

## **4. Análise dos Deslocamentos Permanentes**

As estruturas de contenção devem assegurar condições de estabilidade durante a ocorrência de carregamentos dinâmicos e, adicionalmente, não devem sofrer deslocamentos permanentes que possam comprometer sua utilidade.

Os métodos simples para estimativa de deslocamentos permanentes em estruturas de contenção, apresentados a seguir, podem ser baseados no método de Newmark (1965), descrito no apêndice deste trabalho.

### **4.1. Método de Richards-Elms (1979)**

Nas estruturas de contenção com comportamento governado por deslocamentos (muros de gravidade), incrementos nos valores de empuxo, em relação ao método M-O, são também devidos à consideração das forças de inércia relativas às próprias estruturas. A omissão destes efeitos poderia resultar em uma subestimativa dos valores totais de empuxos sobre a estrutura

Os métodos pseudo-estáticos discutidos no capítulo 3 assumem que as forças de inércia devido à massa da estrutura de contenção podem ser desprezadas no projeto de muros de gravidade, o que não é razoável supor visto que é a própria massa da estrutura que proporciona quase toda a resistência ao movimento.

#### **4.1.1. Cálculo das forças**

O diagrama de corpo livre da estrutura de contenção é mostrado na Figura 4.1.

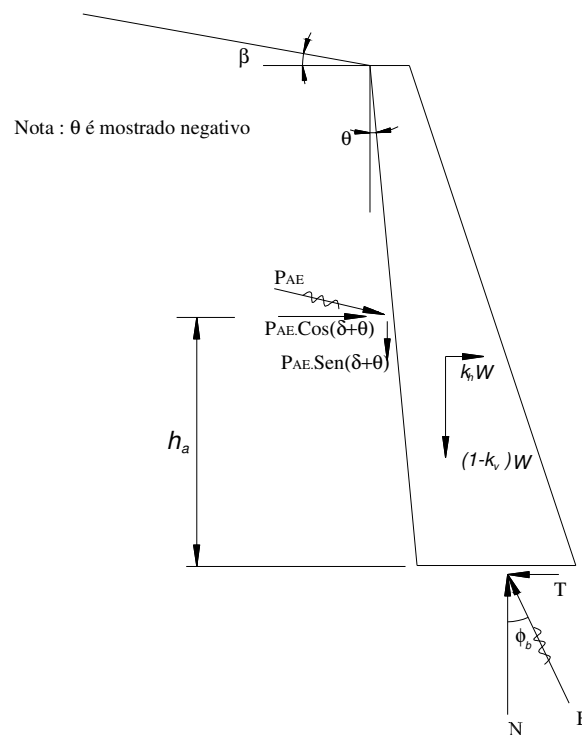


Figura 4.1 – Diagrama de corpo livre para uma estrutura de contenção (modificado de Richards, 1979).

$W_w$  é o peso do muro e B é a reação na base, com componentes tangencial T e normal N.

Do equilíbrio de forças:

$$N = (1 - k_v)W_w + P_{AE} \text{sen}(\delta + \theta) \quad (4.1)$$

$$T = P_{AE} \cos(\delta + \theta) + k_h W_w \quad (4.2)$$

Na iminência do deslizamento pela base então:

$$T = N \cdot \tan \phi_b \quad (4.3)$$

onde  $\phi_b$  é o ângulo de atrito na interface base do muro - solo de fundação.

A Equação 4.2, considerando equações 4.1 e 4.3, pode ser re-escrita como

$$P_{AE} [\cos(\delta + \theta) - \text{sen}(\delta + \theta) \cdot \tan \phi_b] = W_w [(1 - k_v) \tan \phi_b - k_h] \quad (4.4)$$

Observando que  $\tan \psi = \left[ \frac{k_h}{1-k_v} \right]$  e lembrando da definição de  $P_{AE}$  em

termos de  $k_{AE}$ , resulta que

$$W_w = \frac{\frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 [\cos(\delta + \theta) - \text{sen}(\delta + \theta) \tan \phi_b]}{\tan \phi_b - \tan \psi} \cdot k_{AE} \quad (4.5)$$

ou

$$W_w = \frac{[\cos(\delta + \theta) - \text{sen}(\delta + \theta) \tan \phi_b]}{(1-k_v)(\tan \phi_b - \tan \psi)} \cdot P_{AE} \quad (4.6)$$

Ambas as equações (4.5) e (4.6) podem ser consideradas como relações básicas de projeto de muros de gravidade em termos da verificação da possibilidade de ruptura por deslizamento. Notar que se o denominador destas equações resultar nulo, o peso  $W_w$  seria infinito. Esta condição ocorreria para um valor crítico do coeficiente sísmico horizontal  $k_h^*$  expresso por:

$$k_h^* = (1-k_v) \tan \phi_b \quad (4.7)$$

As equações (4.5) e (4.6) podem ser avaliadas diretamente para cálculo do peso necessário do muro  $W_w$ . Essencialmente, este valor é igual ao empuxo dinâmico calculado no método M-O multiplicado por um fator de inércia do muro  $C_{IE}$ ,

$$W_w = C_{IE} \cdot P_{AE} = C_{IE} \frac{1}{2} \gamma H^2 (1-k_v) K_{AE} \quad (4.8)$$

Onde:

$$C_{IE} = \frac{\cos(\delta + \theta) - \text{sen}(\delta + \theta) \tan \phi_b}{(1-k_v)(\tan \phi_b - \tan \psi)} \quad (4.9)$$

Para uma estrutura com interface vertical ( $\theta = 0$ ), a variação do fator de inércia com o ângulo de atrito do solo e os coeficientes sísmicos  $k_h$  e  $k_v$  é indicada nas Figuras 4.2 – 4.4. Como esperado, o ângulo de atrito do solo exerce grande influência, assim como os valores de aceleração vertical. Em termos comparativos, um incremento de 0,2g na aceleração vertical é comparável com

um decréscimo de  $5^\circ$  no ângulo de atrito do solo. O ângulo de atrito  $\delta$  na interface solo - estrutura influencia fortemente o fator de inércia  $C_{IE}$ .

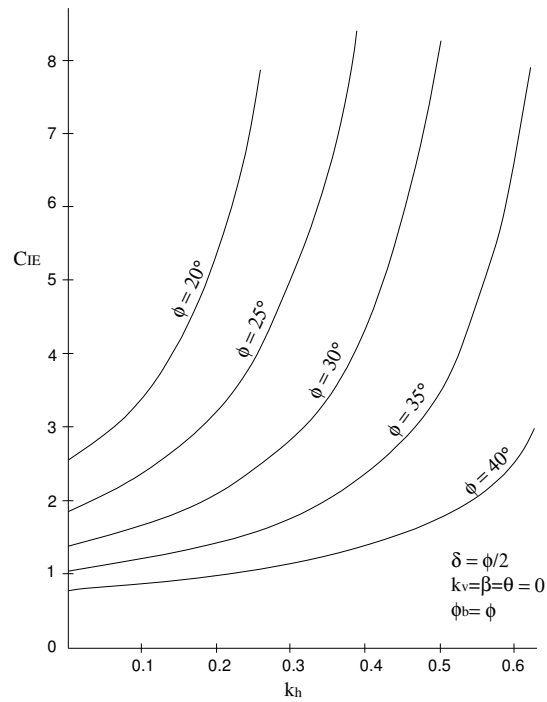


Figura 4.2 – Efeito do ângulo de atrito sobre o fator de inércia da estrutura (modificado de Richards R., 1979).

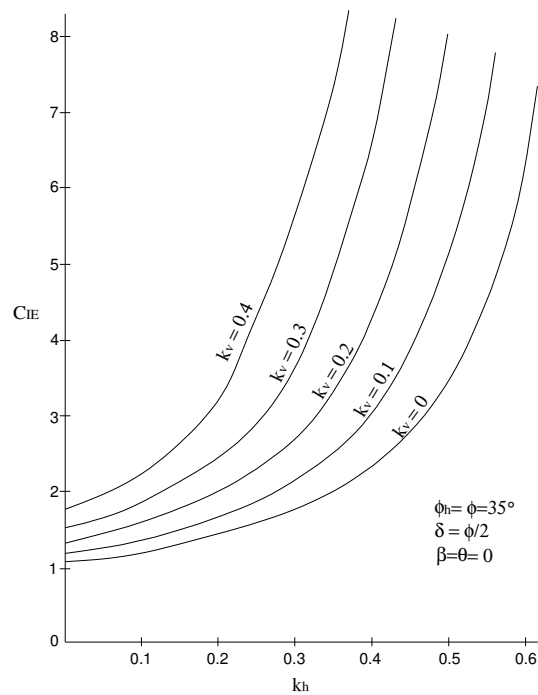


Figura 4.3 – Efeito da aceleração vertical sobre o fator de inércia da estrutura (modificado de Richards R., 1979).

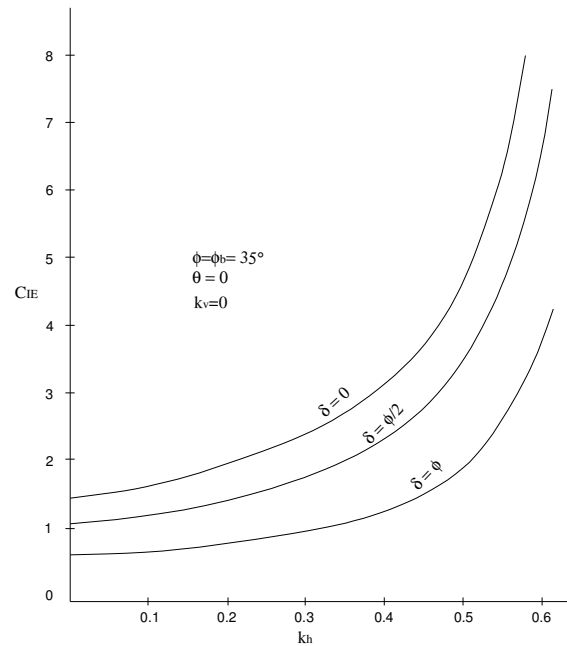


Figura 4.4 – Efeito do ângulo de atrito na interface solo-estrutura sobre o fator de inércia da estrutura (modificado de Richards R., 1979).

A importância relativa dos dois efeitos dinâmicos (i.e., o incremento do empuxo na estrutura devido às forças de inércia da cunha de solo deslizante e a consideração da força de inércia da própria estrutura) pode ser melhor compreendida normalizando seus valores em relação aos valores estáticos.

Assim, pode-se definir um fator de empuxo de solo:

$$F_T = \frac{K_{AE}(1-k_v)}{K_A} \quad (4.10)$$

e um fator de inércia da estrutura

$$F_I = \frac{C_{IE}}{C_I} \quad (4.11)$$

onde a equação 2.14 é rerepresentada:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2} \quad (4.12)$$

e

$$C_I = \frac{\cos(\delta + \theta) - \text{sen}(\delta + \theta) \tan \phi_b}{\tan \phi_b} \quad (4.13)$$

O produto  $F_w$  dos fatores de empuxo e de inércia pode ser interpretado como um fator de segurança a ser aplicado ao peso da estrutura  $W_w$  necessário para equilíbrio estático,

$$F_w = F_T F_I = \frac{W_w}{W} \quad (4.14)$$

Como pode ser observado na Figura 4.5, os valores de  $F_T$  e  $F_I$  são da mesma ordem de magnitude para a maioria dos valores de  $k_h$  considerados. Assim, torna-se claro que a contribuição da inércia da própria estrutura não pode ser desprezada no projeto dinâmico de muros de gravidade. No caso da estrutura ser projetada com valor  $F_w = 1.5$ , nota-se da Figura 4.5 que o movimento da mesma poderia ocorrer com  $k_h = 0.105$ , enquanto que desprezando-se a inércia da própria estrutura a previsão de deslizamento aconteceria com  $k_h = 0.18$ . Nota-se dos gráficos da Figura 4.5 que os gastos para um projeto de muros de gravidade sem possibilidade de movimento seriam muito altos, mesmo exorbitantes para sismos moderados. Para os coeficientes sísmicos  $k_h = 0.4$  e  $k_v = 0$ , a parede necessitaria de um fator de segurança  $F_w = 5.7$  comparado com  $F_T = 2.3$  quando se negligencia a inércia da estrutura.

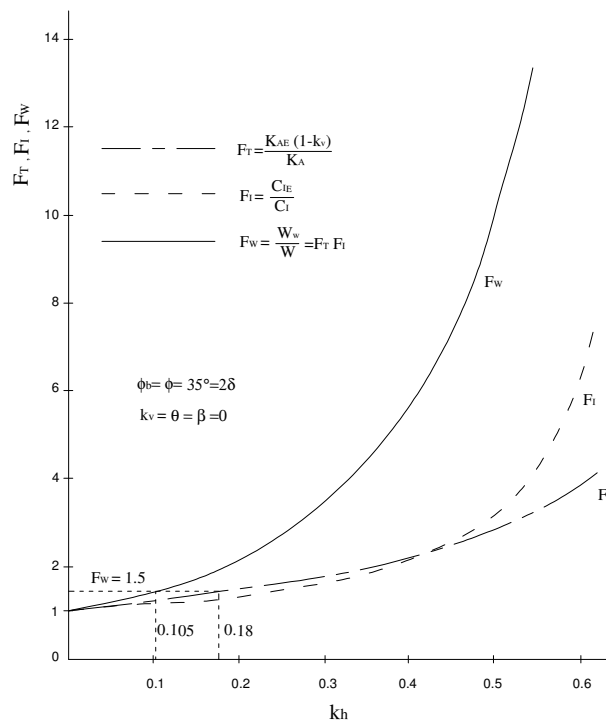


Figura 4.5 – Variação com a aceleração horizontal do fator de empuxo de solo  $F_T$ , do fator de inércia da estrutura  $F_I$  e do fator dinâmico combinado  $F_w$ . (modificado de Richards R., 1979).

#### 4.1.2. Cálculo dos deslocamentos

O deslocamento permanente de uma estrutura de contenção devido à ocorrência de um sismo não ocorre repentinamente, mas como um processo gradual de acúmulo de pequenos deslocamentos (desde que, naturalmente, não haja possibilidade de liquefação do solo).

O primeiro esquema apresentado na Figura 4.6 indica que as acelerações do solo e da estrutura são iguais entre os pontos “0” e “a”. No ponto “a” um coeficiente de aceleração limite  $k_h$  (sob o qual um fator de segurança estático está na iminência de ser excedido) é alcançado. Além deste ponto, assume-se que a estrutura se movimentará com uma aceleração constante (observe no segundo esquema que a velocidade incrementa linearmente do ponto “a” até o ponto “b”) e o solo com acelerações superiores até o ponto “b”. No intervalo entre estes pontos a diferença entre as acelerações do solo e da estrutura permitem calcular, por integração no tempo, os valores de velocidade relativa que, por sua vez, novamente integrados, fornecem os deslocamentos relativos ocorridos entre a estrutura e o maciço de solo. Após o ponto “b”, as velocidades do solo e da cortina tornam-se iguais e todo o sistema movimenta-se como um corpo único até o ponto “c”, com o deslocamento relativo permanecendo constante (esquema 4). A partir do ponto “c”, onde a aceleração horizontal supera novamente o coeficiente de aceleração crítico adotado para a estrutura, repete-se novamente o cálculo de deslocamentos permanentes acumulados. Esta descrição do método de cálculo de deslocamentos é similar ao do método de Newmark (1965) para taludes de solo - ver Apêndice.

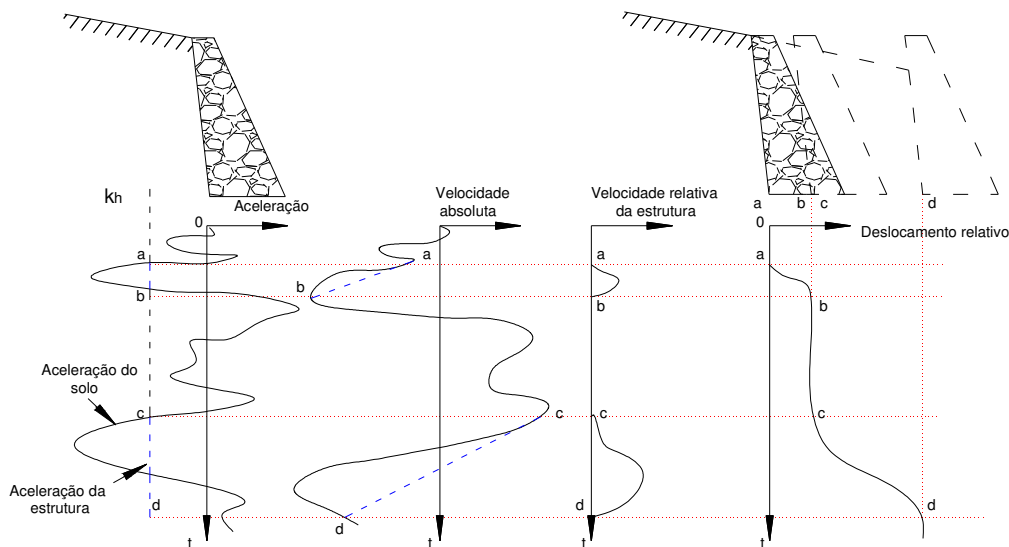


Figura 4.6 – Esquema para cálculo dos deslocamentos permanentes da estrutura de contenção (modificado de Richards R., 1979).

Integrando então as acelerações e em seguida as velocidades, os deslocamentos relativos da estrutura podem ser calculados sem dificuldade para qualquer registro sísmico, conhecida a história das acelerações no tempo e uma aceleração de escoamento  $k_h g$  correspondente à iminência do movimento da estrutura.

A Figura 4.7 (modificada de Richards, 1979) mostra os gráficos de aceleração e velocidade do solo e da estrutura para o registro N-S do terremoto El Centro (1940) usando uma aceleração de escoamento  $a_h = 0,1g$ . A história dos deslocamentos permanentes (do solo em relação à estrutura) calculados é mostrada na Figura 4.8, observando-se que o valor máximo atinge 80 mm (3"). Os deslocamentos permanentes obtidos para análises considerando diferentes valores de aceleração de corte estão ilustrados na Figura 4.9.

Franklin e Chang (1977) analisaram os deslocamentos permanentes pelo método de Newmark considerando 169 registros de acelerações horizontais e 10 registros de acelerações verticais, que foram normalizados em relação a uma aceleração máxima de 0,5g.

As análises dos deslocamentos permanentes assim obtidos mostraram tendências comuns, quer analisados conjuntamente, quer divididos em grupos (registros em rocha, registros das pesquisas de Seed e Idriss, registros do vale de San Fernando na Califórnia e demais registros) permitindo a proposição de



envoltórias correlacionando deslocamentos permanentes com aceleração de corte na estrutura, aceleração máxima na superfície do terreno e velocidade máxima na superfície do terreno.

Deslocamentos máximos para terremotos moderados podem ser estimados, segundo Franklin e Chang, pela correlação abaixo, representada como um segmento de reta na Figura 4.10:

$$d_{perm} = 0.087 \frac{v_{max}^2 \cdot a_{max}^3}{a_y^4} \quad (4.15)$$

onde  $v_{max}$  é a velocidade máxima na superfície do solo,  $a_{max}$  a aceleração máxima na superfície do solo e  $a_y$  a aceleração de escoamento para o sistema solo-estrutura.

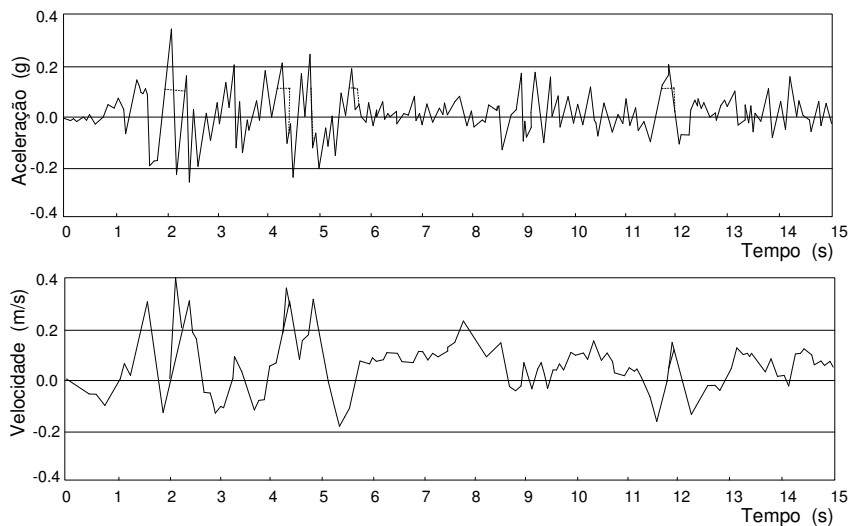


Figura 4.7 – Histórias de aceleração e de velocidade para o solo e estrutura, considerando registro sísmico do terremoto El Centro - 1940. Aceleração de corte 0,1g (modificado de Richards R., 1979).

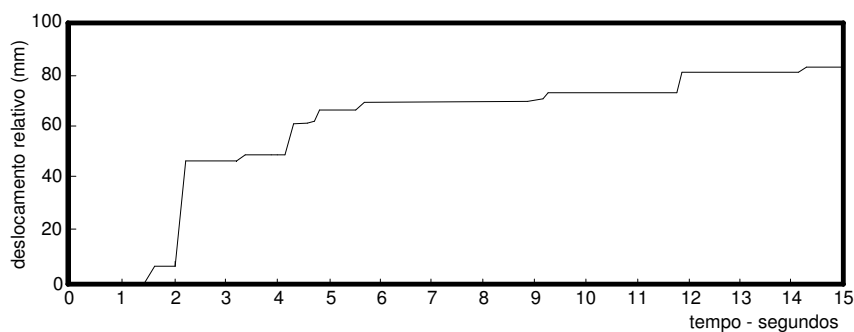


Figura 4.8 – História dos deslocamentos permanentes da estrutura em relação ao solo, para o terremoto de El Centro - 1940 (modificado de Richards R., 1979).

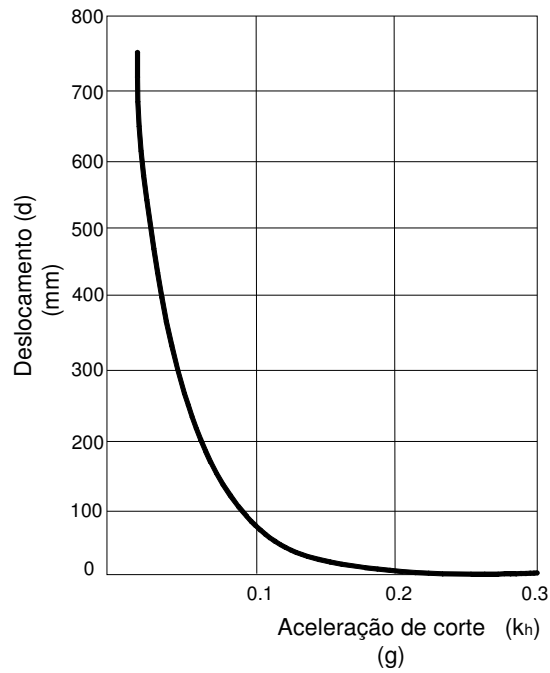


Figura 4.9 – Deslocamento relativo máximo da estrutura com a variação da aceleração horizontal de corte  $a_h = k_h g$ , considerando terremoto de El Centro -1940 (modificado de Richards R., 1979).

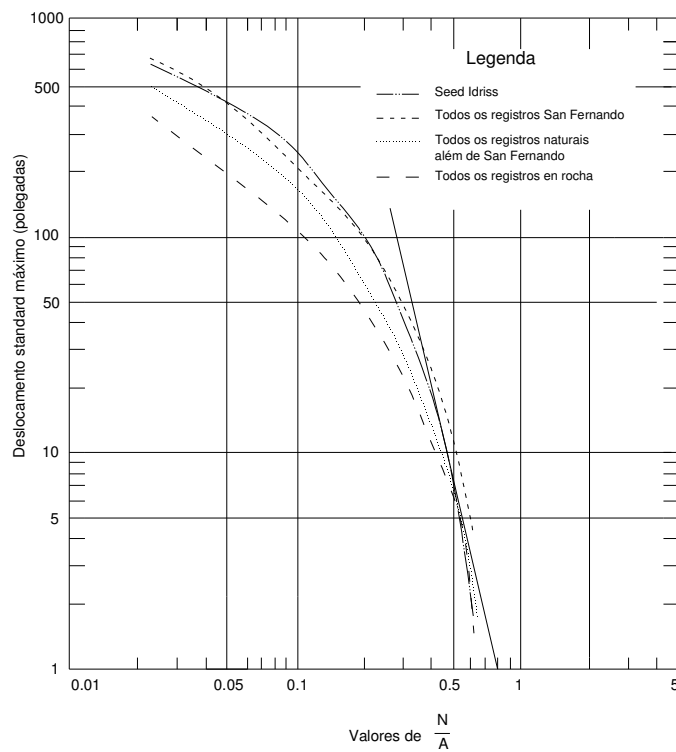


Figura 4.10 – Curvas envolatórias de deslocamentos permanentes para os registros de aceleração investigados por Franklin e Chang -1977 (modificado de Richards R., 1979).

## 4.2. Método de Whitman-Liao (1985)

O método Richards-Elms oferece uma aproximação determinística racional para a estimativa dos deslocamentos de um muro de gravidade, considerando os efeitos de inércia da própria estrutura. Whitman e Liao (1985), no entanto, identificaram muitos erros nos resultados da aplicação do método Richards-Elms, decorrentes de hipóteses simplificadoras adotadas no desenvolvimento proposto neste método. Dentre os fatores mais importantes, está a desconsideração da resposta dinâmica do aterro, das acelerações verticais produzidas pelo sismo, de mecanismos combinando movimentos de rotação e de translação. Análises numéricas pelo método dos elementos finitos (Nadim e Whitman, 1982) mostram, por exemplo, que quando as frequências do sismo coincidem com as frequências naturais do aterro, os deslocamentos permanentes calculados são bastante maiores do que os obtidos no modelo de Richards-Elms baseado na analogia de um bloco rígido (Newmark, 1965). Outras análises em que a cunha de solo e a estrutura de contenção são tratadas como blocos separados (Zarrabi-Kashani, 1979) mostram que os requerimentos cinemáticos de compatibilidade dos deslocamentos horizontais e verticais entre os blocos produzem sistematicamente deslocamentos menores do que no modelo de bloco único considerado por Richards e Elms. Estudos combinando mecanismos de rotação e deslizamento (Nadim, 1980; Siddhartan et al., 1992) indicam que estes resultam em deslocamentos permanentes superiores aos calculados com o modelo de Richards-Elms que somente considera movimento de translação (deslizamento). A consideração das acelerações verticais também produz ligeiramente deslocamentos maiores, ao menos para sismos com aceleração horizontal máxima na superfície  $a_{\max} > 0,5g$  e relação entre a aceleração de escoamento  $a_y$  e aceleração máxima  $a_{\max}$   $a_y/a_{\max} \geq 0,4$  (Whitman e Liao, 1985).

Whitman e Liao contabilizaram e combinaram os efeitos de cada fonte de erro, dentre as citadas acima, para descrever um erro total de modelagem considerado como variável aleatória com distribuição probabilística log-normal com valor médio  $\bar{M}$  e desvio padrão  $\sigma_{\ln M}$ .

Utilizando os resultados de análises de deslocamentos permanentes em 14 casos publicados por Wong (1982), Whitman e Liao propuseram a seguinte correlação para estimativa do deslocamento relativo permanente da estrutura

$$\bar{d}_{perm} = \frac{37v_{max}^2}{a_{max}} \exp\left(\frac{-9.4a_y}{a_{max}}\right) \quad (4.16)$$

A incerteza devido à variabilidade estatística dos casos históricos analisados foi caracterizada por uma variável aleatória  $Q$ , com distribuição log-normal distribuída, valor médio  $\bar{Q}$  e desvio padrão  $\sigma_{\ln Q}$ .

Os efeitos sobre os deslocamentos permanentes das incertezas nas propriedades dos solos (especificamente no ângulo de atrito) foram também investigados. Desvios padrão  $\sigma_\phi = 2^\circ$  a  $3^\circ$ , para o ângulo de atrito do solo,  $\sigma_\delta = 5^\circ$ , para o ângulo de atrito na interface solo-estrutura, foram considerados nas análises. A aceleração de escoamento  $a_y$  também foi admitida como variável aleatória com valor médio  $\bar{a}_y$  e desvio padrão  $\sigma_{a_y}$ . O valor médio de  $\bar{a}_y$  é a aceleração de escoamento calculada com base nos valores médios de  $\phi$  e  $\delta$ .

Combinando todas estas fontes de incertezas, o deslocamento permanente foi então caracterizado como uma variável aleatória distribuída log-normalmente com valor médio estimado pela seguinte expressão

$$\bar{d} = \frac{37v_{max}^2}{a_{max}} \exp\left(\frac{-9.4\bar{a}_y}{a_{max}}\right) \bar{QM} \quad (4.17)$$

e variância

$$\sigma_{\ln d}^2 = \left(\frac{9.4g}{a_{max}}\right)^2 \sigma_{a_y}^2 + \sigma_{\ln M}^2 + \sigma_{\ln Q}^2 \quad (4.18)$$

Valores sugeridos para erros de modelo, médias e desvios padrão que aparecem nas equações acima são listados na Tabela 4.1.

<b>Fator</b>	<b>Média</b>	<b>Desvio Padrão</b>
Erro de modelagem	$M = 3.5$	$\sigma_{\ln M} = 0.84$
Resistência do solo	$a_y = a_y(\phi, \delta)$	$\sigma_{a_y} = 0.04 \text{ a } 0.065$
Deslocamento do maciço	$Q = 1$	$\sigma_{\ln Q} = 0.58 \text{ a } 1.05$

Tabela 4.1 – Valores de médias e desvios padrão para análise de deslocamentos permanentes de muros de gravidade (Whitman e Liao, 1985).