

3. Análise do Comportamento Dinâmico

A resposta dinâmica de estrutura de contenção é complexa. Os deslocamentos e as magnitudes das tensões atuantes dependem das respostas do aterro, do solo de fundação, das características de inércia e de rigidez da própria estrutura, da natureza da fonte excitante, etc. A maioria do conhecimento atual sobre o comportamento dinâmico de estruturas de contenção é proveniente de modelagens numéricas. Os casos que envolvem muros de gravidade indicam que:

- a) As estruturas podem se movimentar por translação ou rotação. Dependendo das características do muro, ambos os movimentos podem ocorrer (Siddhartan et al., 1992) ou um deles ser preponderante (Nadim e Withman, 1984);
- b) a magnitude e distribuição dinâmica das tensões sobre a estrutura são influenciadas pelo modo de movimento da parede - translação, rotação sobre a base ou rotação sobre o pé (Sherif et al., 1982; Sherif e Fang, 1984a, b);
- c) o empuxo máximo do solo geralmente ocorre quando o muro apresenta translação ou rotação contra o aterro (empuxo passivo), tornando-se mínimo no sentido contrário (empuxo ativo);
- d) a posição do ponto de aplicação do empuxo movimenta-se ao longo da face posterior do muro, pois a distribuição das tensões nesta interface varia com o tempo;
- e) valores de tensões residuais podem permanecer atuantes sobre a estrutura, mesmo após o término da excitação dinâmica (Whitman, 1990).

Como sugerido por Stadler (1996), as soluções para o problema do comportamento dinâmico de estruturas de contenção pode ser dividida em três grandes categorias, dependendo da magnitude antecipada da deflexão da estrutura:

métodos rígido-plásticos, elásticos e elasto-plásticos. Os últimos são usualmente empregados no caso de deflexões moderadas, usualmente formulados numericamente através de análises pelo método dos elementos finitos. O emprego de métodos elásticos pressupõe a ocorrência de pequenos movimentos enquanto que a utilização de métodos rígido-plásticos (equilíbrio limite) assume que estes movimentos são bastante significativos. Em qualquer dos casos, observa-se novamente que os mesmos são baseados em hipóteses simplificadoras e o comportamento real da estrutura pode apresentar diferenças importantes em relação ao previsto pelos modelos.

3.1. Métodos Pseudo-Estáticos

Os métodos rígido-plásticos, ou métodos pseudo-estáticos, são baseados no equilíbrio de forças, sendo os mais conhecidos o método de Mononobe-Matsuo, ou método M-O desenvolvido por Mononobe e Matsuo (1929) e Okabe (1926), o método de Seed e Whitman (1970) e o método de Steedman e Zeng, (1990). Estes métodos calculam os empuxos do solo, as forças atuantes sobre o muro de contenção e seus respectivos pontos de aplicação, possibilitando o cálculo de um fator de segurança contra a ruptura. Mas como todo método de equilíbrio limite, não fornece informações sobre as deformações do solo causadas pelo carregamento dinâmico.

3.1.1. Método Mononobe-Okabe (M-O, 1926)

O método M-O é o método mais tradicional para cálculo das forças dinâmicas atuantes sobre uma estrutura de contenção, podendo ser interpretado como uma extensão do método de Coulomb para o contexto dinâmico. Dentre suas hipóteses básicas de desenvolvimento, além das já mencionadas para o método de Coulomb, são mencionadas as seguintes:

a) O solo é granular e seco;

b) a estrutura se movimenta o suficiente para mobilizar a resistência ao cisalhamento do solo e produzir um empuxo ativo mínimo;

c) o solo obedece ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb ao longo da superfície de ruptura. Esta superfície é considerada plana, passando pelo pé da estrutura;

d) a cunha de solo delimitada pela superfície de ruptura comporta-se como um corpo rígido, com aceleração constante em todos os seus pontos;

e) as forças pseudo-estáticas equivalentes às forças de inércia são aplicadas no centro de massa da cunha e seus valores são definidos por $k_h W$ (componente horizontal) e $k_v W$ (componente vertical), onde os coeficientes k_h e k_v , normalizados em relação à aceleração da gravidade, são denominados coeficientes sísmicos nas direções horizontal e vertical, respectivamente.

$$a_h = k_h \cdot g \quad (3.1)$$

$$a_v = k_v \cdot g \quad (3.2)$$

onde:

W é o peso da cunha de solo,

a_h = aceleração horizontal

a_v = aceleração vertical

g (aceleração da gravidade) = 9.81 m/s^2

3.1.1.1. Empuxo Ativo

As forças atuando sobre uma cunha de solo seco, granular, são mostradas na Figura 3.1. Em adição às forças estáticas consideradas anteriormente (Figura 2.3) o equilíbrio de forças atuantes sobre a cunha de solo é influenciado pelas componentes pseudo-estáticas $k_h W$ e $k_v W$.

O empuxo ativo total ativo pode ser expresso de maneira similar à apresentada para a condição estática (Equação 2.13), i.e.

$$P_{AE} = \frac{K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v)}{2} \quad (3.3)$$

onde o coeficiente de empuxo ativo K_{AE} , na condição pseudo-estática, é definido por :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos(\psi) \cdot \cos^2(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right)^2} \quad (3.4)$$

onde $\phi - \beta \geq \psi$, $\gamma = \gamma_d$ e $\psi = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right]$.

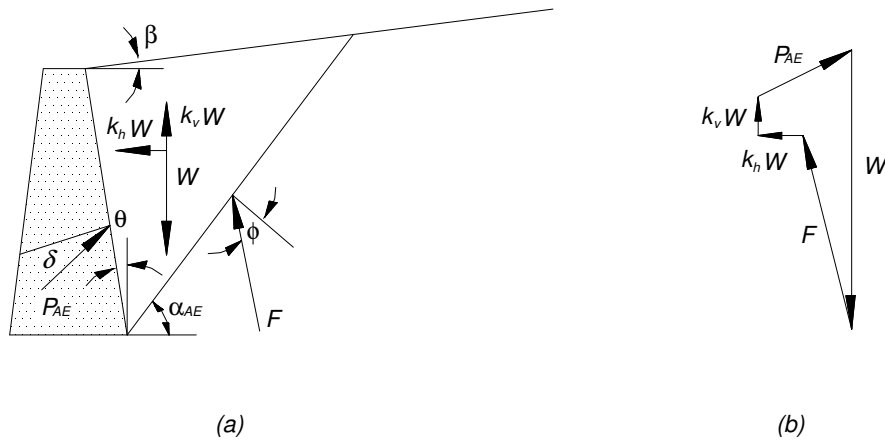


Figura 3.1 – a) Forças atuando sobre a cunha ativa no método de Mononobe-Okabe, b) polígono de forças incluindo as forças pseudo-estáticas $k_h W$ e $k_v W$ (modificado de Kramer, 1996).

A inclinação da superfície de ruptura com a horizontal é dada pelo ângulo (Zarrabi-Kashani, 1979):

$$\alpha_{AE} = \phi - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi - \psi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}} \right] \quad (3.5)$$

onde:

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\phi - \psi - \beta) \cdot [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cdot \cot(\phi - \psi - \theta)]} \quad (3.6)$$

$$C_{2E} = 1 + \{ \tan(\delta + \psi + \theta) \cdot [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta)] \} \quad (3.7)$$

O empuxo ativo total P_{AE} (Equação 3.3) pode ser subdividido na componente estática P_A (Equação 2.13) e na componente pseudo-estática ΔP_{AE} :

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (3.8)$$

Considerando que a componente estática atua na posição $H/3$, conforme já mencionado, Seed e Whitman (1970) recomendaram que a componente pseudo-

estática fosse localizada à distância $0,6H$, a partir da base da cortina. Finalmente, a posição h do ponto de aplicação da força resultante (empuxo ativo total) é facilmente calculada como:

$$h = \frac{P_A \cdot \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} \cdot 0,6 \cdot H}{P_{AE}} \quad (3.9)$$

Seed e Withman (1970) concluíram também que as acelerações verticais podem ser ignoradas quando da utilização do método M-O para cálculo do empuxo ativo em projetos de estruturas de contenção típicas.

3.1.1.2. Empuxo Passivo

O empuxo passivo total (Figura 3.2) considerando solo granular, seco, é expresso por:

$$P_{PE} = \frac{k_{PE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v)}{2} \quad (3.10)$$

onde o coeficiente de empuxo passivo K_{PE} , na condição pseudo-estática, é definido por:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos\psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta - \theta + \psi) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \cdot \text{sen}(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (3.11)$$

A superfície de ruptura apresenta ângulo de inclinação com a horizontal dado por:

$$\alpha_{PE} = \psi - \phi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi + \psi + \beta) + C_{3E}}{C_{4E}} \right] \quad (3.12)$$

onde:

$$C_{3E} = \sqrt{\tan(\phi + \beta - \psi) \cdot [\tan(\phi + \beta - \psi) + \cot(\phi + \theta - \psi)] \cdot [1 + \tan(\delta + \psi - \theta) \cdot \cot(\phi + \theta - \psi)]} \quad (3.13)$$

$$C_{4E} = 1 + \left\{ \tan(\delta + \psi - \theta) \cdot [\tan(\phi + \beta - \psi) + \cot(\phi + \theta - \psi)] \right\} \quad (3.14)$$

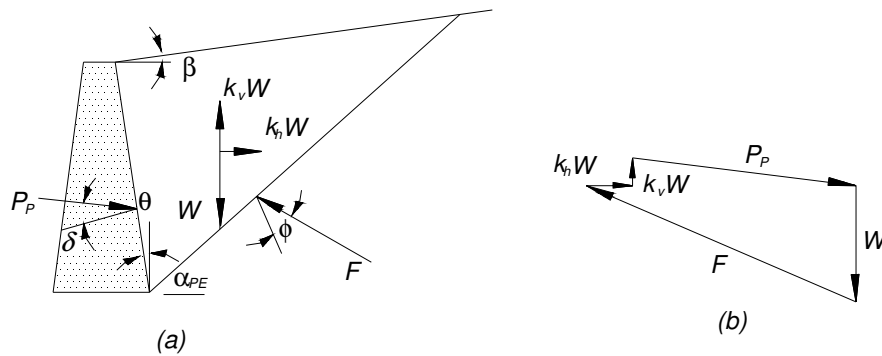


Figura 3.2 – a) Forças atuando sobre a cunha passiva no método de Mononobe-Okabe, b) polígono de forças incluindo as forças pseudo-estáticas $k_h W$ e $k_v W$ (modificado de Kramer, 1996).

O empuxo passivo total pode ser também subdividido (Towhata e Islam, 1987) em componentes estática e pseudo-estática de acordo com:

$$P_{PE} = P_P + \Delta P_{PE} \quad (3.15)$$

Notar que a componente pseudo-estática ΔP_{PE} atua em sentido oposto à componente estática P_P , reduzindo portanto a resistência passiva ao movimento da estrutura.

Embora conceitualmente muito simples, o método M-O é uma ferramenta útil nas análises do comportamento de estruturas de contenção sujeitas a carregamentos dinâmicos. A consideração das forças horizontais pseudo-estáticas causa um aumento do empuxo ativo total e um decréscimo do empuxo passivo total em relação aos valores determinados na situação estática. Como a estabilidade da estrutura é geralmente reduzida por ambas as variações, observa-se que o método M-O fornece resultados consistentes, de maneira simples, com larga aplicação no dimensionamento de cortinas sujeitas a esforços provocados por carregamentos dinâmicos.

Os efeitos de carregamentos distribuídos na superfície do maciço são facilmente incorporados nos polígonos de forças que representam as condições de equilíbrio das cunhas ativa e passiva.

Da mesma maneira que no método estático de Coulomb, várias superfícies potenciais de ruptura devem ser analisadas para obtenção dos valores críticos correspondentes aos empuxos totais ativo e passivo.

A estimativa de um coeficiente sísmico k_h apropriado é difícil e o método M-O não deve ser aplicado para solos que apresentem potencial de liquefação. Resultados do método, assim como na aplicação do método de Coulomb, têm a tendência de sobreestimar o valor do empuxo total passivo, principalmente para situações onde $\delta > \phi/2$. Por estas razões, o método M-O deve ser usado com cautela e interpretado cuidadosamente.

3.1.2. Método de Seed e Withman (1970)

Seed e Withman (1970) desenvolveram um estudo paramétrico para avaliar os efeitos sobre as tensões horizontais da mudança do ângulo de atrito na interface solo-estrutura, no ângulo de atrito do solo, na inclinação da superfície do aterro e na aceleração vertical. Eles observaram que a tensão horizontal máxima sobre a cortina pode ser subdividida em duas componentes: o valor estático inicial e o incremento dinâmico causado pelo movimento da estrutura. Seed e Withman (1970) sugeriram que os coeficientes de empuxo estáticos (K_A), incrementos dinâmicos (ΔK_{AE}) e valores totais (K_{AE}) pudessem ser calculados como $K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE}$, admitindo-se $\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} k_h$, com base nos resultados experimentais observados em ensaios de laboratório executados em mesa vibratória (*shaking table*). Também indicam que o ponto de aplicação do incremento de empuxo pseudo-estático estaria situado entre a metade e dois terços da altura da estrutura, medidos a partir de sua base. Observaram igualmente que a aceleração de pico não tem duração suficiente para causar movimento significativos na estrutura, aconselhando a utilização de um valor correspondente a 85% da aceleração de pico no projeto de estruturas de contenção sob carregamento sísmico.

3.1.3. Método de Steedman-Zeng (1990)

O método M-O inclui a natureza dinâmica do carregamento do sismo numa forma muito aproximada, através de forças pseudo-estáticas, onde a aceleração de pico é convertida numa força de inércia pseudo-estática aplicada no centro de gravidade da massa de solo. É possível, contudo, considerar certas características da resposta dinâmica no tempo através do método proposto por Steedman e Zeng (1990).

Considere a cortina mostrada na Figura 3.3. Se sua base for submetida à aceleração horizontal harmônica de amplitude a'_h , a aceleração horizontal a uma profundidade z abaixo da superfície, no tempo t , pode ser expressa como:

$$a(z,t) = a'_h \cdot \text{sen} \left(\omega \cdot \left(t - \frac{H-z}{v'_s} \right) \right) \quad (3.16a)$$

onde ω é a frequência angular de vibração e v'_s é a velocidade de propagação da onda cisalhante vertical (SV) no maciço de solo, dada por:

$$v'_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.16b)$$

sendo G o módulo de cisalhamento e $\rho = \gamma/g$ a massa específica do solo.

A massa de um elemento infinitesimal da cunha de solo, de espessura dz e largura $(H-z)/\tan \alpha$ é calculada como

$$m(z) = \frac{\gamma \cdot H - z}{g \cdot \tan(\alpha)} dz \quad (3.17)$$

onde γ é o peso específico do solo.

A componente horizontal da força de inércia $Q_h(t)$ atuando sobre a cortina no tempo t , relacionada com a massa da cunha de solo, pode ser expressa como

$$Q_h(t) = \int_0^H m(z)a(z,t)dz = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda(\text{sen} \omega \zeta - \text{sen} \omega t)] \quad (3.18)$$

onde ω é a frequência circular, $\lambda = 2\pi v'_s / \omega$ o comprimento da onda SV e $\zeta = t - H/v'_s$. O caso especial de uma cunha rígida de solo, quando $v'_s \rightarrow \infty$, resulta na seguinte expressão

$$\lim_{v'_s \rightarrow \infty} (Q_h)_{\max} = \frac{\gamma \cdot H^2 \cdot a_h}{2 \cdot g \cdot \tan(\alpha)} = \frac{a_h}{g} \cdot W = k_h \cdot W \quad (3.19)$$

que é equivalente à força pseudo-estática assumida no método M-O.

O empuxo ativo total (componentes estática e dinâmica) pode ser determinado considerando-se o equilíbrio das forças que atuam sobre a cunha de solo,

$$P_{AE} = \frac{Q_h(t) \cdot \cos(\alpha - \phi) + W \cdot \text{sen}(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} \quad (3.20)$$

e a distribuição de tensões horizontais na interface solo - estrutura finalmente obtida pela diferenciação da Equação 3.20 ao longo da profundidade,

$$P_{AE} = \frac{\partial P_{AE(t)}}{\partial z} = \frac{\gamma z}{\tan \alpha \cos(\delta + \phi - \alpha)} \frac{\text{sen}(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} + \frac{k_h \gamma z}{\tan \alpha \cos(\delta + \phi - \alpha)} \frac{\cos(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} \text{sen} \left[\omega \left(t - \frac{z}{v_s} \right) \right] \quad (3.21)$$

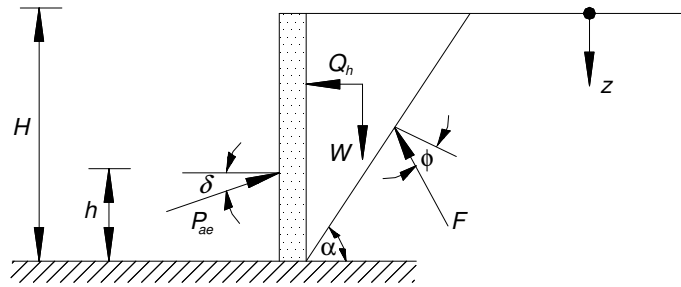


Figura 3.3 – Geometria da cortina e forças atuantes na cunha de solo (modificado de Kramer, 1996)

O primeiro termo da Equação (3.21) incrementa linearmente com a profundidade, mas não varia com o tempo, representando portanto a distribuição das tensões horizontais geradas pela componente estática do empuxo ativo. O segundo termo, por outro lado, que varia com o tempo e é uma função não-linear da profundidade, está associado com as tensões horizontais geradas pelo carregamento dinâmico. A comparação entre as distribuições de tensões horizontais na interface solo-estrutura, previstas pelos métodos M-O e de Steedman e Zeng, está ilustrada na Figura 3.4. No último método, considerando que as tensões horizontais devido ao carregamento dinâmico variam não-linearmente, a posição da resultante correspondente também varia com o tempo de acordo com a seguinte expressão:

$$h_d = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos \omega \zeta + 2\pi \lambda H \text{sen} \omega \zeta - \lambda^2 (\cos \omega \zeta - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega \zeta + \pi \lambda (\text{sen} \omega \zeta - \text{sen} \omega t)} \quad (3.22)$$

O ponto de aplicação do empuxo dinâmico para movimentos de baixa frequência (inferiores a H/λ) é $h_d = H/3$, medido a partir da base da cortina. Para frequências superiores, o ponto de aplicação se move para cima, conforme ilustra a Figura 3.5.

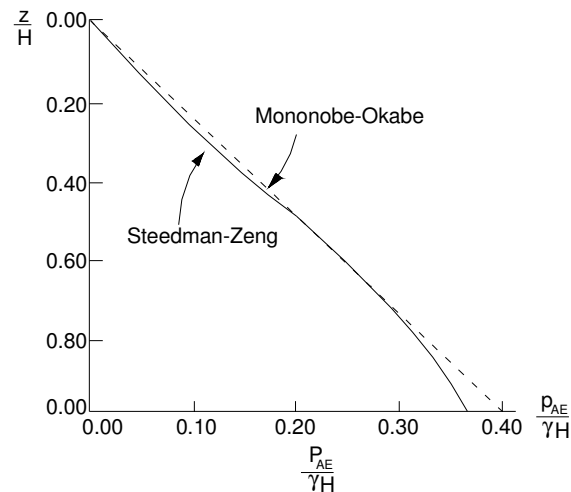


Figura 3.4 – Comparação da distribuição de tensões horizontais normalizadas na interface solo - estrutura obtidas pelos métodos M-O e Steedman-Zeng assumindo $k_h = 0.2$ e $H/\lambda = 0.3$ (de Steedman e Zeng, 1990).

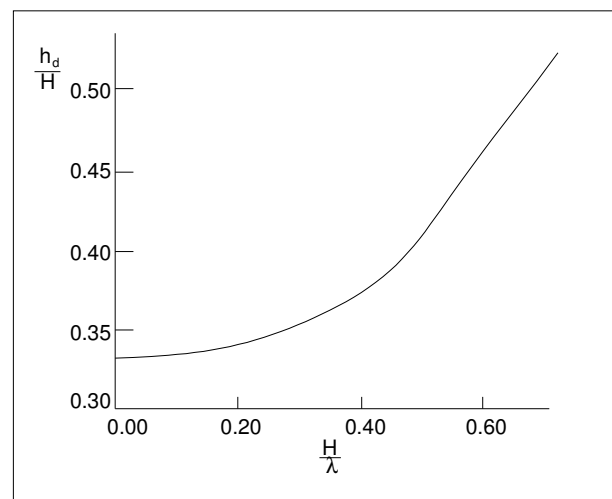


Figura 3.5 – Localização da posição da componente dinâmica do empuxo ativo no instante do momento máximo de tombamento para $k_h = 0.2$ (de Steedman e Zeng, 1990).

3.2. Métodos Elásticos

Os métodos elásticos são geralmente aplicados no projeto de estruturas que apresentam deslocamentos relativos solo-estrutura bastante pequenos, satisfazendo a hipótese de comportamento mecânico do material no regime linear elástico. O método de Wood (1973) é o mais utilizado nesta categoria. Outras propostas incluem as apresentadas por Matsuo e Ohara (1960), Tajimi (1973) e Scott (1973).

3.2.1. Método de Wood (1973)

O método de Wood (1973) teve seu desenvolvimento baseado na teoria da elasticidade linear e representações idealizadas do sistema solo - estrutura. Wood analisou a resposta dinâmica de um solo homogêneo, isotrópico, linearmente elástico confinado entre duas cortinas rígidas e uma base rígida, conforme mostra a Figura 3.6. Se as cortinas estão separadas de uma distância L suficientemente grande, então os esforços atuantes sobre uma das paredes não irão influenciar significativamente o comportamento da outra. Wood demonstrou que a amplificação dinâmica foi insignificante para excitações de baixa frequência, ocorrendo sob menos da metade de frequência fundamental de um aterro não-confinado ($f_0 = v_s/4H$). Para este intervalo de frequências, no qual muitos problemas práticos se situam, as tensões horizontais atuantes sobre a cortina podem ser obtidas da solução elástica para o problema de uma aceleração horizontal a_h constante uniformemente aplicada ao longo da profundidade do solo. Para estruturas rígidas, lisas, Wood (1973) determinou o valor do empuxo ativo dinâmico e do momento de tombamento dinâmico atuante no pé da cortina, como

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 \frac{a_h}{g} F_p \quad (3.23)$$

$$\Delta M_{eq} = \gamma H^3 \frac{a_h}{g} F_m \quad (3.24)$$

onde F_p e F_m são os fatores adimensionais de empuxo dinâmico e de momento fletor mostrados nas Figuras 3.7 e 3.8, respectivamente. O ponto de aplicação do empuxo dinâmico se encontra na seguinte distância h_{eq} medida a partir da base, comumente considerada $h_d \approx 0.63H$.

$$h_d = \frac{\Delta M_{eq}}{\Delta P_{eq}} \quad (3.25)$$

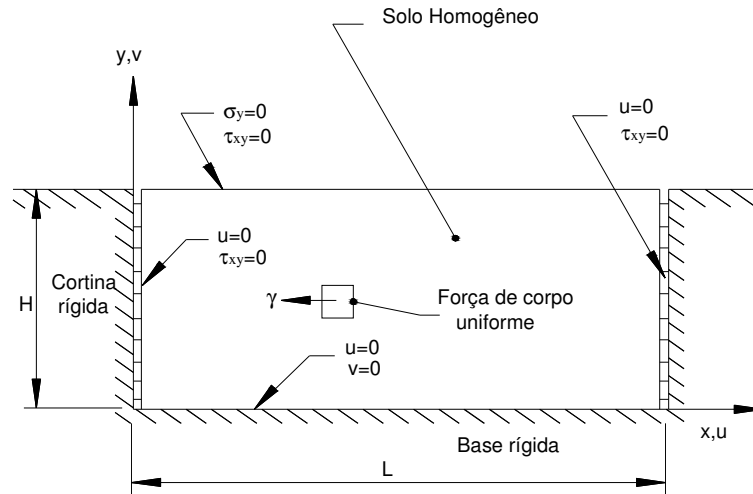


Figura 3.6 – Geometria do problema investigado por Wood (1973).

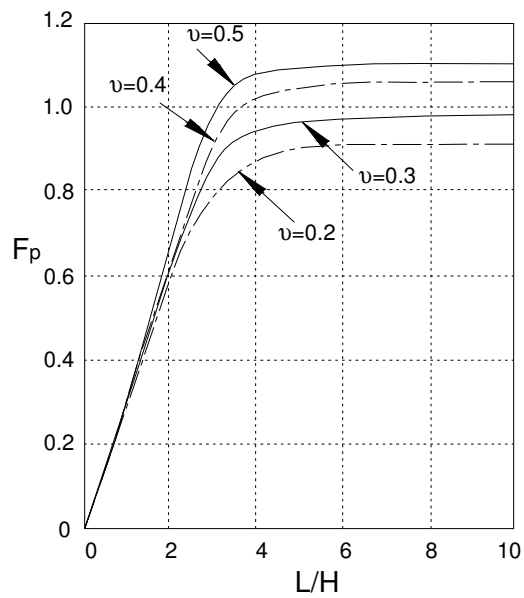


Figura 3.7 – Fator de empuxo adimensional para várias geometrias L/H e valores do coeficiente de Poisson ν (de Wood, 1973).

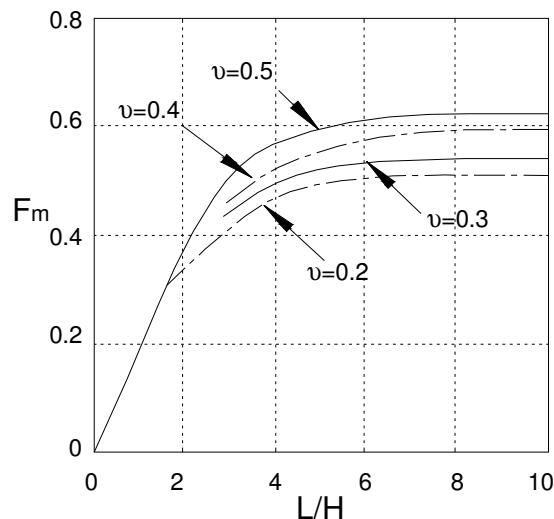


Figura 3.8 – Fator de momento adimensional para várias geometrias L/H e valores do coeficiente de Poisson ν . (de Wood, 1973).

3.3. Métodos Elasto-Plásticos

Esta categoria de métodos, onde o comportamento tensão x deformação do solo é governado por um modelo constitutivo elasto-plástico, necessita do apoio de uma técnica numérica para a solução aproximada do problema. Dentre estas, a mais popular e versátil é o método dos elementos finitos, cujos fundamentos são bem conhecidos e é razoável a disponibilidade de programas computacionais comerciais (PLAXIS, SASSI, FLAC, GEOSTUDIO, dentre os principais) para a solução de problemas da engenharia geotécnica, incluindo o comportamento dinâmico de estruturas de contenção.

Clough e Duncan (1971) foram entre os primeiros investigadores que aplicaram os métodos de elementos finitos para o estudo do comportamento estático de estruturas de contenção, incluindo os efeitos de interface solo-estrutura. Aggour e Brown (1973) conduziram análises no estado plano de deformação considerando estruturas de contenção tipo cantilever com o objetivo de estudar os efeitos da flexibilidade da estrutura na forma da distribuição das tensões horizontais atuantes na estrutura sob carregamento dinâmico.

No decorrer das últimas décadas muitos outros investigadores estudaram numericamente o comportamento dinâmico de estruturas de contenção (Siddharthan e Maragakis, 1989; Steedman e Zeng, 1990; Veletsos e Younan, 1970; Green et al., 2003; Gazetas et al., 2004; Ostadan, 2004; dentre outros) mas

há relativamente poucas publicações comparando os resultados de uma modelagem numérica mais complexa com os modelos mais simples descritos no início deste capítulo.

Além disso, apesar da disponibilidade atual de software para investigação do comportamento dinâmico, a modelagem do problema deve ser muito mais cuidadosa do que nos casos estáticos devidos aos fatores que serão discutidos a seguir.

3.3.1. Aspectos da modelagem dinâmica

3.3.1.1. Contornos silenciosos

A modelagem de problemas de geomecânica envolve meios que, na escala da análise, podem muitas vezes serem considerados infinitos. Métodos numéricos dependentes da discretização de regiões finitas requerem que condições de contorno sejam adequadamente prescritas. Em análises estáticas, condições de contorno rígidas podem ser realisticamente empregadas através da prescrição de apoios fixos colocados a alguma distância da região de interesse. Em problemas dinâmicos, contudo, tal tipo de contorno poderia causar a reflexão de ondas novamente para o interior do modelo e não permitir a necessária radiação de energia para o infinito. A utilização de malhas de grandes proporções poderia minimizar o problema, considerando-se que o amortecimento do material dissiparia a maior parte da energia gerada pelas ondas refletidas em contornos distantes, mas esta solução levaria a tempos de computação extremamente elevados. A alternativa é utilizar contornos silenciosos (em oposição ao ruído introduzido nos resultados numéricos por contornos rígidos), como os propostos por Lysmer e Kuhlemeyer (1969), e usados no programa PLAXIS, no qual amortecedores independentes são dispostos ao longo dos contornos do modelo nas direções normal e tangencial. Este método é bastante eficiente para ondas com ângulos de incidência superiores a 30° , medidos em relação aos contornos. Para menores ângulos de incidência ou para ondas de superfície ainda ocorre absorção de energia pelos amortecedores, mas esta não é perfeita (daí porque estes contornos são também conhecidos como de *transmissão imperfeita*). Todavia, esta técnica tem a vantagem de operar no domínio do tempo e sua eficiência foi comprovada ao longo dos anos em vários programas computacionais baseados no

método dos elementos finitos e das diferenças finitas. Um aperfeiçoamento deste tipo de contorno foi sugerido por White et al. (1977) considerando que as características dos amortecedores dependem também do coeficiente de Poisson.

3.3.1.2. Transmissão de ondas

Distorções numéricas da propagação de ondas podem ocorrer em uma análise dinâmica em consequência da modelagem. Tanto o espectro de frequências da excitação dinâmica quanto as características de propagação das ondas no sistema podem afetar a precisão numérica da transmissão de ondas através do modelo discreto. Kuhlemeyer e Lysmer (1973) mostraram que para uma representação acurada da transmissão de ondas o tamanho do elemento $\Delta\ell$ deve ser menor do que aproximadamente 1/10 a 1/8 do comprimento de onda λ associado à maior frequência do registro de entrada.

$$\Delta\ell \leq \frac{\lambda}{10} \quad (3.26)$$

3.3.1.3. Filtragem do registro sísmico

Para certas análises (por exemplo, em registros exibindo altas velocidades de pico com rápidos intervalos de subida), a aplicação da equação (3.26) pode resultar em tamanhos de elementos e passos de tempo muito pequenos, implicando em tempos de processamento e quantidade de memória proibitivos. Em tais circunstâncias, o registro sísmico (história de acelerações, velocidades ou deslocamentos) deve ser tratado, reconhecendo-se que a maior parte da potência do sismo está contida nas componentes de baixa frequência. Por um processo de filtragem das altas frequências, uma malha com elementos maiores pode ser utilizada sem significativa mudança nos resultados esperados.

O procedimento de filtragem pode ser executado com uma rotina de filtro passa-baixo¹ utilizando a técnica de Transformada Rápida de Fourier (FFT) para filtrar registros acima de determinada frequência de corte f_c , verificando-se qual o decréscimo da potência do sismo à medida que a frequência é diminuída até atingir a frequência de corte f_c escolhida.

¹ Filtro passa-baixo é o nome comum dado a um circuito eletrônico que permite a passagem de baixas frequências e atenua a amplitude das frequências maiores que uma frequência de corte.

Baixas frequências também podem ser filtradas através de uma rotina de filtro passa-alta, removendo-se aquelas cujo período é maior do que a duração do terremoto, pois as mesmas tendem a causar valores não nulos no final da história de velocidades e deslocamentos.

3.3.1.4. Correção da linha base

O processo de correção da linha base pode ser usado para prescrever velocidade e deslocamento residuais nulos ao final do movimento sísmico.

Este processo, mostrado na Figura 3.9, pode ser explicado como:

- a) a história das velocidades pode ser obtida pela integração no tempo da história das acelerações e a história dos deslocamentos pela integração no tempo da história das velocidades. Neste cálculo, o deslocamento final pode resultar não-nulo como na Figura 3.9a;
- b) uma onda de velocidade de baixa frequência pode ser selecionada de forma que a velocidade e deslocamento finais tornem-se nulos. Esta onda pode ser uma função polinomial ou periódica com parâmetros livres (Figura 3.9b) que podem ser ajustados para obtenção dos resultados desejados, como mostrado na Figura 3.9c.

Se a correção da linha base não for executada, a história das acelerações não corrigidas resultará em um erro linear na história das velocidades e um erro quadrático na história dos deslocamentos (Kramer, 1996).

Outra técnica para correção da linha base é aplicar um deslocamento adicional no final dos cálculos, se for constatada a existência de um deslocamento residual no modelo. Isto pode ser feito aplicando-se uma velocidade fixa na malha com o objetivo de reduzir os deslocamentos a zero. Esta ação não afetará o mecanismo de deformação do modelo.

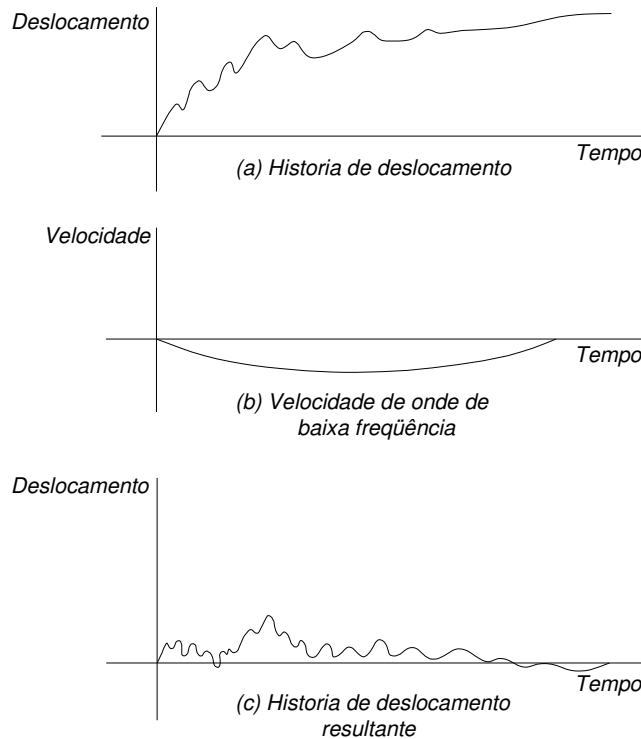


Figura 3.9 - Processo de correção da linha base.

3.3.1.5. Carregamento dinâmico

A aplicação do carregamento dinâmico no contorno do modelo pode ser sob uma das seguintes maneiras: acelerações ao longo do tempo (acelerograma), velocidades ao longo do tempo, tensões ou forças ao longo do tempo. As duas primeiras são aplicadas nos casos com fundação sobre base rígida (rocha) e as duas últimas para casos com fundação sobre base flexível (solo).

Uma restrição quando considerando-se histórias de aceleração ou de velocidade é que estes carregamentos dinâmicos não podem ser aplicados sobre contornos silenciosos, porque as características destes seriam significativamente alteradas. Para prescrever-se movimentos sísmicos sobre contornos silenciosos, uma condição de carregamento em termos de tensões deve ser utilizada, com o registro de velocidades transformado em um registro de tensões e em seguida aplicado. Uma onda de velocidade pode ser convertida em uma onda de tensão usando a formulação elástica:

$$\sigma_n = 2(\rho C_p) v_n \quad (3.27)$$

$$\sigma_s = 2(\rho C_s) v_s \quad (3.28)$$

onde

- σ_n = tensão normal aplicada;
- σ_s = tensão cisalhante aplicada;
- ρ = massa específica;
- C_p = velocidade de propagação de onda P;
- C_s = velocidade de propagação de onda S;
- v_n = velocidade normal da partícula;
- v_s = velocidade tangencial da partícula.

A formulação acima assume propagação de ondas planas. O fator 2 nas equações 3.27 e 3.28 leva em conta o fato de que a tensão aplicada deve ser duplicado em relação àquela prevista em um meio infinito, porque metade da energia é absorvida pelo contorno viscoso.

3.3.1.6. Amortecimento mecânico

Sistemas dinâmicos naturais contêm algum grau de amortecimento da energia de vibração, caso contrário oscilariam indefinidamente. O amortecimento do material explica o comportamento inelástico dos materiais pois parte da energia interna do ciclo de carregamento é absorvida pelo material durante o ciclo de descarregamento, fazendo com que ambas as trajetórias não sejam coincidentes, o que caracteriza materiais inelásticos.

a) Amortecimento de Rayleigh

O amortecimento de Rayleigh foi originalmente usado na análise dinâmica de estruturas e corpos elásticos para amortecer os modos de oscilação natural do sistema. As equações são expressas de forma matricial, onde a matriz de amortecimento $[C]$ é utilizada com componentes proporcionais às matrizes de massa $[M]$ e de rigidez $[K]$.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.29)$$

onde

α' = constante de amortecimento proporcional à massa

β' = constante de amortecimento proporcional à rigidez

Para baixas frequências do sistema, a primeira componente α é dominante, enquanto que para altas frequências β é mais relevante (Figura 3.10).

Para um sistema com múltiplos graus de liberdade, a razão de amortecimento crítico, ξ_i , em qualquer frequência angular do sistema, ω_i , pode ser escrita como (Bathe e Wilson, 1976):

$$\alpha' + \beta' \omega_i^2 = 2 \omega_i \xi_i \quad (3.30)$$

ou

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha'}{\omega_i} + \beta' \omega_i \right) \quad (3.31)$$

A Figura 3.10 mostra a variação da razão de amortecimento crítico normalizado em relação à frequência angular, ω_i . Três curvas são mostradas: para componentes de massa e rigidez isoladamente e a soma de ambas as componentes. Como pode-se observar, o amortecimento proporcional à massa do sistema é dominante nos intervalos das baixas frequências angulares, enquanto que o amortecimento proporcional à rigidez domina para frequências angulares mais altas.

A curva representando a soma de ambas as componentes atinge um valor mínimo em:

$$\xi_{\min} = (\alpha' \beta')^{\frac{1}{2}} \quad (3.32)$$

$$\omega_{\min} = (\alpha' / \beta')^{\frac{1}{2}} \quad (3.33)$$

ou:

$$\alpha' = \xi_{\min} \omega_{\min} \quad (3.34)$$

$$\beta' = \xi_{\min} / \omega_{\min} \quad (3.35)$$

A frequência mínima é escrita como:

$$f_{\min} = \omega_{\min} / 2\pi \quad (3.36)$$

Note que somente na frequência f_{\min} o amortecimento de Rayleigh é composto por partes iguais de amortecimento proporcional à massa e proporcional à rigidez.

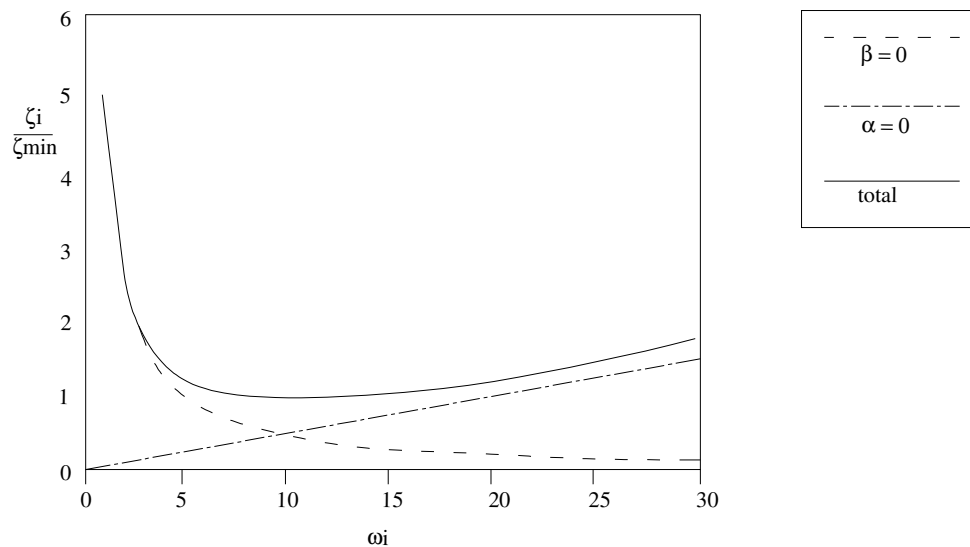


Figura 3.10 - Variação da razão de amortecimento crítico normalizada em relação à frequência angular, (Itasca, 2005).

Como o amortecimento em solos é praticamente independente da frequência, podemos estimar ξ_{\min} (conforme Tabela 3.1) e calcular ω_{\min} como aproximação da frequência angular predominante do sistema não-amortecido.

Tipo de solo	Razão de amortecimento crítico	Referência
Pedregulho e areia seca	0.03 – 0.07	Weissmann e Hart (1961)
Areia seca e saturada	0.01 – 0.03	Hall e Richardt (1963)
Areia seca	0.03	Whitman (1963)
Areia seca e saturada Pedregulho	0.03 – 0.06	Barkan (1962)
Argila	0.02 - 0.05	Barkan (1962)
Areia siltosa	0.03 – 0.10	Stevens (1965)
Areia seca	0.01 – 0.03	Hardin (1965)

Tabela 3.1 – Valores típicos da razão de amortecimento crítico (Richart et al., 1970).

b) Amortecimento Histerético

O modelo linear equivalente tem sido usado por muitos anos para calcular a resposta dinâmica de maciços de solos e rochas e no estudo de problemas de propagação de ondas. O método não captura diretamente qualquer efeito não-linear, pois assume linearidade durante o processo de resolução. Funções que descrevem a degradação do módulo de cisalhamento (Figura 3.11) e aumento da razão de amortecimento com os níveis das deformações cisalhantes são utilizadas.

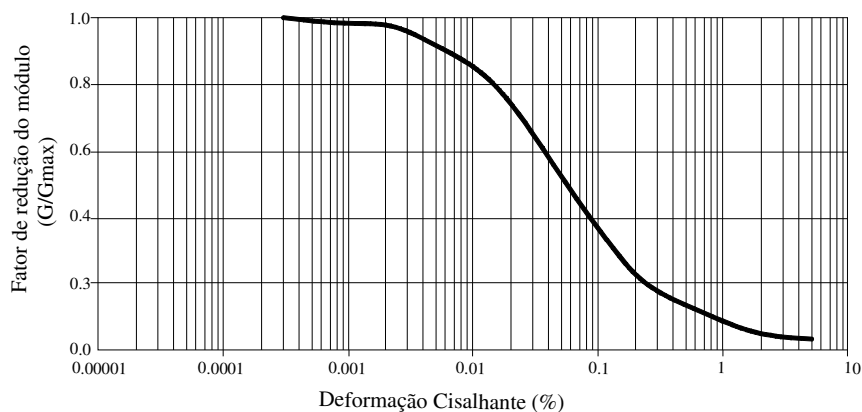


Figura 3.11 – Limite superior da curva de redução do módulo de cisalhamento para areias (Seed & Idriss, 1970).

Uma motivação adicional para utilização dos dados obtidos em ensaios cíclicos de laboratório em um modelo de amortecimento histerético é que a necessidade de amortecimentos adicionais, como o de Rayleigh, seria eliminada. O amortecimento de Rayleigh é pouco utilizado em programas computacionais envolvendo solos ou rochas, pois envolve uma drástica redução no passo de tempo da solução e, conseqüentemente, um significativo acréscimo no tempo de processamento.