características da resposta sísmica da barragem.

### **2.9.1. Excitação dos modos de vibração**

Comparações das respostas observadas na barragem de Santa Felicia em dois terremotos (San Fernando, 1971 e Southern California, 1976) foram publicadas por Abdel-Ghaffar e Scott (1979). Os espectros de amplificação, úteis para reconhecer as frequências naturais da barragem e para estimar as contribuições relativas dos diferentes modos de vibração, foram determinados.

A inspeção destes espectros revelou que os valores das frequências naturais variavam apenas levemente de um terremoto para outro e nenhuma mudança significativa foi observada nas propriedades dos materiais após o primeiro terremoto. Também mostrou que na direção montante-jusante ocorre apenas um valor de pico predominante, indicando que nesta direção à barragem responde principalmente ao seu modo fundamental. No entanto, na direção paralela ao eixo da barragem, os espectros de amplificação para o primeiro terremoto (1971) mostravam 2 picos dominantes e vários picos secundários a

maiores frequências enquanto que para o segundo terremoto (1976) vários picos bem definidos puderam ser observados. Tanto na direção longitudinal quanto na direção vertical os espectros de amplificação não apresentavam somente um pico pronunciado, comportamento característico observado na direção montante-jusante. A Figura 2.18 apresenta os espectros de amplificação de ambas as componentes horizontais para o terremoto de 1976.

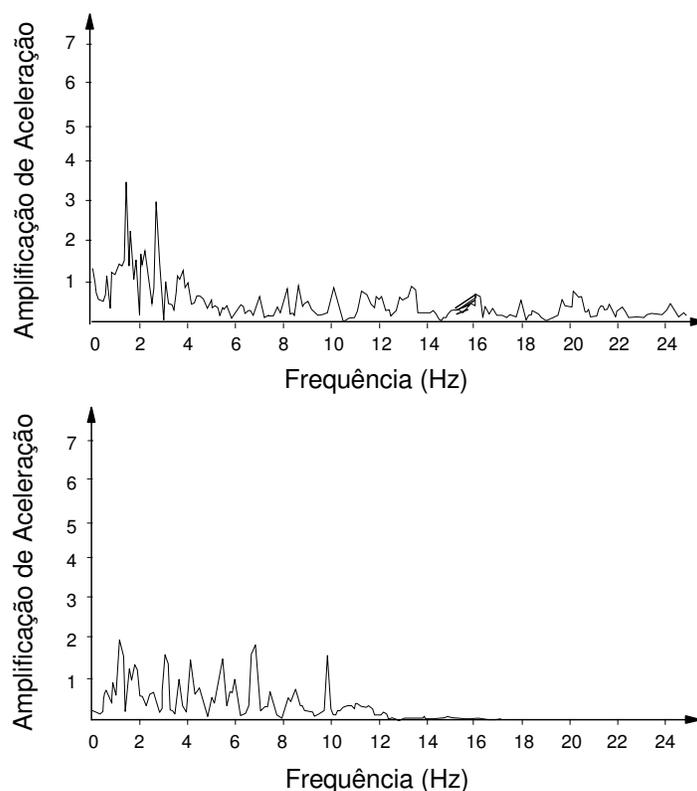


Figura 2.18 - Espectro de amplificação da aceleração na barragem de Santa Felicia durante o terremoto de southern California 1976: (a) direção montante-jusante, b) direção paralela ao eixo da barragem (de Abdel-Ghaffar e Scott, 1979)

### 2.9.2. Amplificação na crista

Indicou-se na seção 2.8.3 que a não linearidade dos materiais tende a reduzir a amplificação na barragem. Da comparação da Figura 2.17 (a) e Figura 2.17 (b), pode-se observar que para um sismo de 0,20g de aceleração máxima (a qual provavelmente induzirá não linearidade nos materiais), o movimento nas frequências mais altas afetam significativamente as acelerações na crista da

barragem sendo, porém, de menor impacto a maiores profundidades. Excitações de baixa frequência, no entanto, apresentam valores de amplificação quase da mesma ordem de grandeza tanto na crista da barragem quanto abaixo dela. Este fato é bastante importante porque a faixa de frequências dos terremotos peruanos é relativamente alta (2-10 Hz), o que provocaria problemas devido a amplificações de aceleração nas proximidades da crista. Assim, percebe-se desde já a conveniência de no método dos elementos finitos se discretizar adequadamente a parte superior da barragem, onde frequentemente ocorrem os maiores danos. (Parra, 1996)

O fenômeno de amplificação das acelerações na crista foi reportado em diversas publicações da literatura: nas análises de resposta sísmica da barragem de Santa Felicia (Abdel-Ghaffar e Scott, 1979), da barragem de Ullum (Oldecop, 1992), e nos registros obtidos na barragem de El Infiernillo (Marsal e Ramirez, 1967), etc.

### **2.9.3. Degradação da rigidez dos materiais**

Na seção 2.8.3 mencionou-se também que a não linearidade dos materiais esta associada à intensidade do abalo sísmico. O parâmetro dinâmico mais importante na análise da resposta sísmica de obras geotécnicas é o módulo cisalhante  $G$ . Este depende fundamentalmente da deformação cisalhante induzida pelo terremoto, tanto em solos granulares, quanto em solos coesivos. Portanto, fortes excitações sísmicas tendem a provocar grandes deformações cisalhantes, degradando o módulo cisalhante dos materiais que compõem a barragem e colaborando para seu comportamento tensão x deformação altamente não linear.

Um procedimento para avaliação dos efeitos de um terremoto sobre uma barragem em termos da degradação do material, foi apresentado por Abdel-Ghaffar e Scott (1979 apud Parra, 1996). Os parâmetros dinâmicos (módulo cisalhante e amortecimento) foram calculados a partir de um terremoto registrado na região da barragem, considerando movimento no modo fundamental na direção montante-jusante. As análises efetuadas revelaram que o comportamento real dos solos é um pouco diferente daquele comumente esperado, baseados em ensaios de laboratório com carregamento cíclico em pequenas amostras de solo. Aqueles autores sugeriram que devido a altas deformações (com maior degradação da rigidez), o módulo cisalhante obtido em

campo na barragem estudada (Santa Felicia) diminui menos rapidamente do que o sugerido por Seed e Idriss (1970) e que as razões de amortecimento nos pedregulhos da mesma barragem são também um pouco diferentes daqueles propostos por Seed e Idriss (op. cit.) para areias e argilas. Estes resultados reforçam a necessidade de se empreender maior pesquisa nesta área, visando à obtenção de melhores previsões de comportamento sísmico a partir de ensaios de laboratório.

## **2.10. Comportamento tensão-deformação sob carregamentos cíclicos**

### **2.10.1. Amplificação dinâmica de solos**

O fenômeno da amplificação dinâmica é muito estudado e documentado na literatura. Sabe-se que a presença de maciços de solos modificam as características de magnitude, duração e frequência de eventos sísmicos.

A lei da conservação da energia permite concluir que os deslocamentos das partículas, causados por ondas sísmicas que se propagam em um corpo sólido, tendem a crescer com a passagem de um meio de alta velocidade para outro de baixa velocidade. Esta condição acontece quando as ondas passam de um estrato rochoso (alta velocidade) para um solo mole (baixa velocidade). O aumento depende das propriedades mecânicas dos meios (que determinam a velocidade de propagação), da geometria do problema (número de camadas de solo, espessuras, etc.), inclinação das ondas incidentes, etc.

A Figura 2.19, mostra esquematicamente os efeitos da amplificação causados por ondas sísmicas que se propagam através de dois estratos geológicos de diferentes características; a Figura 2.20, sugerida por Seed et. al. (1974), mostra também uma estimativa de amplificação para diferentes tipos de solos.

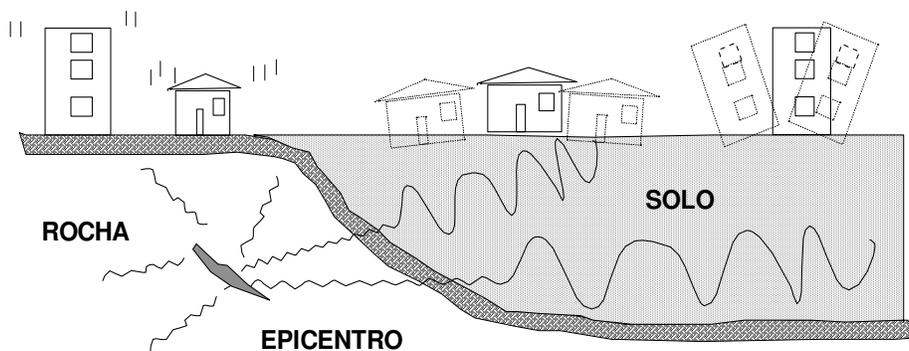


Figura 2.19 - Efeitos da amplificação em massas de rocha e solo.

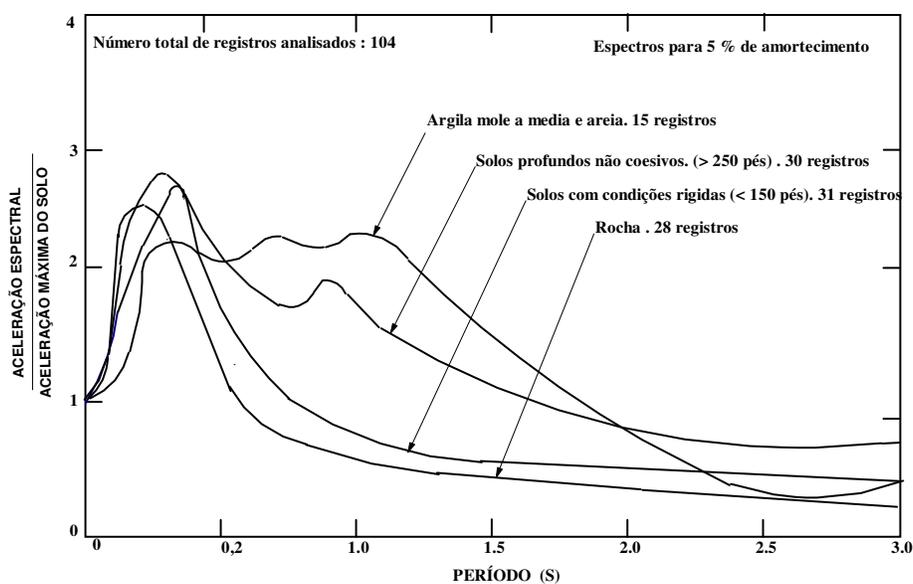


Figura 2.20 - Efeito da amplificação em diferentes tipos de solo (de Seed et al, 1976)

### 2.10.2.

#### Parâmetros de amplificação

A resposta dinâmica dos solos é determinada principalmente pelo módulo de cisalhamento dinâmico  $G$  e pelas características de amortecimento do material. A Figura 2.21a mostra um gráfico tensão-deformação para um ciclo de carregamento, a inclinação da linha O-A relaciona-se com o módulo cisalhante máximo ( $G_{\text{máx}}$ ) ou módulo estático e sendo o amortecimento histerético do material uma medida da dissipação de energia determinado por:

$$\xi = \frac{W_d}{4\pi W_s} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{\text{laço}}}{G_{\text{sec}} \gamma_c^2} \quad 2.16$$

onde  $W_d$  é energia dissipada no ciclo,  $W_s$  a energia de deformação máxima e  $A_{\text{laço}}$  a área do laço de histerese (sombreada).

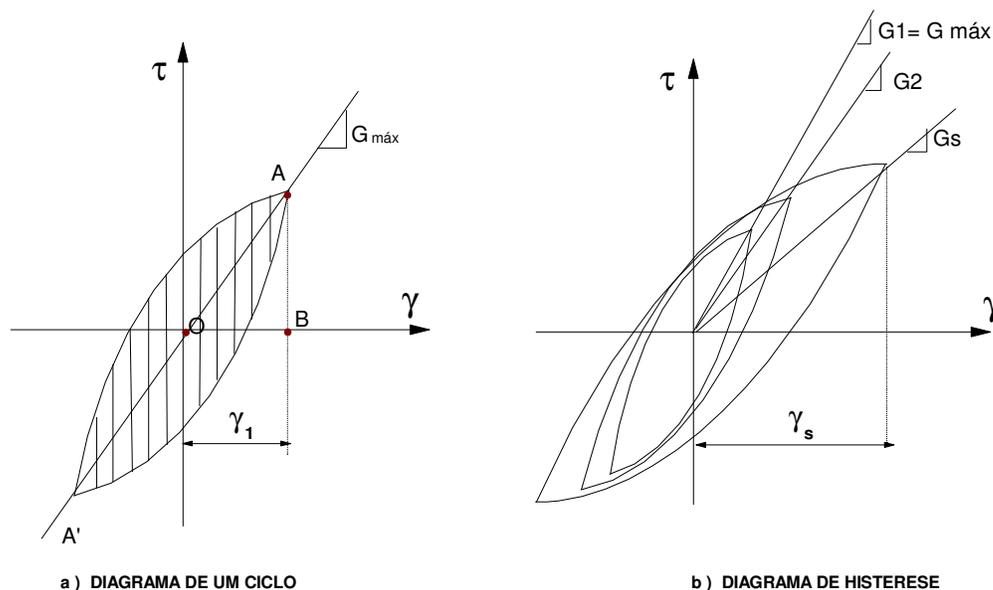


Figura 2.21 - Gráfico tensão-deformação a) para um ciclo; b) hysterético

Valores de  $G$  e do amortecimento  $\xi$  dependem porém dos níveis das deformações geradas durante o carregamento sísmico, devendo então ser avaliados em curvas tensão x deformação do tipo hysterético (Figura 2.21b). À medida que a amplitude da deformação cisalhante  $\gamma$  aumenta, o módulo  $G$  decresce mas aumenta o amortecimento  $\xi$ .

Os efeitos da não linearidade assim introduzida podem ser estudados através de um método numérico, como o método dos elementos finitos, por exemplo, incorporando um modelo constitutivo adequado, dentre os vários sugeridos na literatura, para simular o comportamento tensão x deformação de solos sob carregamento cíclico.

A relação não linear dos parâmetros dinâmicos  $G$  e  $\xi$  com as distorções  $\gamma$  deve ser preferencialmente determinada através de ensaios de campo e/ou laboratório ou, na ausência ou impossibilidade da execução destes, aproximada através de correlações pré-estabelecidas.

Ensaios de laboratório tem demonstrado que as propriedades dinâmicas como a rigidez do solo estão influenciadas pela amplitude da deformação cíclica, o índice de vazios, tensão principal efetiva, o índice de plasticidade, a relação de sobre consolidação e o número de carregamentos cíclicos.

O módulo de cisalhamento secante varia com a amplitude da deformação cisalhante cíclica, sendo máximo ( $G_{max}$ ) para pequenas amplitudes (Figura 2.21) e decaindo de valor à medida que as deformações crescem. O local de pontos correspondentes às pontas do laço de histerese de várias amplitudes de deformação cíclica é chamado de *Esqueleto da curva* ou “*Backbone curve*” (Figura 2.22). A inclinação na origem (com deformação cisalhante cíclica nula) representa o maior valor do módulo de cisalhamento,  $G_{max}$ . Para as maiores amplitudes cíclicas de deformação, o ratio  $G_{sec}/G_{max}$  fornece valores menores que 1. Portanto a caracterização da rigidez do elemento requer a consideração de  $G_{max}$  e a forma como a proporção  $G/G_{max}$  varia com a amplitude da deformação cíclica e outros parâmetros. Esta variação é descrita graficamente por o módulo de redução da curva (Figura 3.9) que apresenta a mesma informação de Esqueleto da curva.

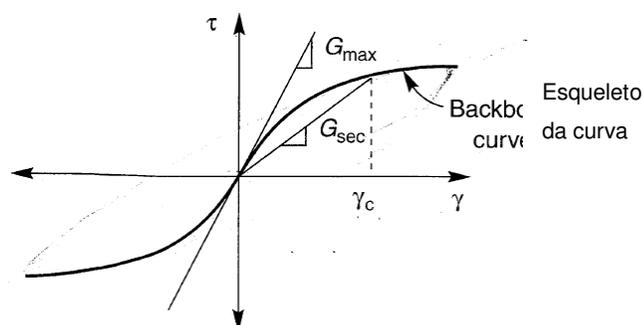


Figura 2.22 – Esqueleto da curva mostrando a variação típica de  $G_{sec}$  com a deformação cisalhante (Kramer, 1996)

### 2.10.3. Módulo de cisalhamento máximo $G_{m\acute{a}x}$

Como a maioria dos ensaios geofísicos induzem deformações menores do que  $3 \times 10^{-4} \%$ , a velocidade de onda  $C_s$  medida pode ser utilizada para cálculo de  $G_{m\acute{a}x}$  conforme a:

$$G_{max} = \rho C_s^2 \quad 2.17$$

O uso da velocidade de onda é geralmente a medida mais confiável de avaliar  $G_{max}$ , mas quando medições de velocidade de onda não são disponíveis,  $G_{max}$  pode ser estimada através de expressões empíricas publicadas na literatura, uma delas, proposta por Seed e Idriss (1970) para solos arenosos é:

$$G_{max} = 1000 K_{2,max} (\sigma'_m)^{0.5} \text{ psf (libras por pé ao quadrado)} \quad 2.18$$

$$G_{max} = 21.7 K_{2,max} p_a \left( \frac{\sigma'_m}{p_a} \right)^{0.5} \text{ nas mesmas unidades de } p_a \quad 2.19$$

Onde  $\sigma'_m$  é tensão normal efetiva média em lb/ft<sup>2</sup>,  $p_a$  a pressão atmosférica e  $K_{2,max}$  o coeficiente do módulo dinâmico determinado em função do índice de vazios ou da densidade relativa, conforme Tabela 2.6 ou da Figura 2.23 em função da densidade relativa.

A tensão principal média é calculada a partir das tensões finais resultantes da análise estática, na condição de deformação plana, através de:

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}}{3} \quad 2.20$$

$$\sigma'_{xx} = v (\sigma'_{yy} + \sigma'_{zz})$$

onde  $v$  é o coeficiente de Poisson do solo e  $xx$  é a direção paralela ao eixo da barragem.

Ensaio de campo têm mostrado consistentemente que a velocidade de onda cisalhante em pedregulhos é significativamente maior do que em areias indicando, portanto que valores de  $G_{max}$  para pedregulhos são também maiores do que para areias. Valores de  $K_{2,max}$  para pedregulhos estão tipicamente no intervalo entre 80 a 180 (Seed et al., 1984).

No caso de solos coesivos saturados, a determinação dos parâmetros dinâmicos é muito mais complicada devido aos efeitos de amostragem, nos ensaios de laboratório, ou à incapacidade de se adequadamente controlar o nível de deformações.

Em geral existem várias correlações publicadas na literatura para vários tipos de solo, a partir de parâmetros in situ, ensaios de campo (SPT, CPT) para

os quais, entretanto, devem ser usadas somente para estimativas preliminares, visto a variabilidade dos resultados apresentados pelos diversos autores e pelo fato da dificuldade intrínseca de se correlacionar um parâmetro ( $G_{max}$ ) para pequenas deformações com valores de ensaios de campo obtidos a níveis de deformações muito maiores.

#### 2.10.4.

##### Curva de redução do módulo cisalhante $G/G_{max}$

E habitual, com respeito à forma com que o valor do módulo cisalhante se degrada em função do nível das deformações cisalhantes, são tratados por separado as areias e os pedregulhos, no estudo pioneiro de Seed e Idriss (1970). Zen et al. (1978) notou a influência da plasticidade dos solos na forma da curva de redução do módulo cisalhante, com valores correspondentes a solos altamente plásticos decaindo mais lentamente do que para valores associados a solos de baixa plasticidade. Dobry e Vucetich (1987) e Sun et al. (1988) concluíram que a forma da curva de redução do módulo é mais influenciada pelo índice de plasticidade do que pelo índice de vazios, conforme mostra a Figura 2.26. Estas curvas mostram que o valor limite da deformação cisalhante cíclica é maior e sua degradação com o incremento da deformação é menor para solos de alta plasticidade do que para solos de baixa plasticidade. Esta característica é extremamente importante, podendo influenciar fortemente a maneira pela qual o depósito de solo amplificará ou atenuará o movimento sísmico. A curva de redução de módulo para  $IP = 0$ , na Figura 2.26, é semelhante à curva média obtida para areias por Seed e Idriss (1970) – Figura 2.24.

Tabela 2.6 - Estimativa de  $K_{2,max}$  (Seed e Idriss, 1970).

e	$K_{2,max}$	$D_r$ (%)	$K_{2,max}$
0,4	70	30	34
0,5	60	40	40
0,6	51	45	43
0,7	44	60	52
0,8	39	75	59
0,9	34	90	90

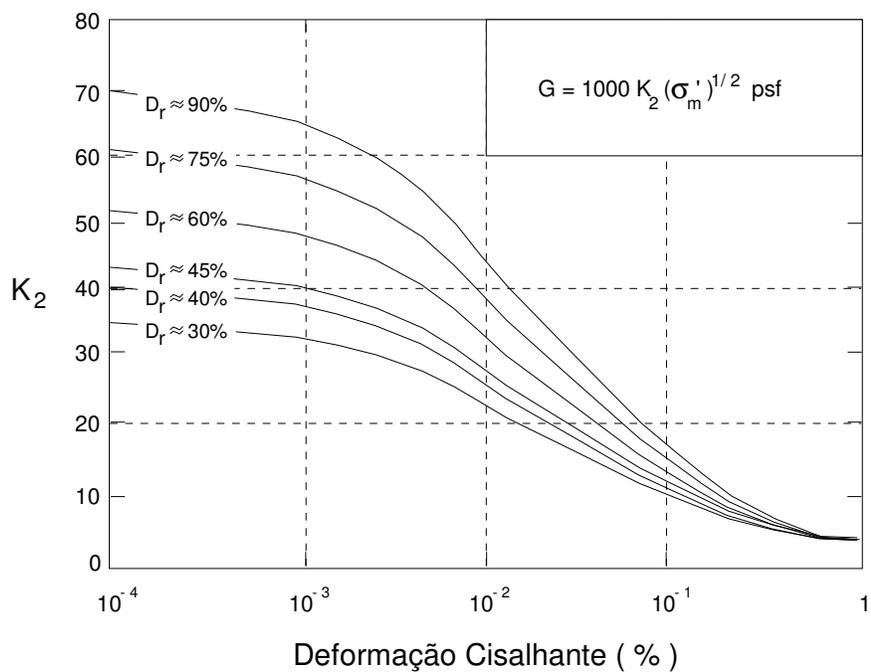


Figura 2.23 - Variação do módulo de cisalhamento  $K_{2max}$  para areias em densidades relativas em função das deformações cisalhantes – Seed e Idriss (1970).

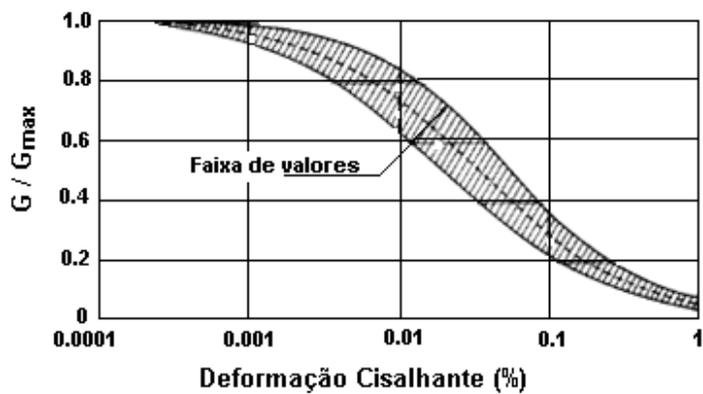


Figura 2.24 - Faixa de variação de  $G/G_{max}$  com a deformação cisalhante para areias (Seed e Idriss, 1970).

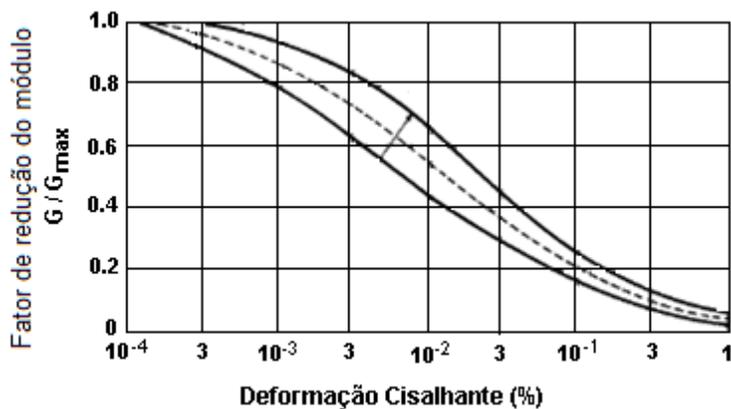


Figura 2.25 - Faixa de variação de  $G/G_{max}$  com a deformação cisalhante para pedregulhos (Seed e Idriss, 1970).

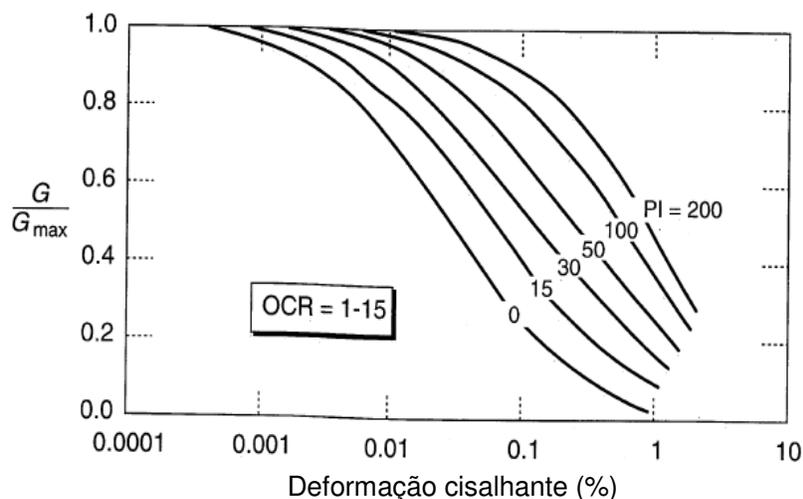


Figura 2.26 - Efeito do índice de plasticidade na curva de redução do módulo de cisalhamento de solos coesivos (Vucetic e Dobry, 1991).

### 2.10.5. Razão de amortecimento

Seed e Idriss (1970) apresentaram a variação experimental da razão de amortecimento com a deformação cisalhante para areias (amortecimento histerético), conforme a Figura 2.27, enquanto que Seed et al. (1986) obtiveram resultados similares para solos com pedregulhos (Figura 2.28). Verifica-se que as curvas são bastante similares entre si.

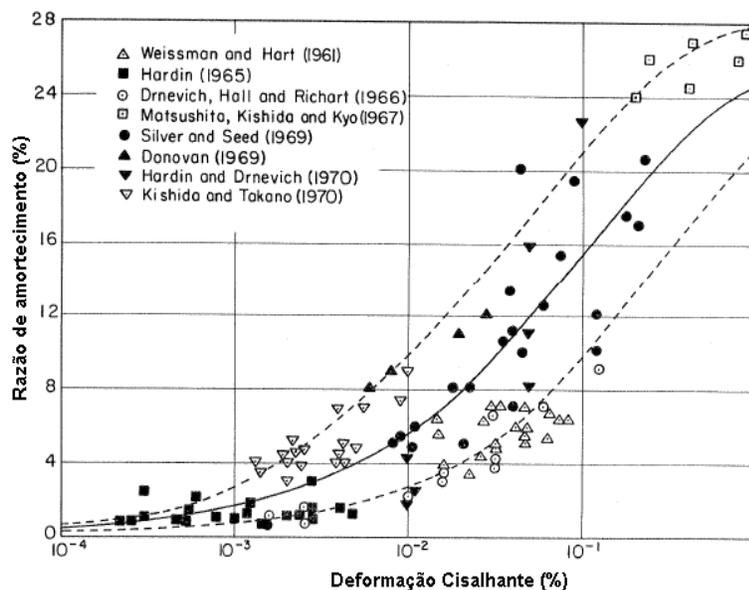


Figura 2.27 – Variação da razão de amortecimento para areias (Seed e Idriss, 1970).

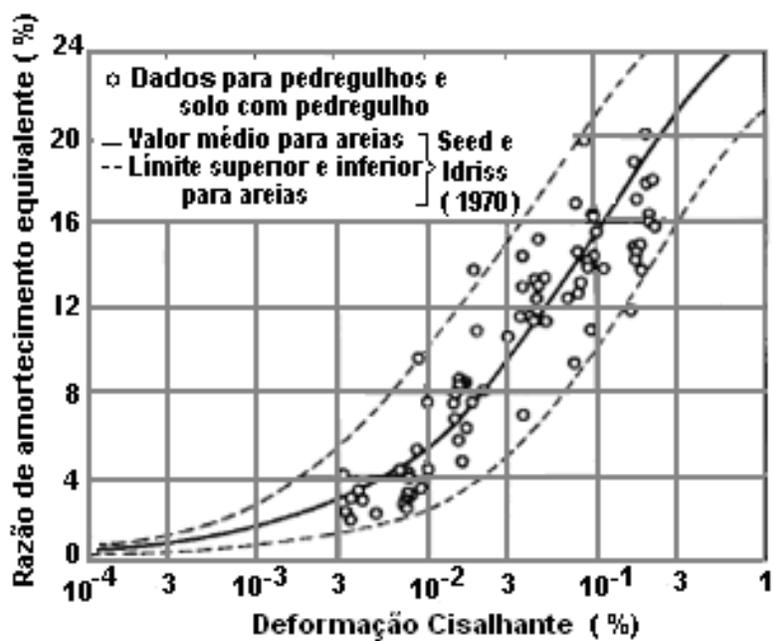


Figura 2.28 - Comparação da variação da razão de amortecimento para solos com pedregulho e areias (Seed et al., 1986).

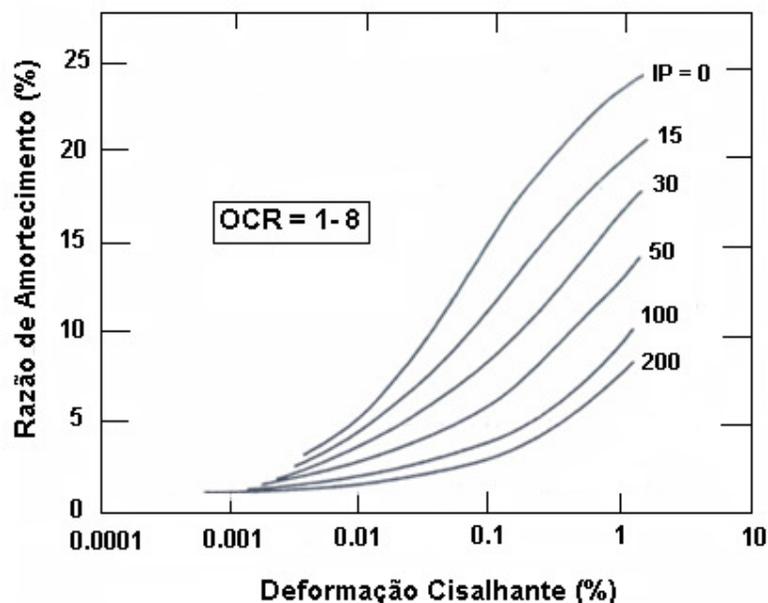


Figura 2.29 - Efeito do índice de plasticidade nas curvas de variação da razão de amortecimento vs deformação cisalhante para solos coesivos (Vucetic e Dobry, 1991).

Assim como o observado com a curva de redução do módulo cisalhante, o comportamento do amortecimento é também influenciado pelas características de plasticidade do solo. Razões de amortecimento em solos altamente plásticos são menores que os valores obtidos em solos de baixa plasticidade para o mesmo nível de amplitude de deformação cisalhante cíclica. Para índice de plasticidade  $IP = 0$  a curva de amortecimento da Figura 2.29 é aproximadamente igual àquela obtida para areias por Seed e Idriss (1970) e pedregulhos por Seed et al. (1986).

#### 2.10.6.

##### **Critério do módulo de descarregamento-recarregamento**

O módulo cisalhante máximo pode ser estimado admitindo-se deformações infinitesimais e comportamento do solo linear e elástico. A partir da curva tensão-deformação considerando-se o módulo de elasticidade tangente inicial  $E_i$ , é possível escrever:

$$G_{\max} = \frac{E_i}{2(1+\nu)} \quad 2.21$$

No entanto, Byrne et al. (1986), baseados em vários ensaios de laboratório estáticos e dinâmicos, indicaram que os valores de  $K_2$  obtidos a partir de ensaios dinâmicos ou cíclicos são 3 a 4 vezes superiores aos obtidos em ensaios estáticos. A maior justificativa para esta diferença é ilustrada na Figura 2.30. Os valores de  $K_2$  estáticos estão baseados em valores de  $E_i$  calculados a partir da extrapolação de valores obtidos a níveis de deformação relativamente altos, como indicado pela linha tracejada da figura. A curva tensão-deformação real na faixa de deformações infinitesimais iniciais para carregamento primário é bastante diferente, como mostra a linha em traço cheio da Figura 2.30. Para carregamento repetido (descarregamento e recarregamento), os valores de  $K_2$  obtidos em ensaios triaxiais são também maiores e em razoável concordância com os valores obtidos diretamente em ensaios dinâmicos. Assim, para a obtenção de  $G_{\max}$  na equação 3.11 é conveniente utilizar o valor  $E_{\max}=E_{ur}$  obtido no ciclo descarregamento-recarregamento em ensaios triaxiais convencionais (estáticos).

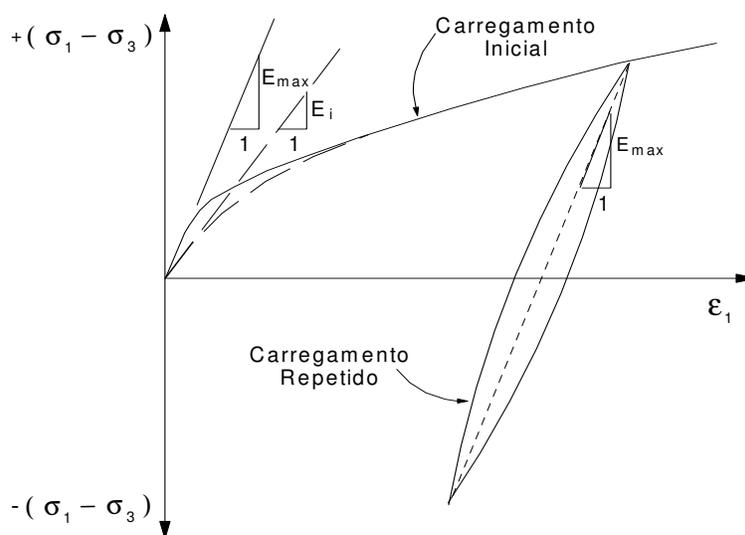


Figura 2.30 - Carregamento inicial e repetido (de Byrne et al., 1986)