

### 3 Análise Pós-Sismo

No período pós-sismo as forças atuantes fazem com que as perturbações na massa de solo, causadas pelo sismo, tendam a se reajustar adequando o depósito de solo a uma nova condição de estado permanente.

A análise de estabilidade pós-sismo determina que se ocorrer liquefação o solo tende ao colapso. Neste caso as conseqüências previstas são desastrosas, pois elas podem abranger movimentos extensivos ou desmoronamentos das massas de solo que conformam os aterros ou qualquer outra estrutura de solo.

Não é preciso necessariamente que a liquefação ocorra para que as conseqüências de um sismo sejam calamitosas. É natural o desenvolvimento do excesso de poropressões significativas, mesmo que a liquefação não seja atingida. A redução na tensão efetiva, associada ao excesso de poropressão, pode reduzir a rigidez do solo e conseqüentemente, recalques significantes podem acontecer como produto da dissipação das poropressões.

Todavia, se a análise de estabilidade pós-sismo indicar que a ruptura pode ser evitada, o dano conseqüente ficará por abaixo do nível considerável, apesar de poder requer algum grau de melhoramento.

Nos taludes ou aterros conformados por depósitos de areias saturadas, após determinar se a areia é susceptível à liquefação, é necessário avaliar a possibilidade de se originar a deformação do tipo “fluxo ou deslizamento” (*flow type deformation*) quando as condições de amolecimento cíclico ou liquefação já ocorreram. Este tipo de avaliação é chamado de análise de estabilidade pós-sismo e a resistência usada nesta análise é denominada resistência residual ou resistência no estado permanente.

No presente capítulo apresenta-se uma breve sinopse dos principais termos usados nos seguintes itens para a descrição da análise pós-sismo. Este procedimento, que será posteriormente detalhado, abrange as condições do solo liquefeito e não liquefeito.

### **3.1. Conceitos fundamentais e terminologia usada**

Para o melhor entendimento deste capítulo, são apresentados alguns conceitos básicos que ajudam a explicar os fatos de interesse que abrangem a etapa pós-sismo, especialmente aqueles relacionados com o fenômeno de liquefação.

#### **3.1.1. Estado permanente**

No ano de 1936 Casagrande mencionou que um solo cisalhado, submetido a condições não drenadas, chegaria a uma condição residual na qual o cisalhamento não causaria mudanças adicionais na resistência, volume ou poropressão. Este princípio se baseia no conceito de estado crítico, usado juntamente com a definição proposta de estado permanente nas técnicas de análise para a avaliação da estabilidade pós-sismo (Seed & Harder, 1990).

Poulos *et al.* (1985) definem o estado permanente de deformação como aquele estado onde, para constantes volume, tensões efetivas normais, tensões de cisalhamento e índice de deformação por cisalhamento, a massa se deforma continuamente.

#### **3.1.2. O fenômeno de liquefação**

No passado, o termo liquefação foi usado para descrever todos os fenômenos que são relacionados com a resposta não drenada dos solos não coesivos, onde o incremento da poropressão e a deformação considerável originada tomam um papel preponderante. Apesar deste conceito já ter sido apresentado por Casagrande há muito tempo, somente nos últimos 40 anos o termo de liquefação foi amplamente reconhecido e aceito (Verdugo & Ishihara, 1996).

Youd *et al.* (2001) referem-se à liquefação como o fenômeno da geração sísmica de grandes poropressões e o conseqüentemente amolecimento dos solos granulares.

A liquefação é um fenômeno que ocorre pela diminuição da resistência efetiva e da rigidez dos solos sob ação de forças transientes (cíclicas, dinâmicas ou monotônicas). Este fenômeno manifesta-se comumente em depósitos de materiais saturados que, submetidos a tensões cisalhantes, apresentam comportamentos contractivos. Durante a aplicação desta carga, a tendência do material de diminuir de volume (comportamento contractivo) se vê refletida pelo incremento progressivo da poropressão devido à sua condição não drenada induzida. Se durante a aplicação do carregamento, a poropressão aumenta sequencialmente até um valor igual à tensão de confinamento inicial, a pressão efetiva ou inter-granular existente no esqueleto do material é reduzida a zero e, em consequência, o material perde completamente sua resistência cisalhante, comportando-se como um líquido viscoso. Uma característica importante deste fenômeno é que este tipo de ruptura ocorre em certas regiões da massa de solo e não apenas ao longo de uma determinada superfície de falha, provocando grandes deformações e múltiplos mecanismos de ruptura (Guillen, 2008).

O fenômeno de liquefação pode ser dividido em dois grupos: fluxo por liquefação (*flow liquefaction*) e mobilidade cíclica (*cyclic mobility*). No fluxo por liquefação (chamado comumente liquefação) as grandes deformações são controladas pelas tensões cisalhantes estáticas atuantes, enquanto que na mobilidade cíclica as grandes deformações são controladas por ambas as tensões cisalhantes estáticas e cíclicas. Os vulcões de areia (*sand boils*) e a separação lateral (*lateral spreading*) são casos especiais que manifestam a presença da mobilidade cíclica.

### **3.1.3. Susceptibilidade à liquefação**

Nem todos os solos são susceptíveis à liquefação, conseqüentemente, o primeiro passo para a análise de risco de liquefação é a avaliação da susceptibilidade à liquefação. Se o solo não fosse susceptível, o risco de liquefação não existiria e, portanto, não seria necessária de uma avaliação posterior, caso contrário, se procederia a análise do início da liquefação e seus efeitos correspondentes. Têm-se muitos critérios por meios dos quais a

susceptibilidade à liquefação pode ser julgada, entre os mais predominantes estão os seguintes:

- Critério histórico fundamentado nos casos históricos que podem ajudar a identificar áreas específicas que apresentam evidências de fenômenos de liquefação anteriores.
- Critério geológico, que avalia o ambiente de deposição, o ambiente hidrogeológico e a idade do depósito do solo.
- Critério de composição, pelo qual se analisa a forma, o tamanho e a gradação das partículas que conformam o solo.
- Critérios de estado, onde se especifica o estado inicial do depósito de solo, podendo-se avaliar por meio do índice de vazios crítico, o estado permanente de deformação ou o parâmetro de estado.

#### **3.1.4. Parâmetro de estado**

A densidade relativa ou o índice de vazios têm aplicabilidade limitada quando se pretende estimar a susceptibilidade de liquefação dos solos. Um elemento de solo com um determinado índice de vazios pode ser susceptível à liquefação sob tensões confinantes elevadas, mas pode não ser susceptível quando estas forem baixas.

Guillen (2008) afirma que Been & Jefferies (1985) introduziram o conceito de parâmetro de estado, definido por:

$$\psi = e_0 - e_{ss} \quad (3.1)$$

onde  $e_0$  é o índice de vazios *in-situ* para uma tensão de confinamento efetiva média prévia ao cisalhamento e  $e_{ss}$  é o índice de vazios na linha de estado permanente sob a tensão efetiva confinante de interesse.

#### **3.1.5. Potencial de liquefação**

O potencial de liquefação é uma medida quantitativa da susceptibilidade à liquefação e pode ser calculado como a razão entre a sollicitação de carregamento cíclico e a resistência cíclica. Em outras palavras, é o inverso do fator de segurança ( $FS_L$ ) que pode ser estimado como:

$$FS_L = \frac{\text{Tensão cisalhante requerida para causar liquefação}}{\text{Tensão cisalhante cíclica equivalente induzida pelo sismo}} = \frac{CRR}{CSR} \quad (3.2)$$

Portanto, este fenômeno só ocorrerá para um potencial de liquefação maior que 1.

Poulos *et al.* (1985) afirmam que a determinação do potencial de liquefação é uma análise de estabilidade que requer dados da resistência ao cisalhamento e as tensões de cisalhamento in situ.

### 3.1.6.

#### Razão de tensão cíclica e razão de resistência cíclica

Para avaliar a resistência à liquefação de solos precisa-se do cálculo ou da estimativa de duas variáveis: a demanda sísmica numa camada de solo, expresso em termos da razão de tensão cisalhante cíclica (*cyclic stress ratio*, CSR) e; a capacidade do solo para resistir à liquefação, expresso em termos da razão de resistência ao cisalhamento cíclica (*cyclic resistance ratio*, CRR).

A razão de resistência cíclica, CRR, é expressa como uma razão normalizada da tensão de cisalhamento cíclica ( $\tau_{cyclic}$ ) com a pressão de adensamento efetiva vertical ( $\sigma'_{vo}$ ), tal como se ilustra na equação (3.3):

$$CRR = \frac{\tau_{cyclic}}{\sigma'_{vo}} \quad (3.3)$$

No item 3.2 descrevem-se os diferentes métodos, baseados nos ensaios de campo, para determinar o valor de CRR.

Youd *et al.* (2001) afirmam que Seed & Idriss (1971) formularam a seguinte equação para o cálculo da razão de tensão cisalhante cíclica:

$$CSR = \left( \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0,65 \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (3.4)$$

onde  $a_{max}$  é a aceleração horizontal de pico do terreno gerada pelo sismo,  $g$  é a aceleração da gravidade,  $\sigma_{vo}$  e  $\sigma'_{vo}$  são as tensões geostáticas verticais totais e efetivas, respectivamente, e finalmente,  $r_d$  é o coeficiente de redução da tensão.

Para práticas de rotina e projetos não críticos, as seguintes equações (3.5) e (3.6) podem ser usadas para estimar valores médios de  $r_d$ :

$$r_d = 1,0 - 0,00765z \quad \text{para } z \leq 9,15m \quad (3.5)$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267z \quad \text{para } 9,15 < z \leq 23m \quad (3.6)$$

onde  $z$  é a profundidade abaixo da superfície do terreno em metros.

Convém salientar que deve-se considerar o incremento da variabilidade destas equações com a profundidade. Para o caso de cálculos computacionais, uma boa aproximação da curva é obtida com a equação (3.7):

$$r_d = \frac{(1,000 - 0,4113z^{0,5} + 0,04052z + 0,001753z^{1,5})}{(1,000 - 0,4177z^{0,5} + 0,05729z - 0,006205z^{1,5} + 0,00120z^2)} \quad (3.7)$$

### 3.1.7.

#### Resistência cisalhante não drenada residual

Olson & Stark (2002) definem a resistência ao cisalhamento do solo liquefeito (*liquefied shear strength,  $s_u(LIQ)$* ) como a resistência ao cisalhamento mobilizada a grandes deformações depois que o solo arenoso, contráctil e saturado se liquéfaz, sendo diferente da resistência ao cisalhamento de um solo no início da liquefação, a qual é chamada de resistência ao cisalhamento na etapa de escoamento (*yield shear strength*).

A  $s_u(LIQ)$  foi citada por Poulos *et al.* (1985) como a resistência cisalhante não drenada no estado permanente  $S_{us}$  (*undrained steady-state shear strength*). Stark & Mesri (1992) nomearam-na de resistência ao cisalhamento não drenada crítica  $s_u(critical)$  (*undrained critical shear strength*) e de acordo com Olson & Stark (2002), Seed (1987) a define como a resistência ao cisalhamento não drenada residual  $s_r$  (*undrained residual shear strength*).

Marcuson *et al.* (1990) citam a resistência dos materiais liquefeitos como resistência em estado permanente ou resistência residual sem diferença nenhuma.

### 3.1.8.

#### Curva base para areia limpa do SPT (*SPT clean-sand base curve*)

De acordo com Kramer (1996) e Youd *et al.* (2001), Seed *et al.* (1985) compararam os valores da resistência corrigida do ensaio de penetração padrão (SPT) e a razão de tensão cíclica (CSR ou CRR) para zonas submetidas a sismos de magnitude igual a 7,5 onde a liquefação ocorreu ou não. Estas curvas foram desenvolvidas para solos granulares com conteúdo de finos de 5% ou menos, 15% e 35%. A curva para o conteúdo de finos menor que 5% é o critério de penetração básico para o procedimento simplificado de determinação de CRR e é

denominado como a curva base para areia limpa do SPT (*SPT clean-sand base curve*).

### 3.2. Determinação da CRR por meio de ensaios de campo

As metodologias utilizadas para calcular a CRR são semi-empíricas, baseadas nos resultados de ensaios de campo e em casos históricos. Youd *et al.* (2001) e Seed *et al.* (2003) descrevem 4 diferentes ensaios de campo para a medida da resistência à liquefação: ensaios de penetração padrão (*standard penetration test, SPT*), ensaios de penetração de cone (*cone penetration test, CPT*), ensaios para determinar a velocidade das ondas cisalhantes ( $v_s$ ) e o ensaio de penetração Becker (*Becker penetration test, BPT*) para solos pedregulhosos. Na Tabela 3.1 apresenta-se um resumo das principais vantagens e desvantagens de cada ensaio.

Tabela 3.1 – Comparação das vantagens e desvantagens de vários ensaios de campo utilizados para a avaliação da resistência à liquefação (modificado de Youd *et al.*, 2001).

Característica	Tipo de ensaio			
	SPT	CPT	$V_s$	BPT
Registro de medidas de liquefação no passado	Abundante	Abundante	Limitada	Disperso
Tipo de comportamento tensão x deformação que influencia no ensaio	Parcialmente drenado, grandes deformações	Drenado, grandes deformações	Pequenas deformações	Parcialmente drenado, grandes deformações
Controle de qualidade e repetibilidade	Pobre a Boa	Muito boa	Bom	Pobre
Deteção da variabilidade dos depósitos do solo	Boa para ensaios muito próximos	Muito boa	Aceitável	Aceitável
Tipos de solo para o qual o ensaio é recomendado	Todos exceto pedregulho	Todos exceto pedregulho	Todos	Primariamente pedregulho
Recuperação da amostra de solo	Sim	Não	Não	Não
Medidas das propriedades índice ou de engenharia	Índice	Índice	Engenharia	Índice

Nos seguintes itens são resumidos os critérios usados para cada um dos ensaios anteriormente nomeados.

#### 3.2.1. Ensaios de penetração padrão (*standard penetration test, SPT*)

O critério para a avaliação da resistência à liquefação baseada no SPT tem sido amplamente conhecido. Este critério é incorporado no gráfico CSR versus  $(N_1)_{60}$  reproduzido na Figura 3.1.  $N_{1(60)}$  é a contagem de golpes do SPT

normalizado para uma pressão de sobrecarga (*overburden pressure*) de aproximadamente 100 kPa e uma razão de energia do martelo ou eficiência do martelo do SPT de 60%.

Youd *et al.* (2001) recomendam algumas mudanças ao critério Seed *et al.* (1985). A primeira mudança é a trajetória da curva base para areia limpa (*clean-sand base curve*). Para valores baixos de  $(N_1)_{60}$  recomenda-se uma intersecção de aproximadamente 0,05. De acordo com Youd *et al.* (2001), Seed & Idriss (1982) projetaram a curva original através da origem, mas poucos dados foram usados para correlacionar a parte inferior da curva. O ajuste atual alcança uma consistência muito boa com as curvas de CRR desenvolvidas para o CPT e para a velocidade das ondas de cisalhamento,  $v_s$ .

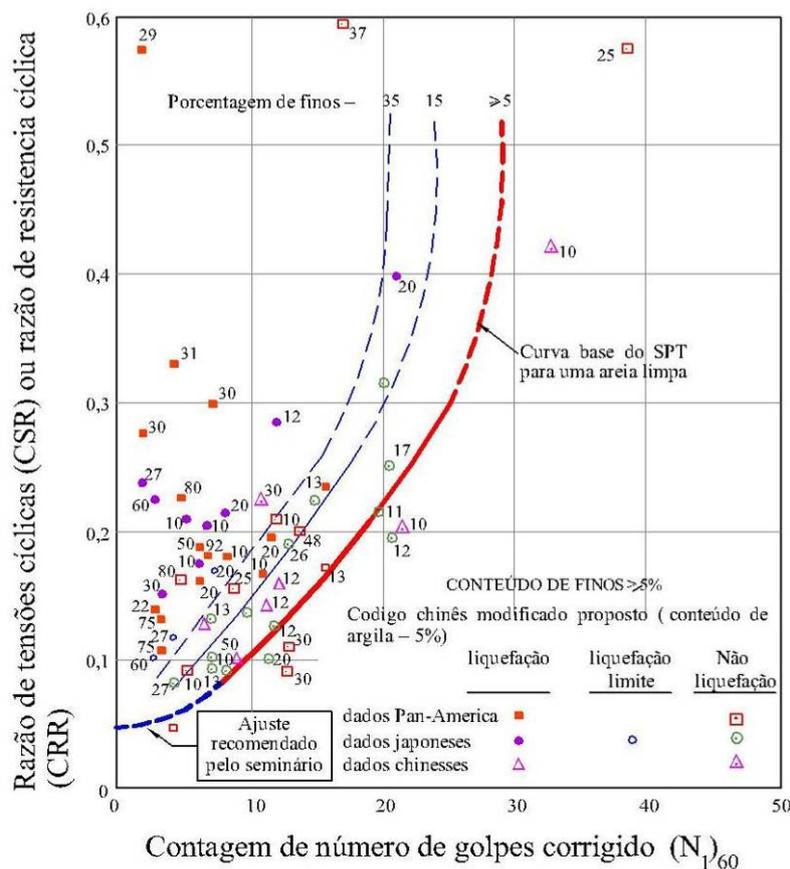


Figura 3.1 – Curva base para areia limpa do SPT para sismo de magnitude 7,5 obtidos com dados de casos históricos. Modificado de Seed *et al.* (1985) *apud* Youd *et al.* (2001).

Youd *et al.* (2001) afirmam que Rauch (1998) aproximou a curva de areia limpa pela seguinte equação:

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (3.8)$$

Esta equação é válida para  $(N_1)_{60} < 30$ . Para  $(N_1)_{60} \geq 30$  os solos granulares limpos são demasiadamente densos para liquiefazer e são classificados como não susceptíveis à liquefação. Esta equação pode ser usada em folhas de cálculo e outras técnicas analíticas para aproximar a curva base de areia limpa a cálculos de engenharia.

Para considerar a influência do conteúdo de finos (*fines content*, FC), Youd *et al.* (2001) recomendam a seguinte correção para  $(N_1)_{60}$ , a qual corresponde ao valor de uma areia limpa equivalente:

$$(N_1)_{60-CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (3.9)$$

onde  $\alpha$  e  $\beta$  são coeficientes determinados das seguintes relações:

$$\alpha = 0 \quad \text{para } FC \leq 5\% \quad (3.10)$$

$$\alpha = \exp\left[1,76 - \left(190 / FC^2\right)\right] \quad \text{para } 5\% < FC < 35\% \quad (3.11)$$

$$\alpha = 5,0 \quad \text{para } FC \geq 35\% \quad (3.12)$$

$$\beta = 1,0 \quad \text{para } FC \leq 5\% \quad (3.13)$$

$$\beta = \left[0,99 + \left(\frac{FC^{1,5}}{1000}\right)\right] \quad \text{para } 5\% < FC < 35\% \quad (3.14)$$

$$\beta = 1,2 \quad \text{para } FC \geq 35\% \quad (3.15)$$

Outros fatores adicionais também afetam os resultados do SPT, os quais estão descritos na Tabela 3.2. A equação (3.16) incorpora essas correções da seguinte forma:

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (3.16)$$

onde  $N_m$  é a resistência à penetração padrão medida,  $C_N$  é o fator de normalização de  $N_m$  para uma tensão de sobrecarga efetiva determinada,  $C_E$  é a correção da razão da energia do martelo (*energy ratio*, ER),  $C_B$  é o fator de correção do diâmetro do furo de sondagem,  $C_R$  é o fator de correção do comprimento da haste, e  $C_S$  é a correção para os amostradores com ou sem camisa.

Tabela 3.2 – Correções do SPT (modificado de Youd *et al.*, 2001).

Fator	Equipamento Variável	Termo	Correção
Pressão de sobrecarga	---	$C_N$	$(Pa/\sigma'_{vo})^{0,5}$
Pressão de sobrecarga	---	$C_N$	$C_N \leq 1,7$
Razão de energia	Martelo Rosca	$C_E$	0,5 - 1,0
Razão de energia	Martelo de segurança	$C_E$	0,7 - 1,2
Razão de energia	Martelo do tipo automatic-trip Donut	$C_E$	0,8 - 1,3
Diâmetro da perfuração	65 - 115 mm	$C_B$	1,0
Diâmetro da perfuração	150 mm	$C_B$	1,05
Diâmetro da perfuração	200 mm	$C_B$	1,15
Comprimento da haste	< 3 m	$C_R$	0,75
Comprimento da haste	3 - 4 m	$C_R$	0,8
Comprimento da haste	4 - 6 m	$C_R$	0,85
Comprimento da haste	6 - 10 m	$C_R$	0,95
Comprimento da haste	10 - 30 m	$C_R$	1,0
Método de amostragem	Amostrador padrão	$C_S$	1,0
Método de amostragem	Amostrador sem camisa	$C_S$	1,1 - 1,3

### 3.2.2.

#### Ensaio de cone (*Cone penetration test, CPT*)

Uma grande vantagem do CPT é a possibilidade de se obter perfis contínuos da resistência à penetração para uma posterior interpretação estratigráfica. Os resultados do CPT são geralmente mais consistentes que os resultados de qualquer outro ensaio de penetração, tal como se detalha na Tabela 3.1. Porém, as interpretações baseadas no CPT devem ser verificadas com ensaios de penetração padrão, para conferir os tipos de solos e mais adiante as interpretações da resistência à liquefação.

De acordo com Youd *et al.* (2001), a Figura 3.2 fornece a curva construída por Robertson & Wride (1998) para a determinação direta da curva base para areia limpa, a partir dos dados de CPT. Este gráfico, que somente é válido para sismos de magnitude 7,5, apresenta a razão de resistência cíclica calculada como função da resistência do CPT,  $q_{cIN}$ , com dados de lugares onde aconteceram sismos e a liquefação não foi observada.

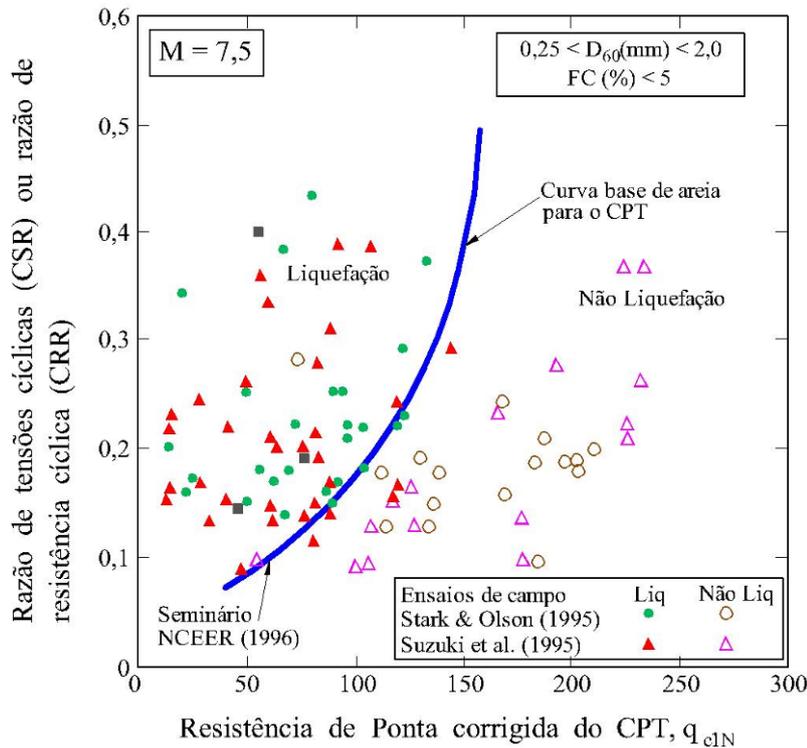


Figura 3.2 - Curva recomendada para o cálculo de CRR baseada em dados de liquefação empírica obtidos com CPT compilados de casos históricos. Adaptado de Robertson & Wride (1998) *apud* Youd *et al.* ( 2001).

O procedimento do CPT requer a normalização da resistência da ponta usando as seguintes equações:

$$q_{c1N} = C_Q \left( \frac{q_c}{P_a} \right) \tag{3.17}$$

na qual

$$C_Q = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n \tag{3.18}$$

onde  $C_Q$  é o fator de normalização da resistência à penetração do cone,  $P_a$  é igual a 1 atm de pressão nas mesmas unidades usadas para  $\sigma'_{vo}$ ,  $n$  é um expoente variável com o tipo de solo e  $q_c$  é a resistência à penetração do cone medida na ponta.

Para profundidades superficiais,  $C_Q$  é mais elevado, visto que as pressões geostáticas são baixas, porém valores maiores que 1,7 não devem ser aplicados. O valor de  $n$  varia entre 0,5 e 1,0.

A resistência à penetração normalizada para areias siltosas ( $q_{c1N}$ ) é corrigida para um valor de areia limpa equivalente ( $q_{c1N}$ )<sub>CS</sub> pela seguinte relação:

$$(q_{c1N})_{CS} = K_c q_{c1N} \quad (3.19)$$

onde  $K_c$  é o fator de correção para as características dos grãos, definido pela seguinte equação:

$$K_c = 1,0 \quad \text{para } I_c \leq 1,64 \quad (3.20)$$

$$K_c = -0,403I_c^4 + 5,581I_c^3 - 21,63I_c^2 + 33,75I_c - 17,88 \quad \text{para } I_c > 1,64 \quad (3.21)$$

O valor de  $I_c$  é o indicador do tipo de comportamento de solo e pode ser calculado por:

$$I_c = \left[ (3,47 - \log Q)^2 + (1,22 + \log F)^2 \right]^{0,5} \quad (3.22)$$

onde

$$Q = \left[ \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{P_a} \right] \left[ \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n \right] \quad (3.23)$$

e

$$F = \left[ \frac{f_s}{(q_c - \sigma_{vo})} \right] * 100\% \quad (3.24)$$

onde  $f_s$  é o atrito lateral.

O gráfico que descreve os diferentes tipos de solos, ilustrado na Figura 3.3, foi desenvolvido com um expoente  $n$  de 1,0.

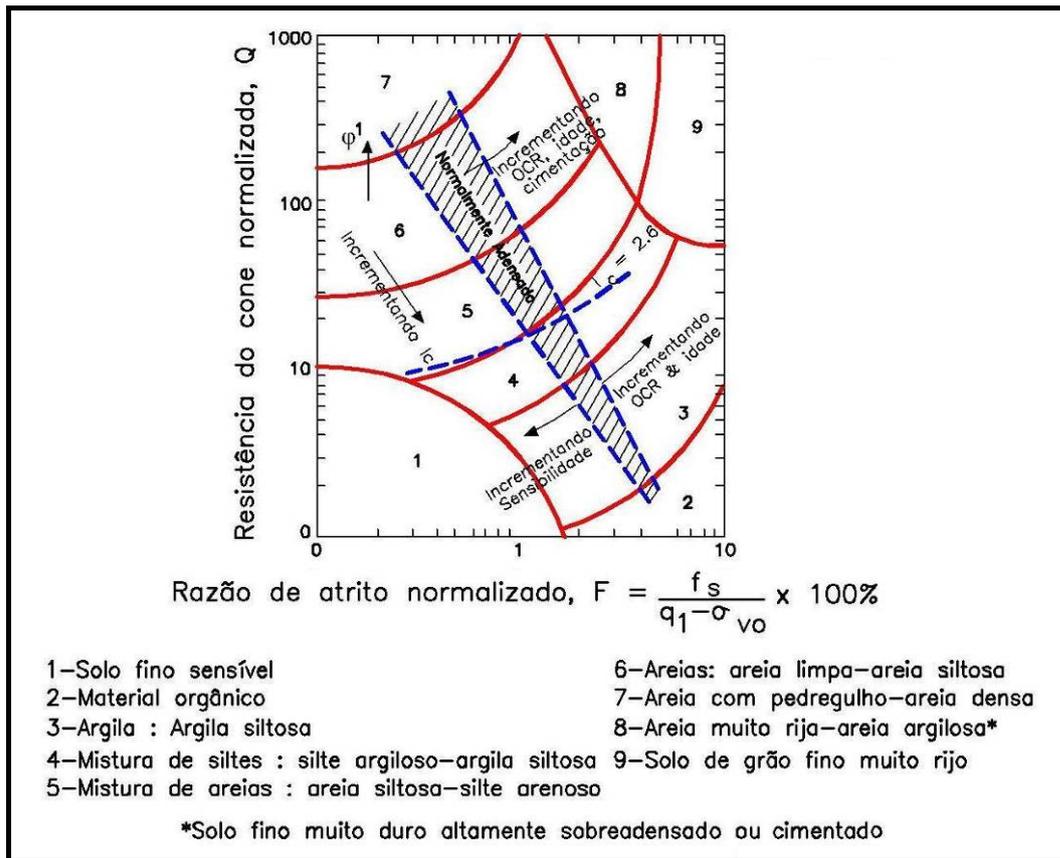


Figura 3.3 - Gráfico que classifica o tipo de comportamento do solo baseado no CPT. Modificado de Robertson (1990) *apud* Youd *et al.* (2001).

Os valores de  $K_c$  e  $I_c$  podem ser usados para calcular  $CRR_{7,5}$ . Para ajustar  $CRR$  a outras magnitudes diferentes de 7,5, o valor estimado de  $CRR_{7,5}$  é multiplicado por um fator de escala de magnitude apropriada. O mesmo é idêntico ao utilizado no SPT e descrito no item 3.2.5.

A resistência de ponta do CPT é influenciada pelas camadas de solos moles acima ou abaixo da ponta do cone. Como resultado, a resistência de ponta de camadas finas de solos granulares colocados entre camadas de solos moles é menor do que nas camadas grossas do mesmo solo granular. Aplica-se uma correção somente para camadas rijas delgadas dispostas entre camadas de solo mole grossas. Youd *et al.* (2001) recomendam um fator de correção  $K_H$  definido por:

$$K_H = 0,25 \left[ \left( \frac{\left( \frac{H}{d_c} \right)}{17} - 1,77 \right) + 1,0 \right]^2 \quad \text{para } q_{CA}/q_{CB} = 2 \quad (3.25)$$

onde  $H$  é a espessura, em mm, da camada embutida,  $q_{CA}$  e  $q_{CB}$  são as resistências dos cones nas camadas rijas e moles, respectivamente, e  $d_c$  é o diâmetro do cone em mm.

### 3.2.3.

#### **Ensaio geofísicos para determinar a velocidade da onda cisalhante, $v_s$**

Os ensaios geofísicos sísmicos representam um tipo de ensaio de campo importante para a determinação das propriedades dinâmicas dos solos. Os ensaios sísmicos envolvem a geração de ondas de tensão em regime permanente e/ou transiente e a interpretação de seu comportamento através de medidas em uma ou mais zonas. Nos ensaios sísmicos, a fonte geradora pode ser um explosivo ou um martelo que gera pulsos de onda cujo tempo de chegada é medido na zona receptora.

O uso de  $v_s$  como indicador do campo de resistência à liquefação é usado devido ao fato de que  $v_s$  e CRR são similarmente mas não proporcionalmente, influenciados pelo índice de vazios, tensão de confinamento efetiva, história de tensões e idade geológica. As vantagens de usar  $v_s$  são:

- A medição de  $v_s$  é uma alternativa em solos onde não é possível ou é muito difícil efetuar ensaios de penetração (CPT e SPT) tais como nos cascalhos.
- A  $v_s$  é uma propriedade mecânica diretamente relacionada com o módulo de cisalhamento para pequenas deformações.
- O módulo de cisalhamento é um parâmetro requerido para as análises das respostas dinâmicas do solo e as avaliações da interação solo-estrutura.

Adicionalmente, o uso de  $v_s$  também possui algumas desvantagens:

- As medidas das velocidades das ondas sísmicas são executadas para pequenas deformações, enquanto o incremento de poropressão e o início da liquefação são fenômenos de deformações médias a altas.
- O ensaio sísmico não fornece amostras para quaisquer análises posteriores.
- Os baixos valores baixos de  $v_s$  em estratos finos podem não ser detectados se os intervalos de medida forem muito elevados.

Conseqüentemente, de acordo com as afirmações anteriores, é necessário efetuar ensaios de penetração (SPT e CPT) para detectar solos susceptíveis à liquefação que possam ter valores importantes de  $v_s$ .

A velocidade de onda cisalhante é também corrigida pela tensão de sobrecarga de referência usando a seguinte equação:

$$v_{s1} = v_s \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,25} \quad (3.26)$$

onde  $v_{s1}$  é a velocidade da onda de cisalhamento corrigida pela tensão de sobrecarga,  $P_a$  é a pressão atmosférica aproximada por 100 kPa e  $\sigma'_{vo}$  é a tensão efetiva vertical inicial nas mesmas unidades que  $P_a$ . A equação (3.26) usa implicitamente um valor de coeficiente de empuxo,  $K'_{os}$ , de 0,5 para solos susceptíveis à liquefação.

Youd *et al.* (2001) apresenta a relação entre  $CRR$  e  $v_s$ , proposta por Andrus & Stokoe (1997):

$$CRR = a \left( \frac{v_{s1}}{100} \right)^2 + b \left( \frac{1}{v_{s1}^* - v_{s1}} - \frac{1}{v_{s1}^*} \right) \quad (3.27)$$

onde  $v_{s1}^*$  é o valor do limite superior de  $v_{s1}$  para ocorrência de liquefação e,  $a$  e  $b$  são os parâmetros de ajuste da curva.

Na Figura 3.4 são apresentadas as curvas para solos não cimentados do período Holoceno com vários conteúdos de finos. A parte tracejada das curvas acima do valor de  $CRR$  igual a 0,35 indicam que os dados de campo são limitados para esse intervalo. O valor mínimo das curvas é consistente com os valores obtidos pelos procedimentos que usam os dados de SPT e CPT.

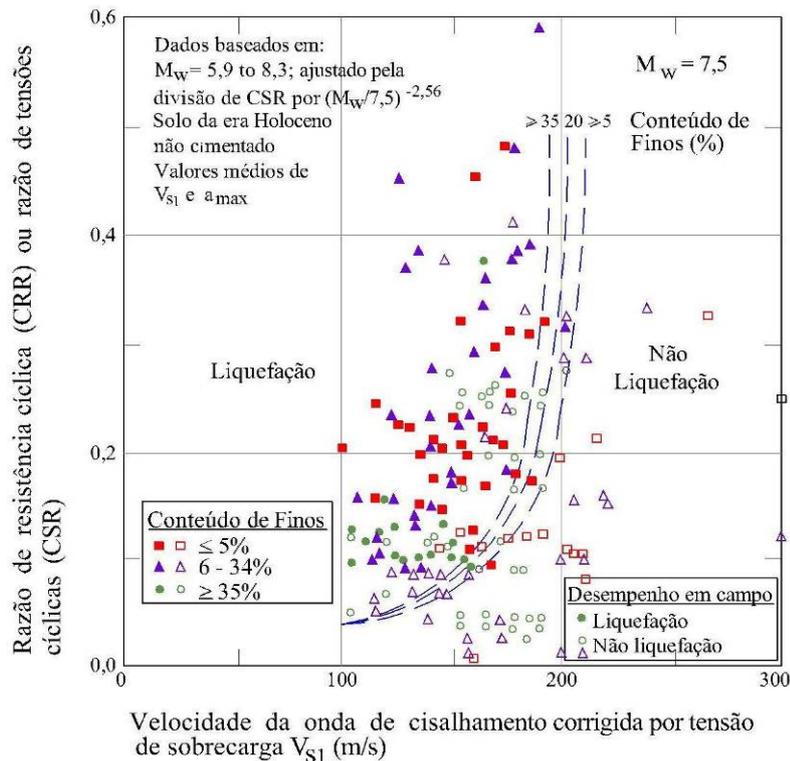


Figura 3.4 – Relação de liquefação recomendada para solos limpos não cimentados baseados em dados de liquefação compilados de casos históricos. Adaptado de Andrus & Stokoe (2000) *apud* Youd *et al.* (2001).

### 3.2.4. Ensaios de penetração Becker (Becker penetration test, BPT)

Quando o solo é constituído por solos pedregulhosos, os resultados de CPT e SPT, geralmente, não são confiáveis, pois as partículas de cascalho ou pedregulho interferem na deformação normal dos materiais do solo ao longo do penetrômetros, elevando erroneamente a resistência à penetração. Muitos pesquisadores têm empregado penetrômetros de grandes diâmetros para superar essas dificuldades. Os ensaios com o penetrômetro Becker (BPT) têm sido amplamente utilizados para este tipo de solos e consistem em golpes com martelo aplicados a um revestimento (*caising*) de 168 mm. Sua resistência à penetração é definida pelo número de golpes requeridos para que o revestimento penetre 300 mm no solo.

Youd *et al.* (2001) sugerem a correlação obtida por Harder & Seed (1986) apresentada na Figura 3.5, cujas curvas tracejadas representam 20% de margem de segurança, superior e inferior, à contagem do número de golpes do SPT. Este

gráfico indica que existe uma incerteza considerável, já que a dispersão dos dados é muito grande no intervalo de maior importância (valores da contagem do número de golpes  $N$ , entre 0 e 30). Recomenda-se não usar esta correlação para profundidades maiores que 30m ou para camadas grossas formadas por depósitos de solos muito densos situados sobre areias ou pedregulhos fofos.

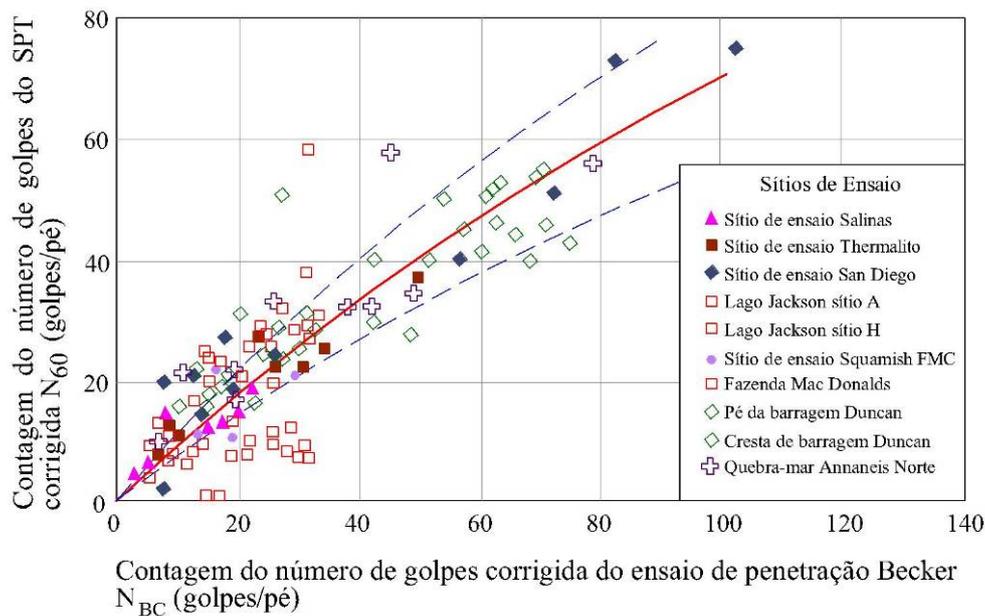


Figura 3.5 – Correlação entre a resistência à penetração Becker corrigida  $N_{BC}$  e a resistência do SPT corrigida  $N_{60}$ . Modificado de Harder & Seed (1986) e Harder (1997) *apud* Youd *et al.* (2001).

### 3.2.5. Fatores de correção

Os valores de CRR obtidos com os diferentes ensaios de campo são aplicados para sismos de magnitude de 7,5. Para ajustá-los à outros valores de magnitude faz-se necessário o uso de fatores de correção. Além disso, é preciso extrapolar a CRR para tensões de sobrecarga e tensões de cisalhamento estáticas maiores e conseqüentemente, outras correções adicionais são necessárias para realizar uma análise de risco de liquefação adequada.

O fator de correção que considera a magnitude do sismo é chamado de fator de normalização da magnitude ou de escala da magnitude (*magnitude scaling*

*factors*, MSF). Este fator multiplica a CRR (obtida por meio dos diferentes ensaios descritos no item 3.2). No caso da CSR, aplica-se o fator ponderado de magnitude (*magnitude weighting factor*), que é o inverso do MSF. Youd *et al.* (2001) recomendam o MSF, modificado do fator obtido por Seed & Idriss (1982) e proposto por Idriss (1995), que é definido por:

$$MSF = \frac{10^{2,24}}{M_w^{2,56}} \quad (3.28)$$

na qual  $M_w$  é a magnitude do sismo.

Considera-se um fator de correção  $K_\sigma$  para extrapolar o valor da CRR para pressões de sobrecarga efetivas maiores a 100 kPa. Youd *et al.* (2001) sugerem utilizar a relação proposta por Hynes & Olsen (1999):

$$K_\sigma = \left( \frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)^{(f-1)} \quad (3.29)$$

onde  $\sigma'_{vo}$  é a pressão de sobrecarga efetiva e  $P_a$  é a pressão atmosférica, ambas medidas nas mesmas unidades; e  $f$  é um expoente que depende das condições do campo e que inclui a densidade relativa, a história de tensões, a idade e a razão de pré-adensamento. Para densidades relativas entre 40 e 60%, o valor de  $f$  varia entre 0,7 e 0,8, enquanto para uma densidade relativa entre 60 e 80%, o valor de  $f$  oscila entre 0,6 e 0,7.

A influência da idade do depósito de solo não é considerada para o caso de estruturas de terra como aterros de tamanho considerável e barragens. Existem outros fatores de correção, como o fator de correção pela inclinação do terreno ( $K_a$ ) que ainda se encontra sob investigação, e cujos maiores detalhes podem ser localizados em Idriss & Boulanger (2007).

### 3.3.

#### **Cálculo da resistência ao cisalhamento não drenada**

Têm-se proposto algumas relações para obter a resistência ao cisalhamento residual não drenada. Neste item são descritas as recomendadas por Duncan & Wright (2005).

### 3.3.1.

#### **Cálculo da resistência ao cisalhamento não-drenada na condição permanente (Poulos *et al.*,1985)**

Poulos *et al.* (1985) definem o termo de resistência ao cisalhamento não-drenado na condição permanente como a mínima resistência que um solo contráctil apresenta quando submetido ao cisalhamento não-drenado. Além disso, afirmam que esta resistência é somente função do índice de vazios *in-situ*. Dessa forma, não depende da estrutura do solo, do método ou da razão de carregamento, nem das poropressões ou deformações induzidas pelo sismo ou outros carregamentos não-drenados que possam originar liquefação. A resistência ao cisalhamento não-drenado no estado permanente é muito sensível às pequenas mudanças no índice de vazios.

O procedimento proposto por Poulos *et al.* (1985) consiste nos seguintes passos:

1.- Determinar o índice de vazios *in-situ*:

A estimativa da razão de vazios é efetuada por meio de amostras inalteradas. Um método satisfatório de amostragem não deve somente causar mudanças de volume mínimas, mas também deve fornecer dados suficientes para estimar as mudanças de volume que acontecem. Podem ser utilizadas três formas para a obtenção de amostras indeformadas de areia fofa à profundidade: (1) amostragem por pistão fixo, (2) amostragem por congelamento e, (3) amostragem em poços de reconhecimento.

Se o possível deslizamento do solo no tubo não for considerado, será estimado um valor conservador de índice de vazios e, se o escorregamento do solo ocorrer, o índice de vazios calculado estará superestimado.

2.- Determinar o índice de vazios na condição permanente como uma função das tensões efetivas usando amostras compactadas:

Como as amostras indeformadas apresentam índice de vazios de laboratório menor que o do campo, é preciso um procedimento de correção da resistência no estado permanente no laboratório. O termo de “linha de estado permanente” (*steady state line*, SSL) será usado para apresentar o índice de vazios no estado permanente *versus* a menor tensão principal efetiva durante a deformação permanente.

O procedimento para a correção da resistência não drenada no estado permanente (medida no laboratório) é baseado em duas observações: (1) A inclinação da linha de estado permanente em um gráfico semilogarítmico é afetada principalmente pela forma dos grãos e (2) a posição vertical da linha do estado permanente é afetada por pequenas diferenças na distribuição granulométrica. Este procedimento de correção requer que a linha de estado permanente seja obtida por cinco ou seis amostras compactadas de solo idênticas. Pode-se usar qualquer ensaio adequado, por exemplo, para o caso de areias limpas, o ensaio triaxial é uma boa alternativa. Cada amostra compactada é inserida na célula triaxial com uma combinação de índice de vazios e tensão efetiva acima da linha do estado permanente.

- 3.- Determinar a resistência não drenada no estado permanente para amostras inalteradas:

O número de ensaios deve ser adequado para que se tenha uma média confiável da resistência no estado permanente. É importante assegurar que o solo seja contractivo para se definir suficientemente bem a linha do estado permanente. Um bom procedimento é adensar as amostras indeformadas sob elevadas tensões efetivas, porém não excessivas.

- 4.- Correção da resistência não drenada medida no estado permanente para o índice de vazios *in-situ*:

O índice de vazios é calculado antes do ensaio, a partir das amostras inalteradas. Na Figura 3.6 é ilustrado o procedimento para a correção. O ponto A é a resistência não drenada do corpo de prova indeformado para um índice de vazios no laboratório, no estado permanente. A linha tracejada deve ser traçada paralelamente à linha de resistência no estado permanente para as amostras compactas, passando pelo ponto A. Uma linha horizontal é então projetada a partir do valor do índice de vazios *in-situ*, que parte do eixo de ordenadas, até interceptar a linha tracejada no ponto B. Finalmente, a resistência não drenada do campo (*in-situ*), no estado permanente, é o valor da abscissa correspondente ao ponto B.

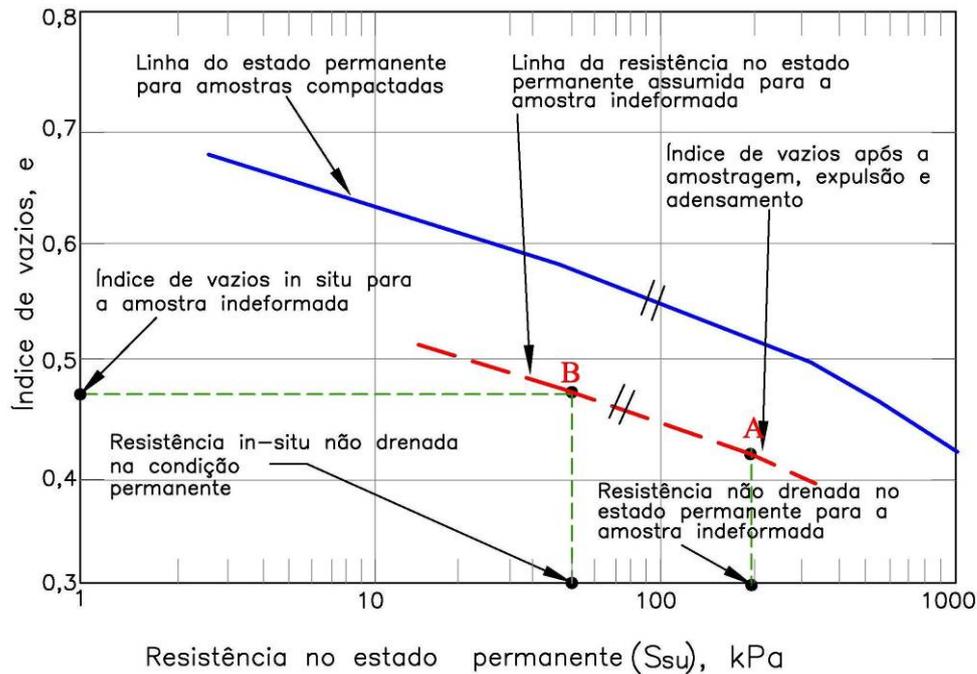


Figura 3.6 – Correção da resistência não drenada no estado permanente medida para diferenças entre o índice de vazios *in-situ* e o índice de vazios de laboratório (adaptado de Poulos *et al.*, 1985).

5.- Calcular a tensão cisalhante estática atuante e o fator de segurança:

A tensão cisalhante estática atuante é a tensão cisalhante requerida para manter o equilíbrio estático. O fator de segurança contra liquefação,  $FS_L$  é definido por:

$$FS_L = \frac{\text{Resistência cisalhante não drenada no estado permanente}}{\text{Tensão cisalhante requerida para manter o equilíbrio estático}}$$

$$F_{SL} = \frac{s_{su}}{\tau_d} \quad (3.30)$$

onde  $s_{su}$  é a resistência ao cisalhamento no estado permanente (ou resistência cisalhante requerida para iniciar a liquefação) e  $\tau_d$  é a tensão cisalhante requerida para manter o equilíbrio estático (ou tensão cisalhante cíclica equivalente induzida pelo sismo).

### 3.3.2.

#### Cálculo da resistência ao cisalhamento não drenada residual (Seed & Harder, 1990)

Como o valor de  $s_{su}$  tem uma sensibilidade muito elevada, mesmo para pequenas variações no índice de vazios, a técnica de Poulos *et al.* (1985) não aparenta representar uma base confiável para uma análise de engenharia, a menos que hipóteses conservadoras e fatores de segurança elevados sejam empregadas para considerar as incertezas envolvidas.

Seed & Harder (1990) recomendam uma técnica alternativa, baseada no SPT, para a avaliação da resistência não drenada residual ( $S_r$ ). Os autores apresentam uma correlação entre  $S_r$  e a resistência à penetração corrigida ( $(N_1)_{60-CS}$ ), onde este último valor contém uma correção adicional por conteúdo de finos para estimar o número de golpes correspondente a uma areia limpa equivalente, tal como a equação (3.31):

$$(N_1)_{60-CS} = (N_1)_{60} + N_{corr} \quad (3.31)$$

onde  $N_{corr}$  é uma função da porcentagem de finos, cujos valores estão descritos na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Correção por conteúdo de finos recomendado para a avaliação da resistência residual ( $S_r$ ) utilizando dados de SPT (Seed & Harder, 1990).

Porcentagem de finos	$N_{corr}$ (Golpes/pé)
10%	1
25%	2
50%	4
75%	5

É necessário salientar que esta correção não é a mesma que se tem nomeado para o potencial de liquefação, descrito no item 3.2.

A Figura 3.7 apresenta a correlação obtida com base em valores de retro-análise pertencentes a casos históricos, cujas estimativas foram feitas utilizando-se técnicas melhoradas, em relação à data de publicação do artigo, que consideram os efeitos dinâmicos. Recomenda-se utilizar o limite inferior para a análise da resistência residual com a finalidade de considerar as incertezas e a dispersão dos valores considerados na correlação.

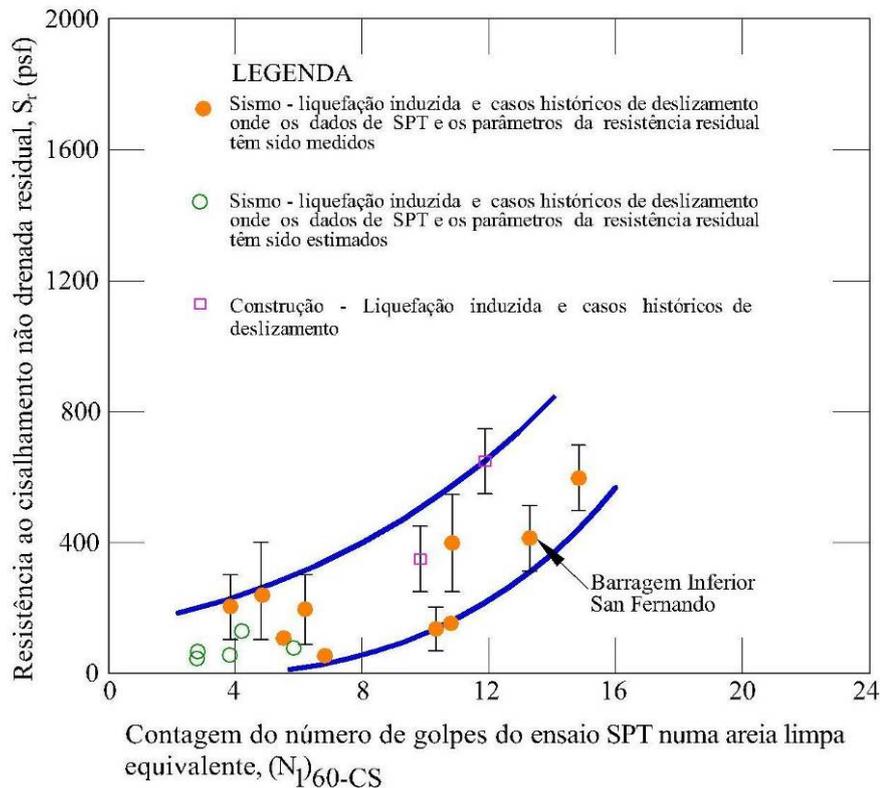


Figura 3.7 – Relação entre a contagem de golpes corrigidos para areia limpa  $(N_1)_{60-CS}$  e a resistência não drenada residual ( $S_r$ ) baseadas em casos históricos (modificado de Seed & Harder, 1990).

### 3.3.3.

#### Cálculo da resistência não drenada crítica (Stark & Mesri, 1992)

Stark & Mesri (1992) utilizaram o termo de resistência não drenada crítica (ou  $s_u(critical)$ ) para definir a resistência ao cisalhamento das areias na etapa de pós-liquefação. Além disso, o termo de resistência não drenada crítica mobilizada ( $s_u(critical,mob)$ ) é utilizado para nomear a resistência ao cisalhamento não drenada residual proposta por Seed & Harder (1990).

A resistência ao cisalhamento não drenada residual  $s_u(critical,mob)$  é normalizada com  $\sigma'_{vo}$ , logo, os cálculos de  $s_u(critical,mob)$  versus  $(N_1)_{60-CS}$  foram comparados usando dois tipos de correção por conteúdo de finos. Segundo Stark & Mesri (1992), estas correções são a correção para a resistência ao cisalhamento no escoamento (*yield strength fines content correction*), cujo termo foi proposto por Seed *et al.* (1985), e a correção por conteúdo de finos para a resistência crítica (*critical strength fines content correction*), cuja definição foi proposta por Seed (1987). A diferença encontrada não foi significativa, conseqüentemente Stark &

Mesri (1992) propuseram, para sua metodologia de cálculo dos valores de  $s_u(critical)/\sigma'_{vo}$  o uso da correção na condição de escoamento.

As razões de resistência obtidas para diferentes casos históricos sugerem que uma drenagem significativa pode causar a liquefação do solo durante o fluxo pós-escoamento. A análise de estabilidade pós-liquefação não pode assumir drenagem e deve ser baseada na resistência crítica sob volume constante.

É importante ressaltar que a geometria inicial da estrutura analisada é usada para determinar o valor de  $\sigma'_{vo}$  enquanto que a geometria final, depois do deslizamento, foi utilizada para calcular a  $s_u(critical, mob)$ .

A curva da Figura 3.1 separa as condições de campo que causam liquefação das que não originam liquefação. Desde que a resistência ao escoamento controle o potencial de liquefação, a razão de tensões de cisalhamento sísmica correspondente à curva limite na Figura 3.1 é a razão da resistência não drenada mobilizada *in-situ* na condição de escoamento,  $s_u(yield, mob)/\sigma'_{vo}$  para um determinado valor de  $(N_1)_{60-CS}$ . Quando  $(N_1)_{60-CS} \leq 20$ , a relação da Figura 3.1 pode ser definida como:

$$\frac{s_u(yield, mob)}{\sigma'_{vo}} = 0,011 * (N_1)_{60-CS} \quad (3.32)$$

Stark & Mesri (1992) consideram que em um ensaio de cisalhamento simples, um número equivalente de ciclos de tensões uniformes igual a 15 simula as condições das tensões no campo como produto de um sismo de magnitude igual a 7,5, tal como foi proposto por Seed (1979). Se  $s_u(critical)$  e  $s_u(yield)$  forem medidas num ensaio de cisalhamento simples cíclico submetido às mesmas condições de ensaios e mesma densidade relativa, o valor de  $(N_1)_{60-CS}$  deveria ser o mesmo, tanto para a  $s_u(yield)$  quanto para a  $s_u(critical)$ .

Na Figura 3.8 apresenta-se a relação recomendada para calcular o valor de  $s_u(critical)/\sigma'_{vo}$ . A linha reta da Figura 3.8 pode ser expressa como:

$$\frac{s_u(critical)}{\sigma'_{vo}} = 0,0055 * (N_1)_{60-CS} \quad (3.33)$$

Portanto, a razão da resistência não drenada crítica é aproximadamente a metade da razão da resistência na etapa de escoamento para um sismo de magnitude 7,5. Além disso, recomenda-se utilizar a correção por conteúdo de finos da resistência ao cisalhamento no escoamento. A vantagem desta

metodologia em relação à descrita no item 3.3.1 é que ela não precisa de um conhecimento exato do índice de vazios.

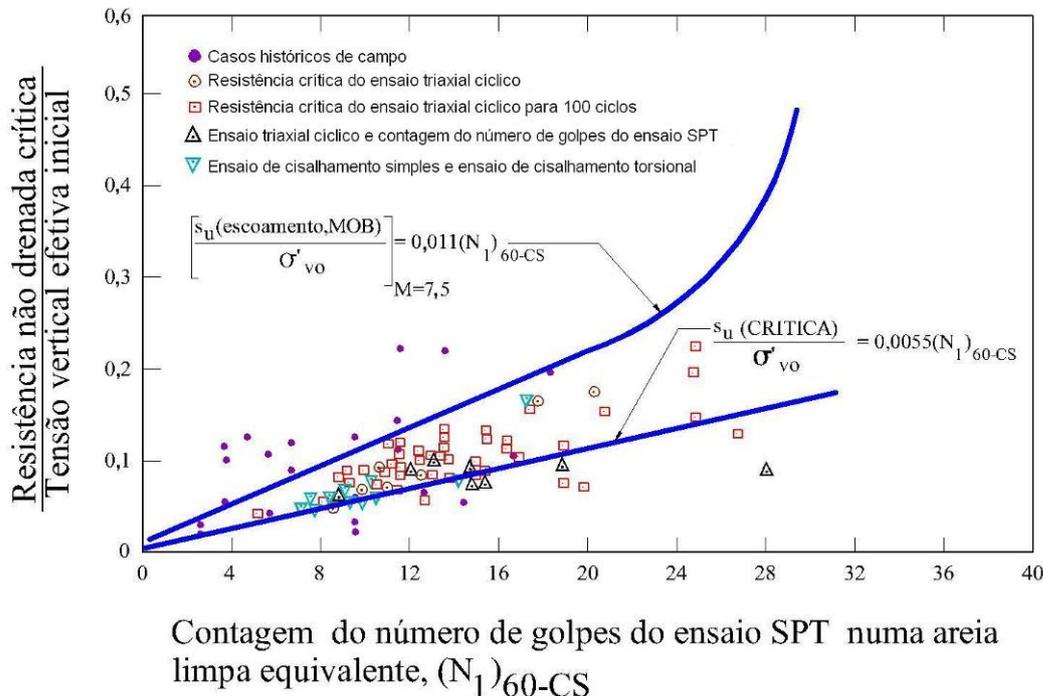


Figura 3.8 – Relação entre a razão da resistência não drenada crítica e a contagem do número de golpes para uma areia limpa equivalente (adaptado de Stark & Mesri, 1992).

### 3.3.4. Cálculo da resistência à liquefação (Olson & Stark, 2002)

Olson & Stark (2002) desenvolveram uma metodologia para estimar a razão da resistência à liquefação ou do solo liquefeito ( $s_u(LIQ)$ , *liquefied strength ratio*) por retro-análise, utilizando métodos de análise de estabilidade baseados em 33 casos históricos. Esta metodologia aplica a premissa de que a resistência ao cisalhamento do solo liquefeito é proporcional à tensão de adensamento efetiva. Para muitos solos arenosos fofos e compressíveis, a linha de adensamento e a linha de estado permanente são aproximadamente paralelas. Portanto, para um incremento de tensão efetiva confinante, o valor do parâmetro de estado permanece aproximadamente constante e a resistência ao cisalhamento do solo liquefeito se eleva proporcionalmente às tensões efetivas confinantes. Mesmo que o comportamento de adensamento e a linha de estado permanente não forem exatamente paralelos, é razoável assumir que em muitas condições de campo, o

comportamento de adensamento é aproximadamente paralelo à linha de estado crítico para o intervalo de tensões efetivas de interesse. Conseqüentemente, Olson & Stark (2002) sugerem que, se o material é suficientemente fofo para ser suscetível à liquefação, o anteriormente definido se aplica.

Três níveis de análise de estabilidade de taludes foram usados para calcular a razão de resistência do solo liquefeito por retro-análise: análise de estabilidade simplificada, usando a geometria pós-falha, análise rigorosa, usando a geometria pós-falha, e análise considerando a cinética do movimento da massa da falha.

A análise de estabilidade simplificada usando a geometria pós-falha considera um material deslizado que tem uma espessura média de  $H$  e um peso específico de  $\gamma_t$ , portanto, a força de equilíbrio na direção do fluxo (similar à análise de talude infinito) indica que  $s_u$  pode ser expresso como:

$$s_u(LIQ) = \gamma_t H \sin \alpha \cos \alpha \quad (3.34)$$

onde  $\alpha$  é o ângulo de inclinação da superfície de escorregamento com a horizontal.

A equação (3.34) é usada para estimar valores da resistência do solo liquefeito quando não se tem informação suficiente para executar uma análise de estabilidade rigorosa.

Para a análise de estabilidade rigorosa considerando a geometria pós-falha, considera-se a tensão efetiva vertical pré-falha ( $\sigma'_{vo}$ ) tanto para o solo liquefeito quanto para o solo não liquefeito. Para dividir a zona liquefeita da zona não liquefeita, usa-se um procedimento baseado na discretização da geometria pós-falha em segmentos. Assim, em cada segmento da zona liquefeita calculam-se a tensão  $\sigma'_{vo}$  e a resistência  $s_u(LIQ)/\sigma'_{vo}$ , enquanto que na zona não liquefeita usa-se a resistência ao cisalhamento drenada ou não drenada (a que seja a mais apropriada). Finalmente, a razão de resistência do solo liquefeito é variada (onde a resistência ao cisalhamento do solo liquefeito mobilizado ao longo de cada segmento da geometria pós-falha é variável) até obter um fator de segurança igual a um.

O terceiro e último método, análise de estabilidade considerando a cinética do movimento da massa que corresponde à falha, utiliza a segunda lei de Newton e assume um movimento polinomial de terceira ordem, tal como ilustra a Figura 3.9:

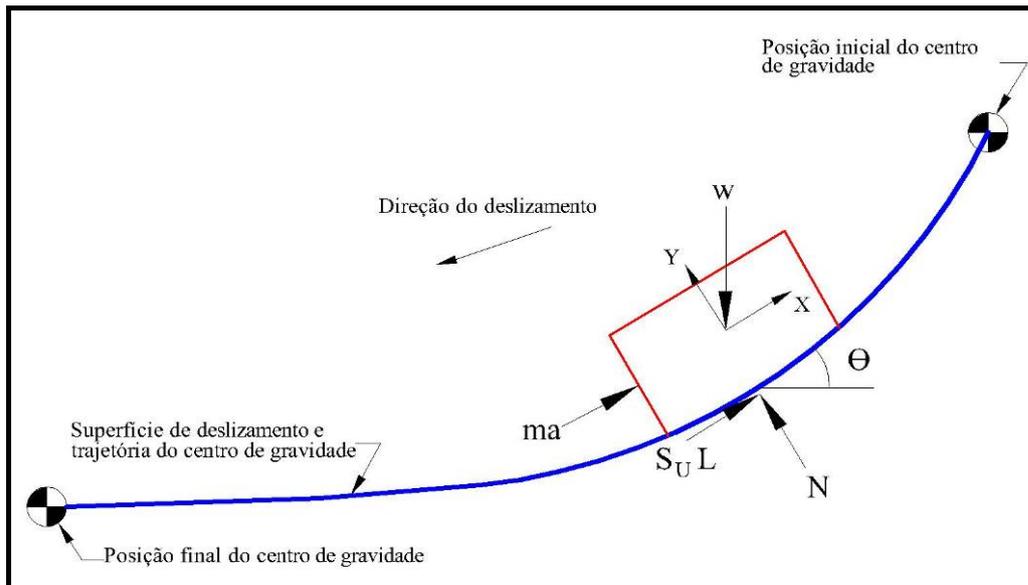


Figura 3.9 – Diagrama de corpo livre utilizado para a análise cinética (modificado de Olson & Stark, 2002).

A inclinação da curva,  $dy/dx$ , é utilizada para determinar o valor do ângulo  $\theta$ , que é o ângulo entre a horizontal e a tangente à curva, tal como se expressa na equação (3.35):

$$\text{sen}\theta = \frac{\frac{dx}{dy}}{\sqrt{1 + \left(\frac{dx}{dy}\right)^2}} \quad (3.35)$$

onde  $dy$  e  $dx$  são o deslocamento vertical e horizontal, respectivamente, do centro de gravidade da falha ao longo da curva da Figura 3.9. A aceleração do centro de gravidade da massa de falha é estimada a partir da segunda derivada do deslocamento,  $\Delta$ , em relação ao tempo. Com estes dados, usando a segunda lei de Newton, obtém-se a seguinte equação:

$$\left[ (W \text{sen}\theta) - (s_u L) \right] = \frac{W}{g} \frac{d^2 \Delta}{dt^2} \quad (3.36)$$

onde  $W$  é o peso de massa da falha,  $s_u$  é a resistência ao cisalhamento mobilizada e  $L$  é o comprimento da superfície da falha.

Além disso, a resistência drenada ou não drenada do solo não liquefeito é incorporada pelo seguinte ajuste para  $s_u(LIQ)/\sigma'_{vo}$ :

$$s_u(LIQ) = \frac{s_u - \left(\frac{L_d}{100} s_d\right)}{\left(1,0 - \frac{L_d}{100}\right)} \quad (3.37)$$

onde  $s_u$  é obtida da equação (3.36),  $L_d$  é a porcentagem do comprimento total da superfície de deslizamento pós-falha, que compreende o solo não liquefeito, e  $s_d$  é a resistência ao cisalhamento médio dos solos não liquefeitos.

Olson & Stark (2002) fazem uso dos três níveis de análise de estabilidade em 33 casos históricos com dados de SPT e CPT, avaliando as diferentes incertezas originadas pela insuficiência de informação e sugerem duas relações, uma para o SPT e outra para CPT, como produto de uma regressão linear descrita como:

$$\frac{s_u(LIQ)}{\sigma'_{v0}} = 0,03 + 0,0143(q_{c1}) \pm 0,03 \quad (3.38)$$

$$\frac{s_u(LIQ)}{\sigma'_{v0}} = 0,03 + 0,0075[(N_1)_{60}] \pm 0,03 \quad (3.39)$$

Na Figura 3.10, é apresentada a relação da razão de resistência do solo liquefeito com a resistência de ponta normalizada do CPT, cuja relação é preferida pelas vantagens naturais que este tipo de ensaio apresenta em relação ao SPT (ver item 3.2.2). É importante ressaltar que na Figura 3.10, os dados plotados não consideram a correção por conteúdo de finos que Stark & Mesri (1992) levam em conta na suas correlações. Porém, o conteúdo de finos de cada dado é fornecido em cada ponto do gráfico.

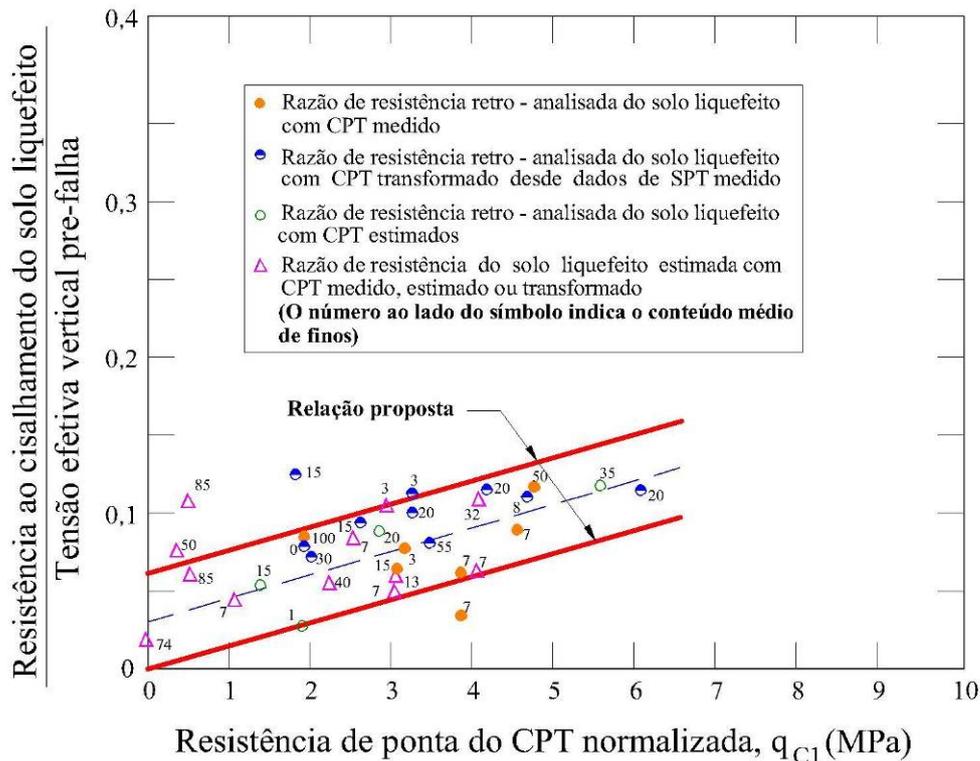


Figura 3.10 – Relação da razão da resistência do solo liquefeito baseada na resistência de ponta normalizada do CPT (adaptado de Olson & Stark, 2002).

Para distâncias verticais maiores de 10 m, os efeitos da cinética no cálculo por retro-análise da razão da resistência do solo liquefeito não são muito claros e precisam ser ainda investigados.

É preciso ressaltar que no caso de projetos com risco considerável, a compressibilidade do solo susceptível à liquefação deveria ser comparada com a inclinação da linha do estado permanente para confirmar a aplicabilidade do conceito de razão de resistência. Se a compressibilidade do solo não chega a ser razoavelmente paralela à inclinação da SSL, ao menos no intervalo das tensões efetivas de interesse, o conceito da razão da resistência pode não ser aplicável para esse solo em particular. Se a compressibilidade é significativamente menor do que a inclinação da SSL, a razão da resistência ao cisalhamento conduzirá a valores não conservativos de  $s_u(LIQ)$ .

### 3.4.

#### Procedimento de análise de estabilidade pós-sismo

Posterior ao sismo, a estabilidade de um talude pode ser reduzida porque o carregamento cíclico atenua a resistência ao cisalhamento do solo. Estas reduções

são tratadas de forma diferente, dependendo se a liquefação ocorrer ou não. A estabilidade pós-sismo pode ser avaliada em três etapas: (1) estimar o potencial de liquefação, (2) estimar a resistência ao cisalhamento não drenada reduzida, (3) calcular a estabilidade dos taludes (Duncan & Wright, 2005).

### 3.4.1. Estimar o potencial de liquefação

Para a avaliação da resistência à liquefação, a resistência cíclica CRR é comparada com a razão de tensão sísmica induzida CSR com o objetivo de estimar a possibilidade da ocorrência de liquefação. No item 3.2 apresentam-se os diferentes métodos semi-empíricos para determinar a resistência à liquefação.

Esta avaliação pode ser melhor observada num gráfico de tensão de cisalhamento *versus* profundidade. A liquefação é esperada para aquelas zonas onde o carregamento exceda a resistência, tal como a Figura 3.11.

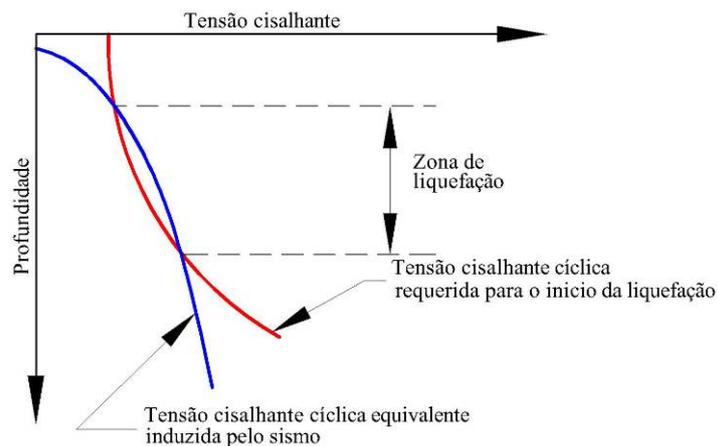


Figura 3.11 – Determinação do potencial de liquefação (modificado de Kramer, 1996).

### 3.4.2. Estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada reduzida

Se a liquefação é esperada, devem ser estimados valores reduzidos da resistência ao cisalhamento residual não-drenado. Para determinar este valor, podem-se utilizar diversas metodologias, as quais são apresentadas no item 3.3.

A pesar de não acontecer liquefação durante o sismo, as poropressões no solo podem ser incrementadas, reduzindo a resistência ao cisalhamento. Marcuson *et al.* (1990) sugerem que, neste caso, as poropressões geradas devido ao sismo podem ser relacionadas ao fator de segurança contra liquefação. Este fator de

segurança é definido como a razão entre as tensões de cisalhamento cíclica e a tensão de cisalhamento cíclica requerida para causar liquefação (baseado nos cálculos descritos no item 3.2). Este gráfico é apresentado na Figura 3.12.

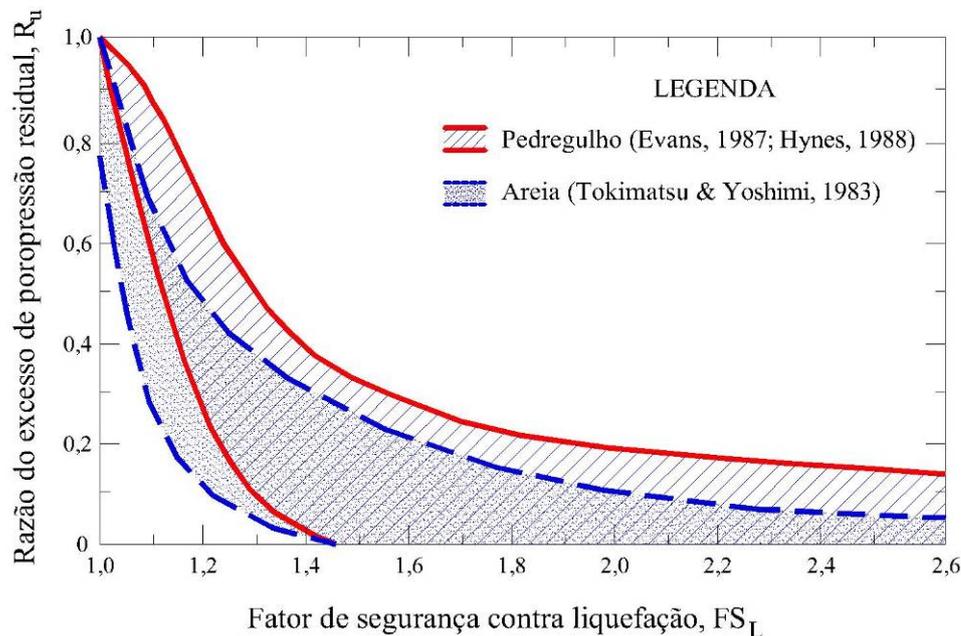


Figura 3.12 – Relações típicas entre a razão de excesso de poropressão residual e o fator de segurança contra liquefação para areia e para cascalho obtidos com dados de laboratório (adaptado de Marcuson *et al.*, 1990).

Deve-se ter cuidado ao usar estas curvas e ao definir a poropressão que será usada na representação, avaliada por tensões efetivas, da resistência ao cisalhamento. É possível que a resistência ao cisalhamento corresponda a uma análise de tensão efetiva que, na realidade, seja maior que a resistência ao cisalhamento não-drenado original do solo, porque a poropressão que foi calculada como valor residual pode não ser tão grande quanto a poropressão que o solo contém na etapa de falha por cisalhamento sem drenagem. Conseqüentemente, é recomendável que, se as poropressões forem calculadas e usadas numa análise de tensões efetivas, uma verificação deve ser realizada para assegurar que a resistência ao cisalhamento não exceda a resistência ao cisalhamento não drenada antes do sismo.

Para solos que perderam resistência mas não liquefizeram durante o sismo, como uma alternativa adicional à metodologia sugerida por Marcuson *et al.* (1990), podem ser usados valores reduzidos de resistência à liquefação. A resistência ao cisalhamento não drenada reduzida pode ser estimada por ensaios

de laboratório de amostras adensadas às condições do campo antes do sismo, submetidas a carregamentos que simulem o sismo e finalmente cisalhados para falhar num ensaio de carregamento estático.

### **3.4.3. Análise de estabilidade**

Uma análise estática de estabilidade de taludes é executada após determinadas as tensões pós-sismo. Para alguns solos e geometria de taludes específicos, a resistência ao cisalhamento não drenada após o sismo pode representar a resistência ao cisalhamento mínima, cujo valor, na etapa pós-sismo, se incrementará gradualmente com o tempo. Para estes tipos de solos, a estabilidade de taludes deve ser efetuada com base na resistência ao cisalhamento não drenada que reflita os efeitos do carregamento cíclico tal como se discutiu nos dois itens anteriores. Porém, para outros solos, especialmente aqueles que dilatam quando cisalhados, a resistência ao cisalhamento após o sismo pode diminuir com o tempo à medida que o solo drena e a água migra de uma zona de poropressões elevadas para uma zona de poropressões baixas. Em alguns casos onde a combinação de resistências drenadas e não drenadas (ou parcialmente drenadas) controlam a estabilidade, é apropriado efetuar uma análise de estabilidade onde seja adotado o valor mais baixo das duas resistências. Especificamente, o procedimento sugerido para a análise pós-sismo abrange as seguintes etapas para cada superfície de escorregamento:

- A etapa 1 consiste em executar cálculos de estabilidade usando resistências ao cisalhamento não drenadas que reflitam os efeitos do carregamento cíclico para materiais pouco permeáveis. As tensões efetivas e as resistências ao cisalhamento drenadas são usadas para os solos altamente permeáveis.
- Na etapa 2, em todos os solos de baixa permeabilidade, estima-se a resistência ao cisalhamento totalmente drenada com base na tensão normal total que é calculada no primeiro estágio da análise de estabilidade com as poropressões que existiram depois de uma drenagem completa (dissipação de poropressão total). Se a resistência ao cisalhamento drenada for menor que a resistência ao cisalhamento não drenada, a primeira é adotada para a análise, de outra forma, aplica-se a resistência ao cisalhamento não drenada. Os

cálculos de estabilidade são então repetidos. Estas estimativas envolvem uma mistura, ao longo da superfície de falha, de tensões totais (onde a resistência não drenada é usada) e tensões efetivas (onde a resistência drenada é utilizada). O fator de segurança calculado na segunda etapa é o fator de segurança pós-sismo.

### **3.5. Observações**

Convém desde já salientar que existem vários critérios para a avaliação de liquefação, especialmente em relação aos fatores de correção. No presente estudo, decidiu-se utilizar os critérios baseados no conselho do National Center Earthquake Engineering Research (NCEER, 1996 e 1998) descritos em Youd *et al.* (2001), que reuniu um grupo considerável de especialistas na área de dinâmica, amplamente reconhecidos, para atualizar e unificar os diferentes critérios mais conhecidos até esse momento. Obviamente, o projetista tem a liberdade de escolher o critério mais adequado para usar. Além disso, mais informação sobre o fenômeno de liquefação pode ser localizada em Guillén (2008) e Aquino (2008).