

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Comportamento durante a construção

A previsão dos campos de tensão e de deformação que se desenvolvem durante a construção de uma barragem de terra, tanto no seu corpo quanto na sua fundação, é uma importante etapa do projeto. Análises de estabilidade são normalmente feitas após a determinação da distribuição destes campos no interior da estrutura, requerendo-se, portanto, um estudo dos fatores que afetam a distribuição de tensões e deformações e dos métodos empregados para a sua determinação.

2.1.1. Distribuição dos recalques

O mecanismo básico do recalque em uma barragem de terra pode ser facilmente compreendido considerando-se o caso de um aterro de altura total H e de grande extensão (Law, 1975), como ilustrado na figura 2.1, onde prevalece o estado unidimensional de deformação.

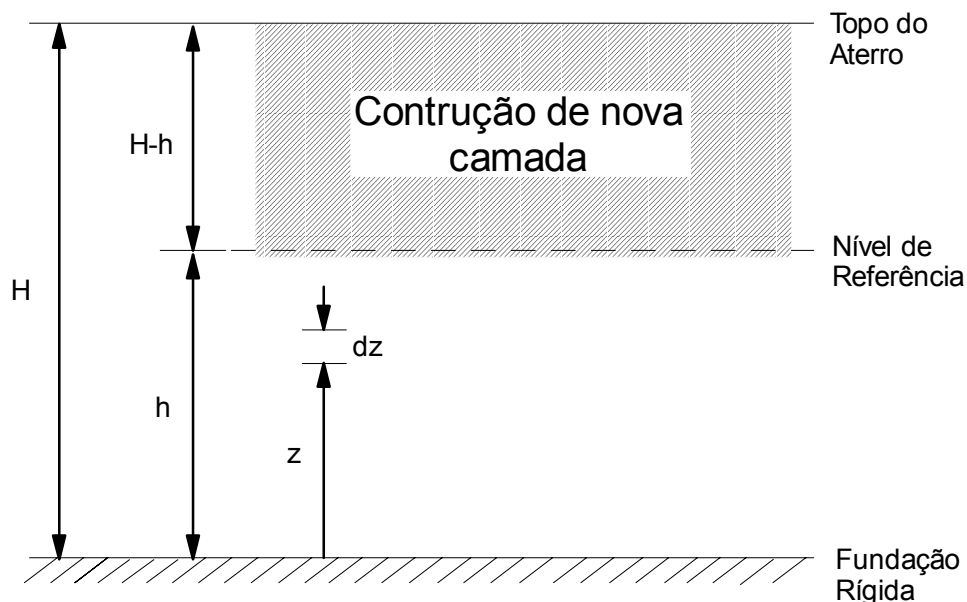


Figura 2.1 Esquema de construção incremental de um aterro de grande extensão

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 por

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

e o deslocamento vertical do topo da camada anteriormente construída ($z=h$) pode ser calculado pela teoria da elasticidade linear como

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

o qual, admitindo-se a homogeneidade do aterro (peso específico γ e módulo de compressão confinada D constantes) reduz-se finalmente a

$$u = \frac{\gamma(H-h)h}{D} \quad (2.3)$$

Observa-se da equação acima que o recalque u é uma função tanto da espessura h da camada construída quanto da espessura $(H-h)$ da camada recém-lançada. A distribuição do recalque com a profundidade durante a construção de um aterro ou barragem, de acordo com o modelo simplificado da fig. 2.1, tem então uma forma parabólica com valor máximo na sua altura média, como mostra a figura 2.2.

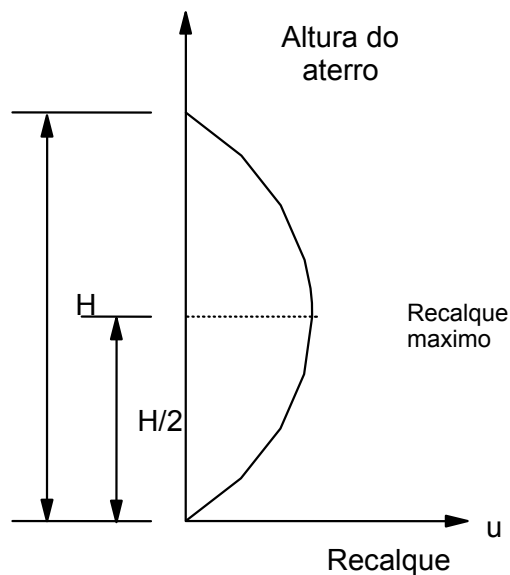


Figura 2.2 Distribuição de recalque com a altura do aterro (Parra, 1996)

Esta distribuição é bastante semelhante àquela observada em barragens de terra/enrocamento e muito diferente da prevista considerando-se apenas uma etapa de construção, onde o recalque máximo localiza-se na crista da barragem. Resultados qualitativamente similares aos mostrados na figura 2.2 também podem ser determinados considerando-se leis constitutivas não-lineares, como no método proposto por Penman & Charles (1971) onde tensões verticais são funções quadráticas das deformações verticais.

2.1.2. Influencia da anisotropia

No processo de compactação das camadas do aterro, certo grau de anisotropia é induzido nas propriedades dos materiais. No entanto, na grande maioria das análises de comportamento de barragens reportadas na literatura, tem-se considerado os materiais como isotrópicos, sendo esta simplificação muito conveniente e útil nos casos práticos.

Conjugar a anisotropia com as propriedades não lineares dos solos implica em uma análise bastante complexa. No caso de anisotropia transversal, em análises de deformação plana, requer-se a determinação de quatro componentes elásticas independentes, às quais se terá que adicionar uma lei constitutiva não linear para cada destas componentes.

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 requerido 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 ν_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.

2.1.3 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.

a) 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.

b) Transferência de cargas entre o núcleo e os espaldares

A 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 na figura 2.4, indicam que quanto mais rígido o espaldar maior 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.

Na figura 2.5 é apresentada a relação entre o recalque adimensional máximo versus a razão entre os módulos de elasticidade do núcleo e do espaldar ($E_{\text{núcleo}} / E_{\text{espaldar}}$), a qual permite concluir que o recalque máximo no núcleo diminui tanto com o acréscimo de rigidez dos espaldares quanto com o acréscimo da rigidez do núcleo.

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.

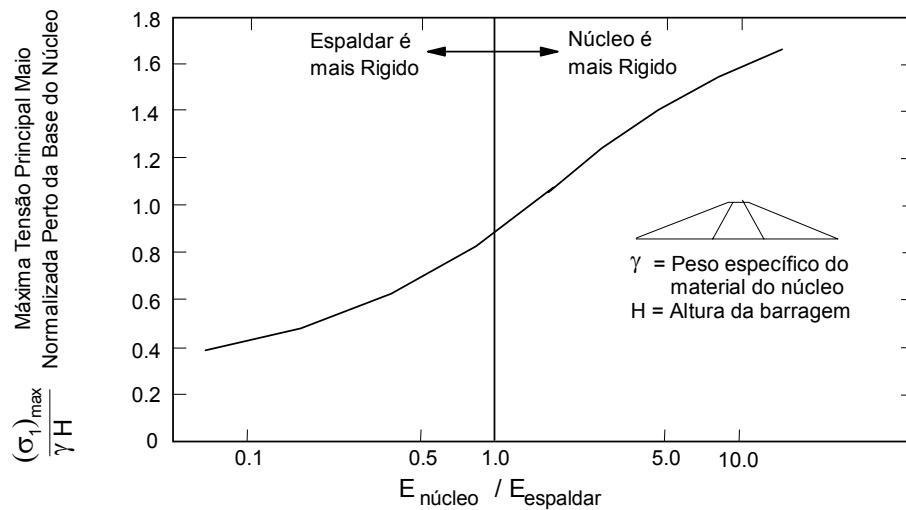


Figura 2.3 Tensões principais máximas perto da base do núcleo para diferentes relações entre os módulos de elasticidade do núcleo e do espaldar (apud Law 1975)

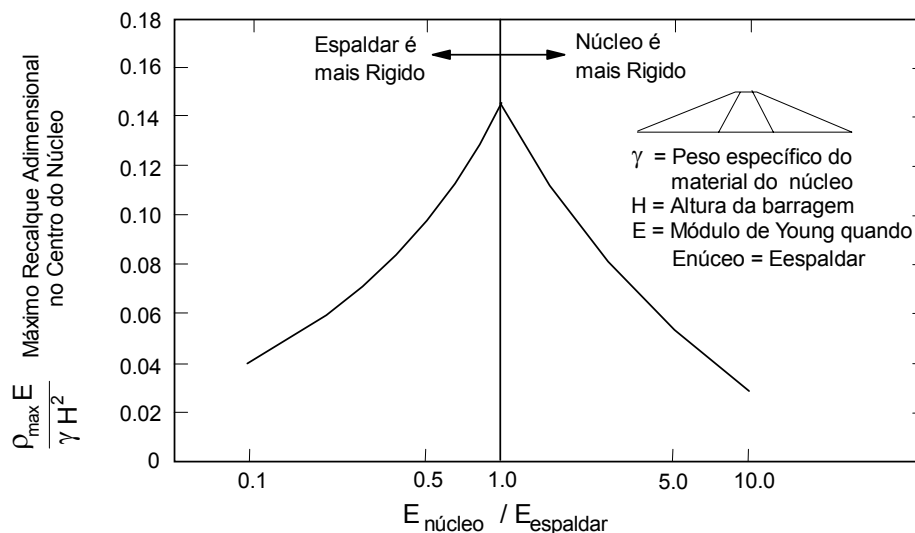


Figura 2.4 Recalque máximo no centro do núcleo para diferentes relações entre os módulos de elasticidade do núcleo e do espaldar (apud Law 1975)

Veiga Pinto (1983) realizou um estudo do comportamento da barragem de Beliche, durante as fases de construção e primeiro enchimento. Simulou a colocação do enrocamento dos espaldares em diferentes estados (alterado e são), teores de umidade (seco e molhado) e graus de compactação (fofo o compacto). Verificou uma apreciável transferência de cargas quando o material de enrocamento foi colocado seco, independente de quaisquer outras características consideradas (grau de compactação e qualidade do

enrocamento). Com o umedecimento do enrocamento as tensões na barragem apresentaram, no entanto, uma distribuição mais uniforme.

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.

2.1.4 **Trajetória de tensões na construção**

Durante a construção, as trajetórias de tensão nos espaldares de barragens zonadas geralmente 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 poro-pressão 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 poro-pressão 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.

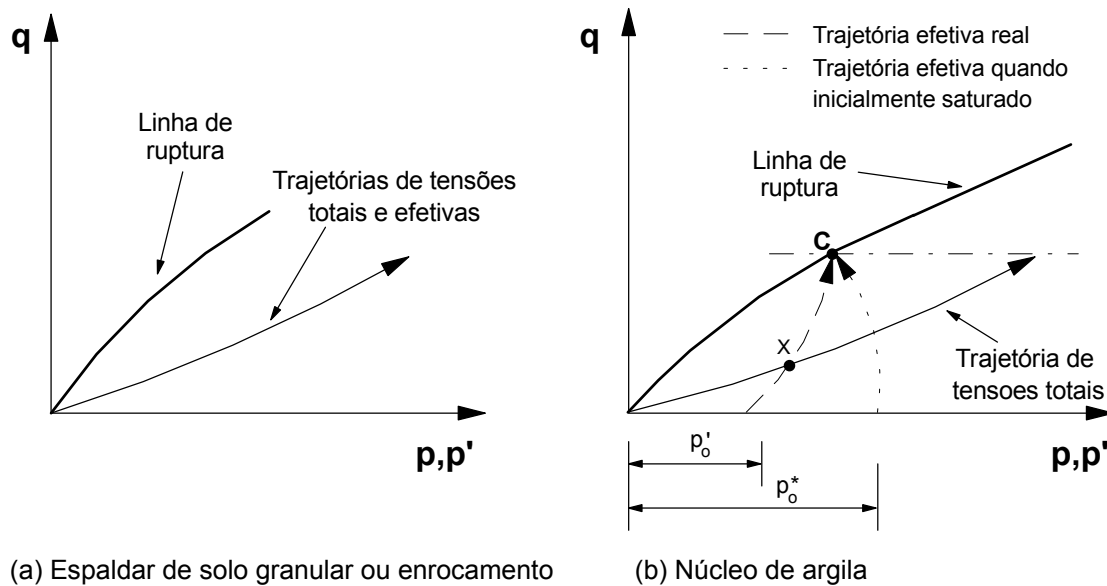


Figura 2.5 Trajetórias de tensão durante a fase de construção (apud Naylor 1991)

2.2.

Comportamento durante o primeiro enchimento do reservatório

As considerações sobre o comportamento de barragens de terra durante a fase do primeiro enchimento são bastante diferentes daquelas apresentadas durante a etapa da construção, devido principalmente às mudanças nas propriedades dos materiais devido à saturação e pelo fato dos carregamentos gerados pela elevação do nível de água no reservatório serem aplicados à barragem em um prazo relativamente curto.

Nobari e Duncan (1972), em uma detalhada revisão dos casos históricos de movimentos em barragens causados pelo primeiro enchimento do reservatório, indicam que a complexidade do comportamento da barragem nesta fase resulta de três causas principais: (1) a compressão devido ao umedecimento da fundação gera recalques não uniformes pois o montante da fundação é umedecido primeiro; (2) a compressão devido ao umedecimento do corpo de barragens homogêneas ou do espaldar de montante de barragens zonadas produz recalques nesta região da barragem com movimentos na direção de montante com possível ocorrência de fissuras longitudinais; (3) o carregamento ocasionado pela pressão d'água do reservatório provoca movimentos no sentido de jusante.

A submersão dos materiais dos espaldares pode conduzir, as vezes, 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 reportam que quatro efeitos separados ocorrem devido ao primeiro enchimento de uma barragem zonada (figura 2.6), sendo que na combinação destes as deformações compressivas resultam predominantes.

2.2.1.

Efeitos do primeiro enchimento em barragem de terra zonada

a) Pressão hidrostática no núcleo

Durante a fase de enchimento do reservatório, considera-se que a permeabilidade do núcleo é muito pequena em relação à permeabilidade do material do espaldar de montante, de tal modo que pode-se assumir a ocorrência instantânea de uma pressão hidrostática na face de montante do núcleo, como ilustrado na figura 2.6a. Esta pressão hidrostática tende a produzir 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.

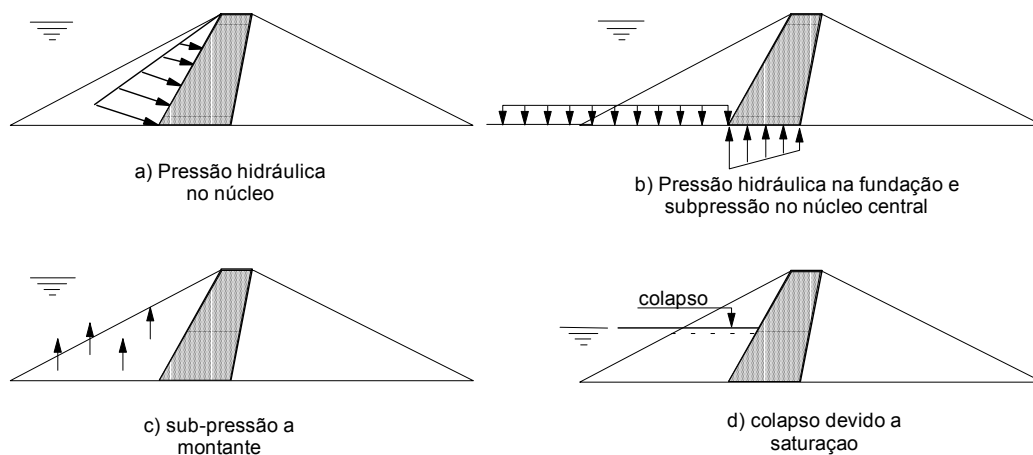


Figura 2.6 Efeitos do primeiro enchimento do reservatório em uma barragem zonada (Nobari e Duncan, 1972)

b) Pressão hidrostática na fundação e subpressão no núcleo

A aplicação de pressões hidrostáticas na fundação, a montante do núcleo central, origina recalques e rotação da barragem para montante, enquanto que a ocorrência de subpressão na base do núcleo central causa movimentos ascendentes e rotação da barragem para jusante, conforme ilustra a figura 2.6b. Como o maciço de fundação de barragens de terra ou enrocamento é

geralmente constituído por solo ou rocha com boas características de rigidez, as deformações que podem ocorrer devido à ação destes dois efeitos é de pouco interesse prático.

c) Subpressão à montante

Estas pressões se originam devido à submersão do espaldar de montante de barragens zonadas (enrocamento ou solos granulares), com tendência a causar deslocamentos verticais ascendentes, bem como rotações na barragem na direção de jusante, devido ao conhecido fenômeno do empuxo de Arquimedes, conforme ilustra a figura 2.6c.

d) Colapso devido à saturação

Este fenômeno geralmente ocorre em solos siltsos, podendo também acontecer no caso de solos granulares e mesmo enrocamentos devido à redução da resistência ao cisalhamento causada pelo umedecimento.

Em uma barragem de terra ou enrocamento, o colapso ocorre então devido à saturação destes materiais do espaldar de montante na etapa do primeiro enchimento, provocando recalques bem como rotações na barragem na direção de montante. O fenômeno de colapso devido à saturação foi constatado em diversas barragens de terra e de enrocamento, com vários pesquisadores (Nobari e Duncan, 1972; Veiga Pinto, 1983, entre outros) indicando a ocorrência de importantes recalques devido ao colapso em ensaios triaxiais e edométricos considerando materiais inicialmente secos e em seguida saturados sob determinados níveis de tensão.

2.2.2.

Trajetória de tensões no primeiro enchimento

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

Em barragens de terra zonadas, à jusante do núcleo argiloso geralmente não existe muita variação do estado de tensões, enquanto que à montante ocorre uma redução da tensão efetiva média (p') devido ao efeito do empuxo de Arquimedes no espaldar submerso. Esta situação pode ser ainda mais complexa se a possibilidade de recalque por colapso for também considerada mas, 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, com a redução da tensão efetiva média (p') sendo o fator dominante. Não é possível estabelecer-se um modelo geral para previsão das trajetórias de tensão que, como já mencionado, dependerá do tipo do material do núcleo, da posição dos pontos avaliados, dos efeitos dependentes do tempo, etc.

Nas figuras 2.7 e 2.8 as diferentes trajetórias de tensões seguidas pelos materiais do enrocamento e do núcleo central obtidas na análise da barragem de Beliche (Veiga Pinto, 1983) são apresentadas. Destas, pode-se observar o alívio das tensões médias (p) do material submerso e o acréscimo destes valores na região não submersa localizada além do enrocamento de montante. É interessante observar-se que em praticamente todo o aterro há uma diminuição na tensão desviadora (q).

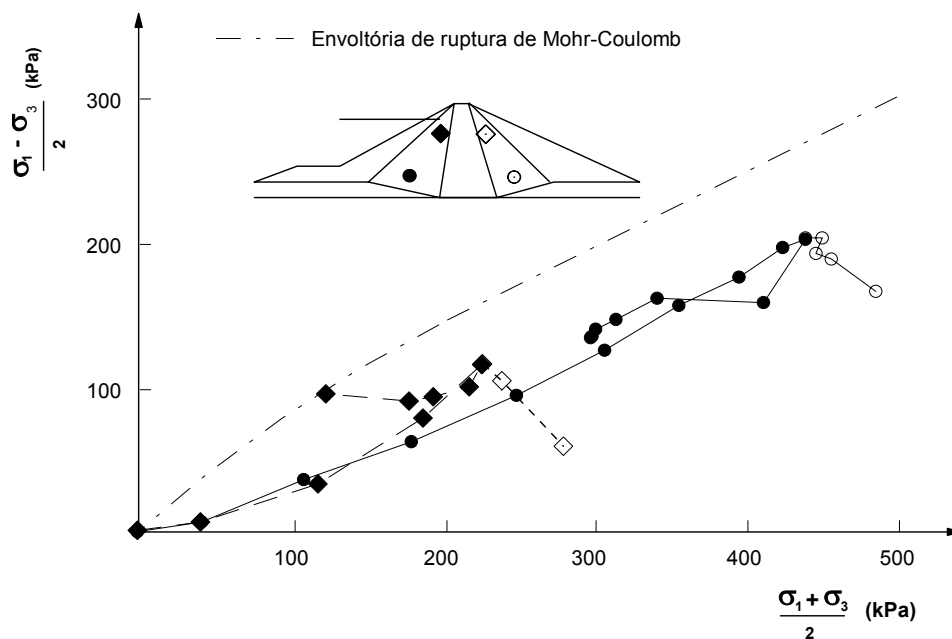


Figura 2.7 Trajetórias de tensão típicas no material de enrocamento (Veiga Pinto, 1983)

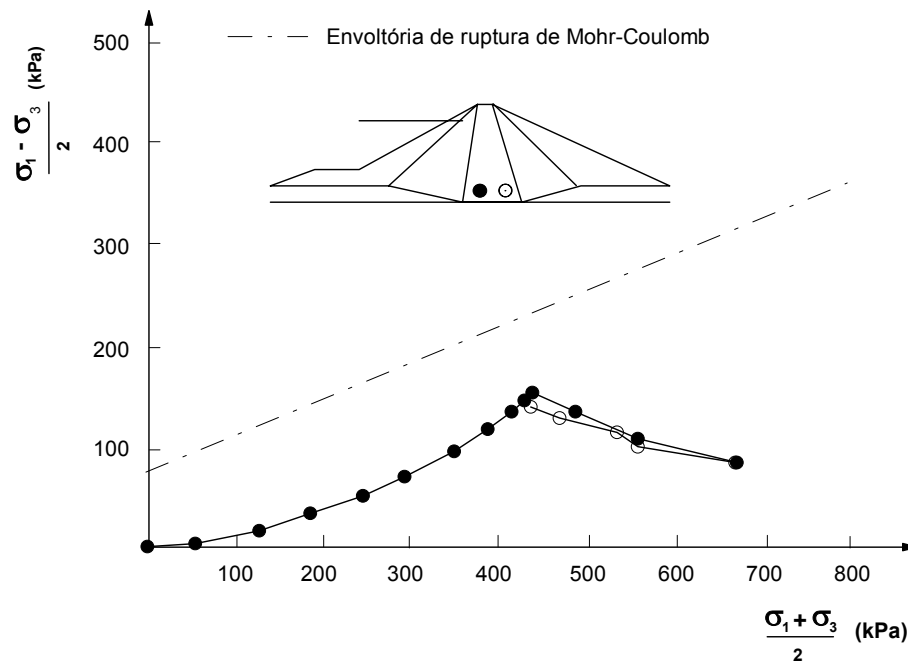


Figura 2.8 Trajetórias de tensão típicas no material do núcleo central (Veiga Pinto, 1983)

2.3 Comportamento durante o carregamento sísmico

2.3.1 Tipos de sismos

A teoria atualmente mais aceita para explicação dos movimentos sísmicos foi formulada em 1912 pelo cientista alemão Alfred Wegener, conhecida como a *teoria da deriva dos continentes*, a qual admite que há 200 milhões de anos todos os continentes estavam unidos, formando uma só massa continental, denominada Pangea (figura 2.9). No início da era geológica do Mesozóico, esta massa universal começou a fraturar e dividir-se, formando as massas continentais que hoje existem. Os conhecimentos adquiridos pelos pesquisadores e cientistas durante as últimas décadas tendem a confirmar esta teoria da formação dos continentes.

A crosta terrestre está dividida em 17 placas principais que se movimentam lateralmente umas em relação às outras, impulsionadas por correntes de convecção térmica que se originam no manto terrestre. Estes movimentos estão associados direta (sismos por subducção) ou indiretamente (sismos intraplaca) com a atividade sísmica do planeta.

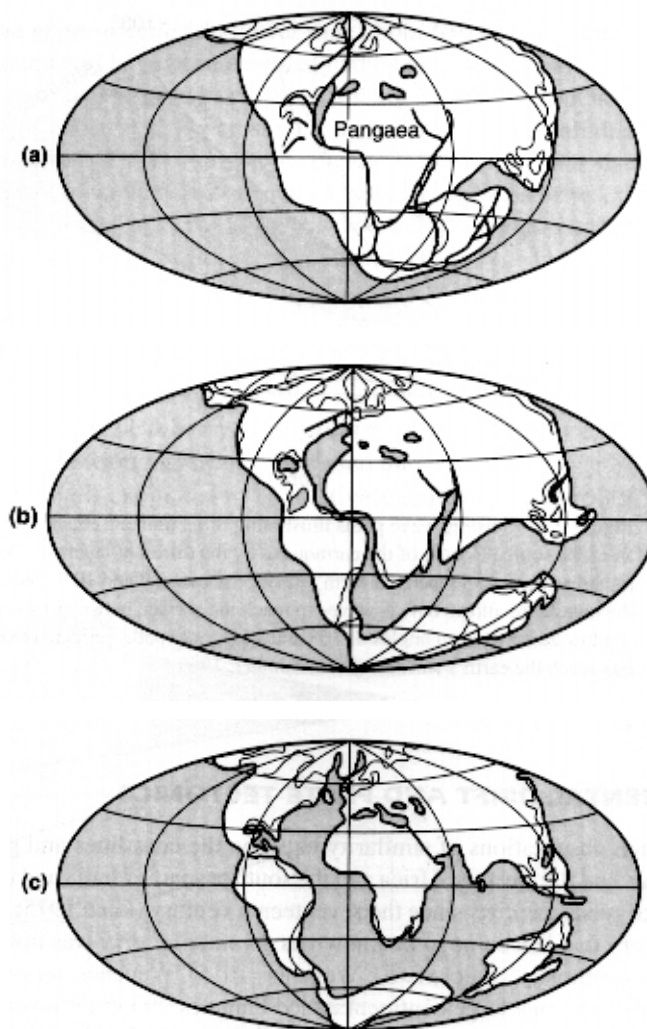


Figura 2.9 O continente universal Pangea (a) há 200 milhões de anos. (b) há 150 milhões de anos. (c) há 1 milhão de anos

a) *Sismos de subducção*

Estudos oceanográficos demonstram que no centro do Oceano Atlântico há uma cadeia montanhosa de aproximadamente 40.000km de extensão, que se expande e ramifica, formada por material magmático proveniente do manto da Terra. Para compensar a saída deste material magmático é necessário que correntes descendentes mergulhem material da crosta, em movimentos de subducção (figura 2.10). As zonas onde ocorrem esta perda de material são conhecidas como zonas de subducção. Os movimentos de subducção são acompanhados de grande liberação de energia, que se irradia sob forma de ondas de tensão provocando tremores e, conforme a intensidade, terremotos.

b) Sismos intraplaca

Representam aproximadamente 25% dos sismos ocorridos a nível mundial, e são caracterizados como de falhamento superficial. Ocorrem entre 5 a 20 km de profundidade, região onde se localizam as rochas de maior dureza e de maior capacidade de armazenamento de energia de deformação. Estes sismos estão indiretamente associados com o fenômeno da subducção, pois são causados pelas concentrações superficiais de tensões no interior das placas tectônicas, que por sua vez são geradas pelos movimentos de subducção. Por serem de pouca profundidade, produzem em geral danos significativos nas regiões mais próximas ao seu epicentro.

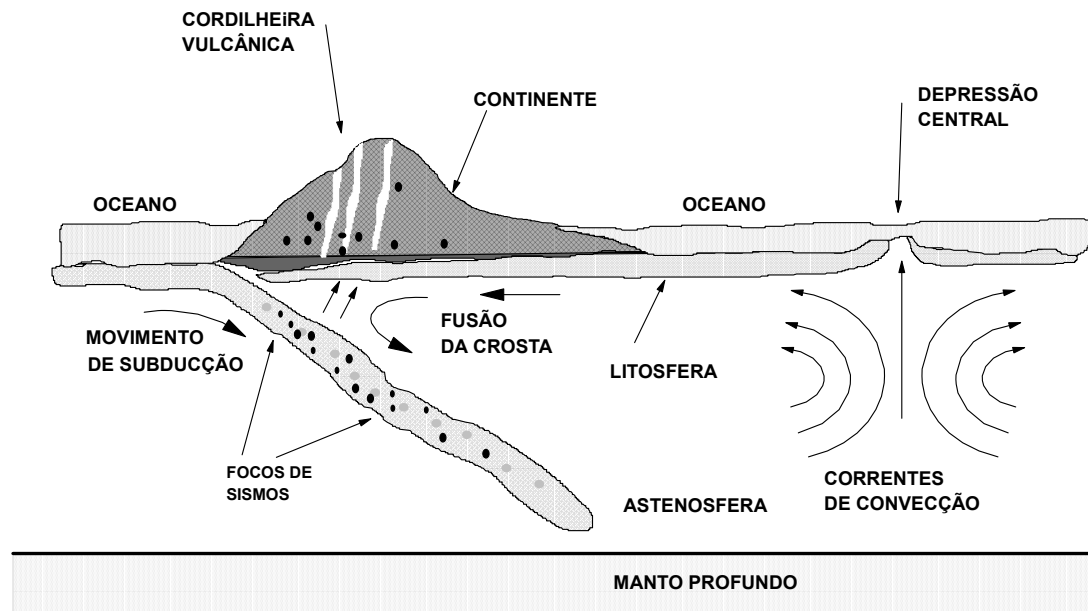


Figura 2.10 Efeitos de subducção entre duas placas contíguas

2.3.2

Parâmetros sismológicos

Magnitude

A magnitude é uma medida instrumental da importância do evento relacionada com a energia sísmica liberada durante o processo de ruptura em uma falha. Ela é uma constante única e independente do local de observação. A magnitude mais usual é a proposta por Richter em 1933, expressa por ML e conhecida como magnitude local. Outros tipos de magnitude definidas na literatura mundial são, de acordo com Laporte (1994): i) Mb = magnitude em

relação a ondas de corpo; ii) M_s = magnitude em relação a ondas de cisalhamento; ii) M_o = magnitude momento.

b) Intensidade

A intensidade é uma medida subjetiva dos efeitos de um sismo, pois refere-se ao grau de percepção do movimento em determinada região. Várias escalas têm sido propostas para medição da intensidade, tais como a escala Mercalli, Rossi y Forel, escala MSK, escala JMA, etc. A escala mais utilizada é chamada de Mercalli Modificada, usualmente expressa pela sigla MM.

c) 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 figura 2.11.

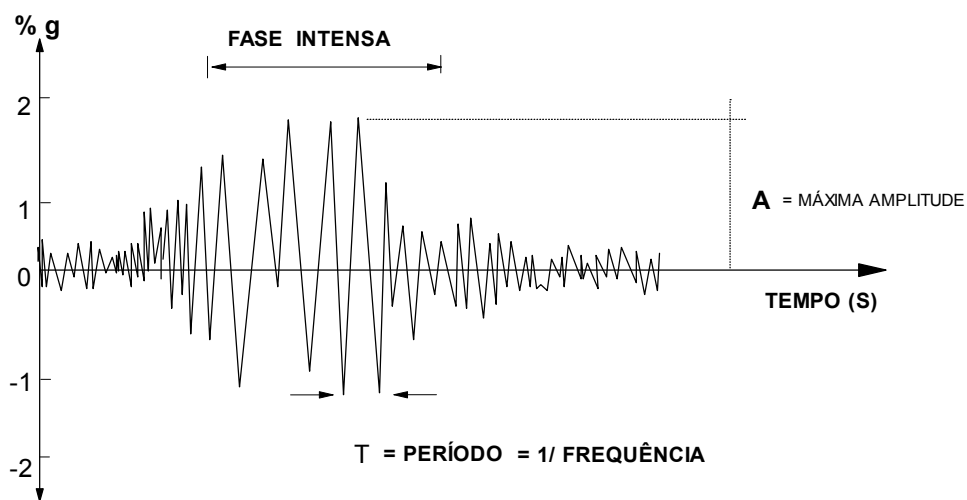


Figura 2.11 Um acelerograma e sus principais características

d) Atenuação

Atenuação é definida como a variação na amplitude das ondas sísmicas, em consequência de sua transmissão (e perda de energia) através do interior e pela superfície da Terra. Muitas vezes é representada por expressões matemáticas que procuram relacionar a aceleração máxima do terreno A com a magnitude do sismo M (M_L , M_b , M_s ou M_o) e as distâncias epicentral ou focal.

2.3.3. Ondas planas de tensão (elásticas)

Quando uma rocha se fratura devido a deformações da crosta, libera energia acumulada no material e dissipada principalmente sob forma de calor. A menor parte é irradiada para a superfície sob forma de ondas sísmicas que se propagam através dos materiais geológicos sólidos (ondas de tensão). Dois tipos de ondas de tensão podem ser identificados em excitações sísmicas: as ondas de corpo e as ondas de superfície (figura 2.12).

a) Ondas de corpo

As ondas de corpo se classificam em ondas primárias (ou P) e em ondas secundárias (ou S). As ondas P se propagam na mesma direção de vibração das partículas e as ondas S são as que fazem vibrar uma partícula na direção perpendicular a sua trajetória de propagação, sendo também conhecidas como ondas transversais ou de cisalhamento. Dependendo da direção de vibração da partícula são ainda denominadas SV (movimento contido no plano de propagação) ou SH (movimento normal ao plano de propagação).

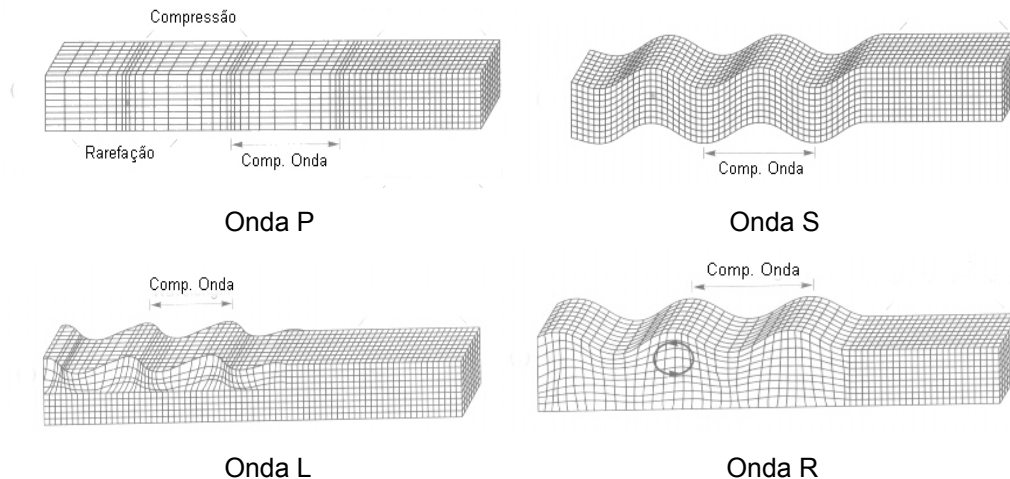


Figura 2.12 Diferentes tipos de ondas planas de tensão em material sólido

b) Ondas de superfície

As ondas de superfície se propagam na zona superficial da Terra e se manifestam com maior frequência em sismos pouco profundos. Os movimentos produzidos pelas ondas de superfície estão em geral restritos a profundidades inferiores a 30 km. As ondas de superfície podem ainda ser classificadas como:

b.1) Ondas Love (L), que ocorrem em formações estratificadas, provocando movimentos similares aos da onda SH, fazendo vibrar partículas superficiais na direção perpendicular à direção de propagação da onda.

b.2) Ondas Rayleigh (R), que produzem movimentos elípticos de partículas superficiais, contidos no plano de propagação da onda. Ondas R têm velocidade de propagação ligeiramente inferior às ondas SV, dependendo do valor do coeficiente de Poisson do material.

A velocidade de propagação de ondas sísmicas depende das propriedades mecânicas das rochas e de outros materiais através dos quais se transmitem. A velocidade da onda P é dada por

$$V_p = \sqrt{\frac{E \cdot (1 - \nu)}{\rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}} \quad (2.4)$$

enquanto a velocidade da onda secundária (V_s) é definida por

$$V_s = \sqrt{\left(\frac{G}{\rho}\right)} = \sqrt{\frac{E}{2 \cdot \rho \cdot (1 + \nu)}} \quad (2.5)$$

onde ρ é a massa específica do solo, G e E são os módulos de elasticidade e de cisalhamento do material, respectivamente, e ν o coeficiente de Poisson.

Para fins de engenharia, a velocidade de propagação da onda Rayleigh (V_R) pode ser aproximadamente calculada a partir da velocidade de propagação das ondas S, com base na seguinte expressão:

$$V_R = \frac{0,862 + 1,14\nu}{1 + \nu} \cdot V_s \quad (2.6)$$

Como as ondas P se propagam com maior velocidade que as ondas S (daí serem conhecidas como ondas primárias), em casos de abalos sísmicos são

as primeiras a serem registradas (figura 2.13). Perto do epicentro, as ondas P têm geralmente uma componente vertical maior, são de alta frequência (períodos baixos) e afetam de forma mais prejudicial as edificações baixas e rígidas, com menores valores de períodos naturais. A distâncias maiores (superiores a 150 km, segundo Sauter 1989) prevalece nos registros sísmicos (acelerogramas) a ocorrência de ondas de superfície que, em geral, mais severamente afetam edificações altas, de menor rigidez e maiores valores de períodos naturais, propagando-se através de grandes distâncias em virtude da menor atenuação.

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. A figura 2.14 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 - EUA, a 10.000 quilômetros 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.

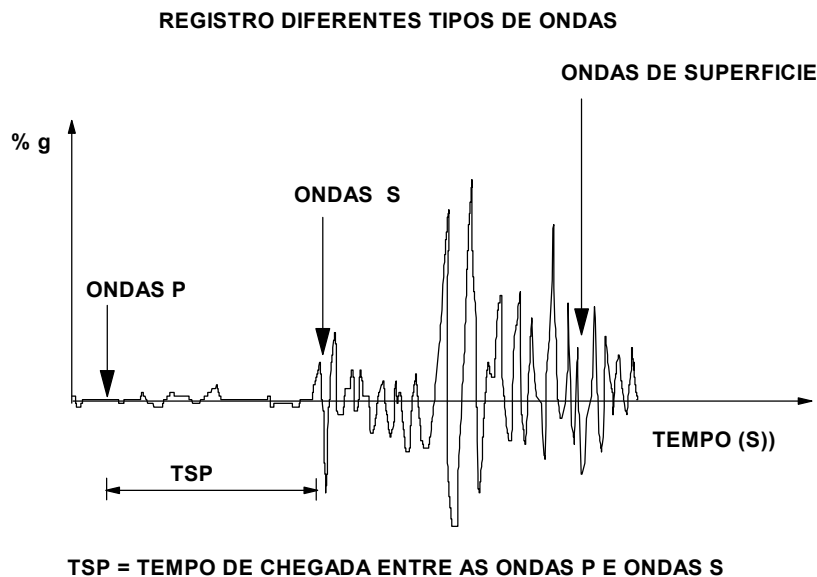


Figura 2.13 Registro de ondas sísmicas

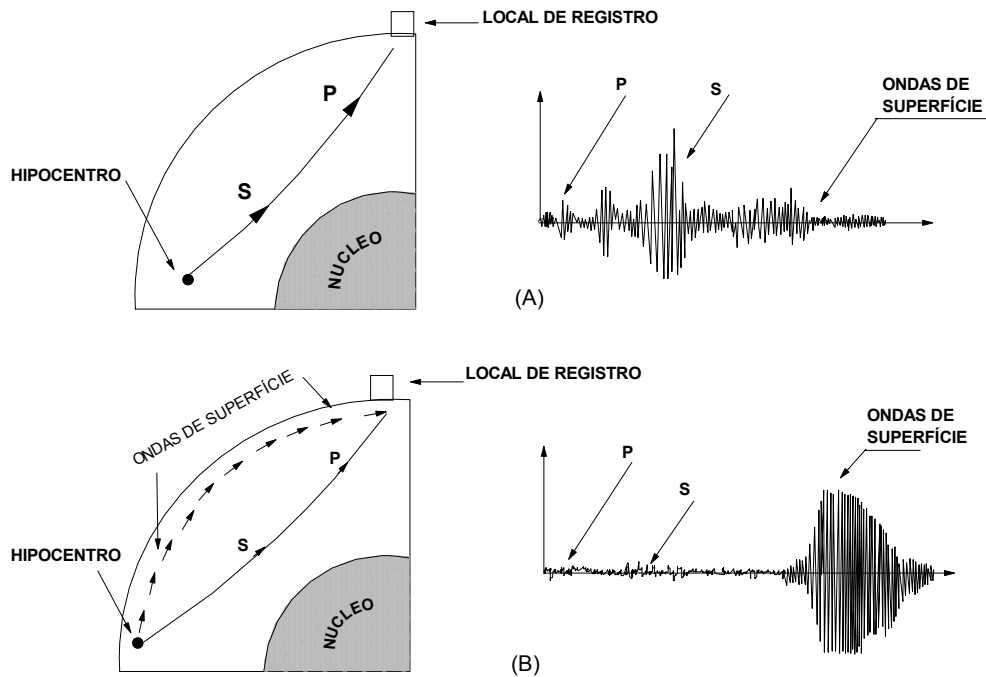


Figura 2.14 Ondas sísmicas registradas a 10.000 Km do epicentro: (a) Sismo de foco profundo; (b) Sismo de foco superficial (conforme Sauter, 1988)

2.3.4

Análise de estabilidade sob carregamento sísmico

A estabilidade de barragens de terra submetidas a carregamentos de origem sísmica é normalmente estudada através de métodos experimentais ou analíticos.

Métodos experimentais são bastante úteis para elucidar os mecanismos do comportamento dinâmico, sendo os métodos mais comuns baseados em ensaios de centrifugação e de mesa vibratória.

Baba e Nagai (1987) usaram uma grande mesa vibratória para ensaiar modelos de barragem de terra com 2m de altura, 6m de largura e inclinações de talude de 1:1.5, 1:2 e 1:2.5, com água armazenada em um reservatório construído com paredes-diafragma. As principais conclusões das experiências realizadas foram as seguintes: i) a frequência natural e a resposta de aceleração do modelo de barragem tenderam a ser menores na condição de reservatório cheio; ii) os taludes de montante e de jusante apresentaram respostas diferentes na condição de reservatório cheio; iii) a ruptura do modelo de barragem iniciou-se nas proximidades da crista, junto ao talude de montante; iv) a extensão da zona de ruptura depende da amplitude e da duração das acelerações do terremoto.

Ensaio de centrifugação representam uma técnica valiosa para estudar as características de majoração dinâmica de solos, a existência de uma aceleração

de escoamento plástico e a ocorrência de ruptura retardada em barragens com núcleo de argila. As relações de escala usadas para interpretar os resultados do modelo em termos do comportamento do protótipo devem ser muito bem verificadas. Como o monitoramento do protótipo é frequentemente de alto custo e de difícil realização, aplica-se normalmente o conceito de modelagem de modelos (Ko, 1988) para validar a relação de escalas entre um modelo ensaiado sob condição 1g, por exemplo, considerado como “protótipo”, e outros modelos em menor escala testados sob condições 10g e 100g, por exemplo.

A tabela 2.1 apresenta para várias grandezas físicas as relações de escala existentes entre o modelo e o protótipo, que podem ser derivadas através de análise dimensional ou por intermédio das equações diferenciais que governam o fenômeno. Observe que a relação de escala para o tempo em processos dinâmicos é N enquanto que em fenômenos de difusão torna-se N^2 .

Grandeza	Protótipo	Modelo
Comprimento	N	1
Área	N^2	1
Volume	N^3	1
Velocidade	1	1
Aceleração	1	N
Massa	N^3	1
Força	N^2	1
Energia	N^3	1
Tensão	1	1
Deformação	1	1
Massa específica	1	1
Densidade de energia	1	1
Tempo (dinâmico)	N	1
Tempo (difusão)	N^2	1
Tempo (creep)	1	1
Frequência	1	N

Tabela 2.1 Relações de escala entre protótipo e modelo (Seco e Pinto, 1993)

Os métodos analíticos para análise de estabilidade de barragens de terra sob carregamento sísmico são brevemente mencionados a seguir:

a) *Método pseudo-estático*

O cálculo do mínimo fator de segurança na análise da estabilidade de taludes é tratado como um problema estático no qual se inclui uma força horizontal de certa magnitude para representar os efeitos de inércia. A força horizontal é expressa como o produto do coeficiente sísmico K pelo peso W da massa delimitada pela potencial superfície de deslizamento. Majumdar (1971) estendeu a solução de Taylor (1948) para solos granulares incluindo a influência da aceleração horizontal enquanto que Koppula (1984) investigou os efeitos sísmicos em solos coesivos considerando potenciais superfícies de ruptura circulares. No caso de barragens zonadas é bastante comum empregar-se o método das fatias, em suas várias versões, como por exemplo o método de Morgenstern-Price (1965). Uma grande desvantagem da análise pseudo-estática é que considera a barragem como um corpo rígido submetido a um coeficiente sísmico uniforme atuante em determinado sentido por um tempo infinito, quando na realidade as forças de inércia são reversíveis no tempo, permitindo que o fator de segurança caia abaixo da unidade por breves períodos de tempo durante os quais deslocamentos permanentes ocorrerão. A deformação induzida por terremotos depende da história das forças de inércia.

b) *Métodos simplificados para estimativa da deformação induzida*

Newmark (1965) propôs um método para determinação dos deslocamentos ocorridos em um talude, idealizado como material rígido-plástico, a partir do conceito de aceleração de escoamento plástico k_y .

Considere a potencial massa de solo deslizante representada pelo corpo rígido sobre o plano inclinado da figura 2.15, sobre o qual estão representadas as forças de inércia, de atrito e peso próprio. Não há deslizamento do bloco até o tempo t_1 quando a aceleração atinge pela primeira vez seu valor de escoamento k_{y1} . Se a aceleração for admitida constante durante o primeiro ciclo, a variação da velocidade da massa pode ser calculada através da integração das acelerações, geometricamente indicada na figura pela área hachurada. A velocidade do bloco continua a crescer até o tempo t_2 quando a aceleração torna-se novamente inferior ao valor de escoamento, reduzindo-se gradualmente a zero no tempo t_3 quando a aceleração então reverte de sinal. O deslocamento da massa pode finalmente ser calculado através de uma integração adicional das velocidades no tempo.

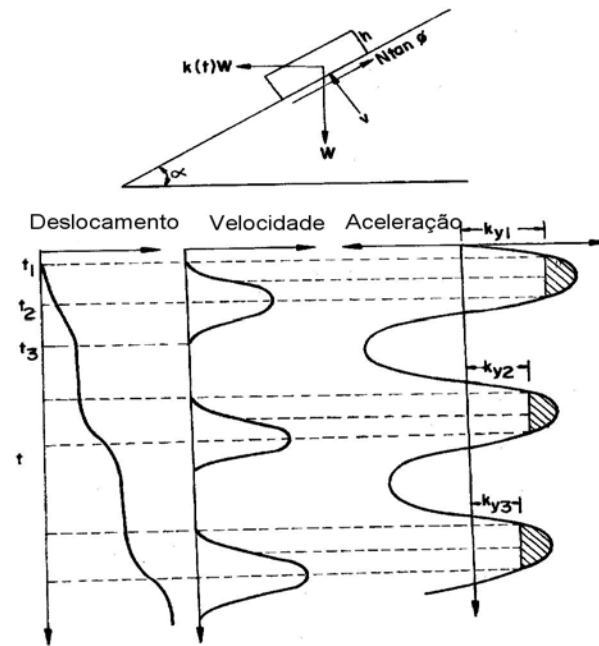


Figura 2.15 Integração no tempo do registro de aceleração para determinação de velocidades e deslocamentos

Sarma (1975) propôs um método de estabilidade baseado na determinação da aceleração horizontal necessária para trazer a massa de solo delimitada pela superfície de escorregamento para um estado de equilíbrio limite, considerando o valor desta aceleração crítica como uma medida do fator de segurança do talude. O método usa o modelo de Newmark para analisar os efeitos das forças de inércia e das poropressões nos valores da aceleração crítica e nos subsequentes deslocamentos causados pelo terremoto. O método de Sarma (op.cit.) é baseado em equilíbrio limite (método das fatias) com o comportamento do solo governado pelo critério de Mohr-Coulomb.

Makdisi e Seed (1977) também empregam o modelo de Newmark para cálculo das deformações permanentes em um talude, assumindo porém superfícies de deslizamento bem definidas e que a massa de solo comporta-se elasticamente até o escoamento plástico (material elasto-perfeitamente plástico). O método envolve os seguintes passos de cálculo: i) determinação da aceleração de escoamento, através da imposição da condição do fator de segurança ser igual a 1 na superfície analisada; ii) acelerações na barragem são determinadas através de análises dinâmicas, via teoria da elasticidade linear empregando o método dos elementos finitos, determinando-se as histórias de aceleração para as várias potenciais superfícies de deslizamento pré-selecionadas pelo engenheiro; iii) a avaliação dos deslocamentos é executada novamente por integração dupla das acelerações no tempo sempre que a

aceleração induzida pelo terremoto exceder à aceleração de escoamento do material.

Mineiro (1979) propôs um método baseado no desenvolvimento de poropressões durante o sismo para cálculo da aceleração de escoamento residual. Os seguintes passos de cálculo são envolvidos: i) a aceleração de escoamento residual é determinada considerando-se os excessos de poropressão desenvolvidos durante a ocorrência do terremoto; ii) as acelerações induzidas ao longo da superfície de deslizamento são determinadas pelo método dos elementos finitos considerando o solo linearmente elástico porém com amortecimento viscoso do material; iii) avaliação dos deslocamentos é realizada por dupla integração das acelerações considerando a aceleração de escoamento residual e o acelerograma determinado numericamente na base da superfície deslizante.

2.3.5 Resposta dinâmica de barragens de terra

O método mais usualmente empregado para análise da resposta dinâmica de barragens de terra submetida a sismos envolve as seguintes etapas de cálculo (Seed, Duncan e Idriss, 1975):

a) Tensões iniciais na barragem antes do terremoto

O método dos elementos finitos é geralmente empregado para determinação dos campos de tensão, deslocamentos e deformações no corpo da barragem e no maciço de fundação durante as fases de construção e do enchimento do reservatório. Sem dificuldades, o método incorpora relações constitutivas lineares, não-lineares (modelo K-G, modelo M-G, modelo hiperbólico) e elasto-plásticas para descrição mecânica do comportamento dos diversos materiais considerados no problema.

b) Seleção de um acelerograma apropriado para a rocha de fundação

A seleção do acelerograma apropriado em determinada região tectônica é geralmente feita a partir de estudos de ameaça sísmica, onde se procura quantificar a probabilidade de ocorrência de um evento devido à ocorrência do sismo. Existem duas maneiras usuais para se proceder à estimativa da ameaça sísmica: a análise determinística e a análise probabilística.

Na análise determinística, o procedimento é realizado com auxílio de um arquivo histórico contendo dados e informações sobre a magnitude, aceleração ou intensidade de eventos ocorridos em lugares adjacentes à região de interesse. Os efeitos que estes sismos produziram na zona de estudo podem então ser aproximadamente qualificados e quantificados através do emprego de fórmulas de atenuação, conforme mostra a figura 2.16.

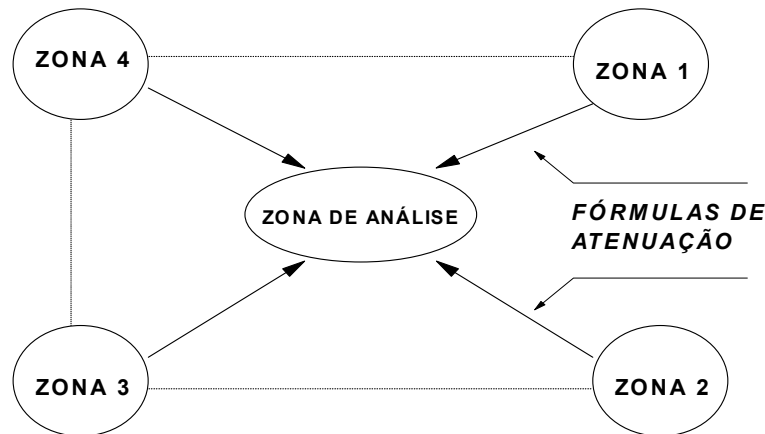


Figura 2.16 Determinação de ameaça sísmica por método determinístico

O método probabilístico é o processo mais versátil e recomendado para avaliação da ameaça sísmica. Proposto por Cornell (1968), sua validade depende fundamentalmente da confiabilidade dos dados disponíveis. A análise probabilística quantifica a probabilidade de que o movimento do terreno exceda a certo valor durante tempo determinado, conhecido como Tempo de Recorrência (PR), expressando os resultados como probabilidades de excedência dos diferentes níveis do movimento do terreno. Isto permite ao engenheiro a oportunidade de escolher uma alternativa de projeto que represente, a seu critério, a melhor combinação entre custo e risco (Laporte 1994).

c) Avaliação da resposta dinâmica da barragem

Para avaliação através do método dos elementos finitos do comportamento dinâmico da barragem faz-se necessário a avaliação das seguintes propriedades dos materiais:

- peso específico – determinado em ensaios de campo ou ensaios de compactação em laboratório;
- coeficiente de Poisson – estimado através de ensaios de laboratório ou ensaios geofísicos;

- módulo de cisalhamento máximo $G_{\max}$ – obtido em ensaios geofísicos ou ensaios de coluna de ressonância em laboratório. A literatura também registra várias correlações para determinação do módulo de cisalhamento máximo $G_{\max}$ para solos granulares (Hardin e Drnevich, 1972) e solos coesivos (Hardin e Drnevich, 1972; Seed e Idriss, 1970; Zen et al., 1978; Vucetic e Dobry, 1992; Isenhower e Stokoe, 1981; Kokusho et al., 1982; Aggour et al., 1987, entre outros).
- variação do módulo de cisalhamento e do fator de amortecimento com as deformações cisalhantes – pode também ser estimada através de ensaios de laboratório (triaxiais cíclicos). Curvas típicas desta variação para diversos tipos de solo foram publicadas na literatura: solos arenosos (Seed et al., 1985; Seco e Pinto, 1993), solos coesivos (Sun et al., 1988; Seco e Pinto, 1993), pedregulho e enrocamento (Seed et al., 1984).

d) *Ensaio dinâmico em amostras representativas*

Execução de ensaios dinâmicos em laboratório combinando as tensões iniciais (anteriores ao terremoto) com o acréscimo de tensões geradas durante o sismo para avaliação das características de resistência do solo sob condições dinâmicas para posterior análise de estabilidade.

e) *Comparação dos resultados numéricos e experimentais*

As tensões cisalhantes aplicadas em ensaios triaxiais cíclicos para gerar determinados níveis de deformação devem ser comparadas com as tensões cisalhantes calculadas na avaliação numérica da resposta da barragem à excitação sísmica.

Esta comparação pode ser feita de duas maneiras: a) previsão da distribuição irregular das tensões com o tempo causada pelo carregamento sísmico e aplicação desta história irregular de tensões em ensaios triaxiais cíclicos; b) transformação da série irregular de tensões no tempo em uma série regular equivalente de ciclos de tensão uniformes para permitir uma comparação direta entre os resultados numéricos e experimentais.

A primeira das alternativas acima tem as seguintes desvantagens: i) se mais de uma excitação sísmica for necessária considerar na análise do comportamento dinâmico da barragem, séries múltiplas de ensaios de laboratório devem ser realizadas; ii) se o acelerograma de projeto for modificado após a realização do ensaio, resultados adicionais de laboratório devem ser obtidos para as novas condições de tensão; iii) equipamentos triaxiais cíclicos

para aplicação de histórias de tensão especiais são bastante mais caros do que equipamentos projetados para aplicação de ciclos de tensão com intensidade uniforme.

Técnicas para conversão da história irregular de tensões cisalhantes para uma série equivalente de ciclos de tensão uniformes foram sugeridas na literatura por Seed et al. (1976) e Lee e Chan (1972). Em ambos os procedimentos, para cada ciclo irregular da história de tensões atribui-se um fator, determinado diretamente de uma curva de ponderação, que representa o número equivalente de ciclos uniformes para determinado nível de tensão. Estes fatores são então somados considerando-se todos os ciclos da história irregular de tensões cisalhantes para determinação do número final de ciclos uniformes equivalentes. O leitor interessado em mais detalhes sobre a transformação da história de tensões deve consultar as referências mencionadas neste parágrafo.

f) Avaliação dos potenciais de deformação cisalhante

Os valores dos ciclos equivalentes de tensão uniformes são então usados para estimar os valores correspondentes dos potenciais de deformação cisalhante no corpo da barragem de terra e no maciço de fundação.