

2

Revisão Bibliográfica

2.1.

Introdução

Dezenas de milhões de pessoas em todo o mundo vivem sob condições de risco sísmico susceptíveis a perdas de vidas humanas e grandes prejuízos econômicos com o comprometimento e paralisação de serviços e de infraestruturas públicas. Terremotos têm ocorrido e continuarão a ocorrer, sendo impossível prevê-los com antecedência, mas apenas mitigar seus efeitos através da adoção de projetos sismo-resistentes.

O estudo dinâmico de aterros de solo reforçado com geossintéticos requer entendimento de vários aspectos básicos de engenharia sísmica. A teoria da tectônica de placas é atualmente bastante aceita na geologia moderna, explicando que a ocorrência de sismos de subducção são provenientes da liberação de energia quando placas tectônicas da crosta terrestre apresentam súbito movimento relativo. A costa oriental da América do Sul é uma região de alta atividade sísmica, decorrente da subducção da placa de Nazca (oceânica) sob a placa Sul-Americana (continental), com terremotos freqüentes e de grande magnitude registrados nos países andinos. O maior terremoto já ocorrido até hoje, do qual se tem notícia, foi o terremoto no sul do Chile, no dia 22 de maio de 1960, que atingiu a magnitude de 9.7 na escala Richter e vitimou 5.700 pessoas.

2.2

Tectônica de placas

2.2.1.

Deriva dos Continentes

A litosfera está formada por uma série de placas que compõem a superfície terrestre, algumas destas abrigoando continentes, outras não. As placas deslocam-se sobre o manto terrestre, muito lentamente (2 a 10cm/ano) sob trajetórias complexas. Segundo Taylor (1910), Alfred Wegener (1912), T. Wilson (1963), J. Maxwell (1968) e outros, há uns 225 milhões de anos atrás

existia um proto-continente chamado Pangea, rodeado por um oceano chamado Pantalassa, apresentado na Figura 2.1(a).

Há 180 milhões de anos, o norte e o sul de Pangea começaram a se separar, sendo o norte conhecido como Laurásia e o sul por Gondwana. Os deslocamentos ocorridos incluíram rotações horárias para a Laurásia e anti-horárias para a parte sul da antiga Pangea, ordenando os movimentos de rotação da Terra para algo mais próximo do equilíbrio - Figura 2.1(b).

Há 135 milhões de anos os atuais continentes estavam mais bem delineados, com o início da separação entre os atuais continentes da África e da América do Sul, e a Índia avançando para a sua posição atual. A Austrália seguia seu lento deslocamento para o norte e a Eurásia e a África haviam-se mantido na mesma posição relativa. A distribuição continental que existia há 135 milhões de anos é mostrada na Figura 2.1(c), na qual aparecem limites convergentes e divergentes das massas continentais.

Há 65 milhões de anos a situação dos continentes correspondia aproximadamente àquela ilustrada na Figura 2.1(d). Eurásia e África se uniram, África e América do Sul estavam completamente separadas e deslocavam-se em direções opostas, enquanto que a Índia atingia a sua posição atual e a Austrália separava-se da Antártica. A Figura 2.1(e) apresenta a situação atual dos continentes.

A crosta da terra está dividida em 16 placas tectônicas principais e várias secundárias. Dentre as principais (Figura 2.2) citam-se as placas Africana, da Antártida, Arábica, Australiana, das Caraíbas, de Cocos, Euroasiana, das Filipinas, de Nazca, Norteamericana, do Pacífico, Indiana, de Scotia, Juan de Fuca e a placa Sulamericana.

Em consequência da interação entre as placas tectônicas, a litosfera está constantemente submetida a forças que a deformam gradualmente, armazenando energia de deformação que, atingindo valor elevado, pode produzir uma fratura repentina do material no interior da crosta e liberação sob forma de calor, principalmente, e ondas sísmicas que se propagam através dos materiais geológicos sólidos (ondas de tensão). A zona onde ocorre a fratura é conhecida como foco ou hipocentro e a projeção deste foco sobre a superfície é chamada de epifoco ou epicentro. As distâncias do foco ao ponto onde é registrado o movimento superficial do terreno é chamada distância focal (R_f). A definição de distância epicentral (R_e) é ilustrada na Figura 2.3.

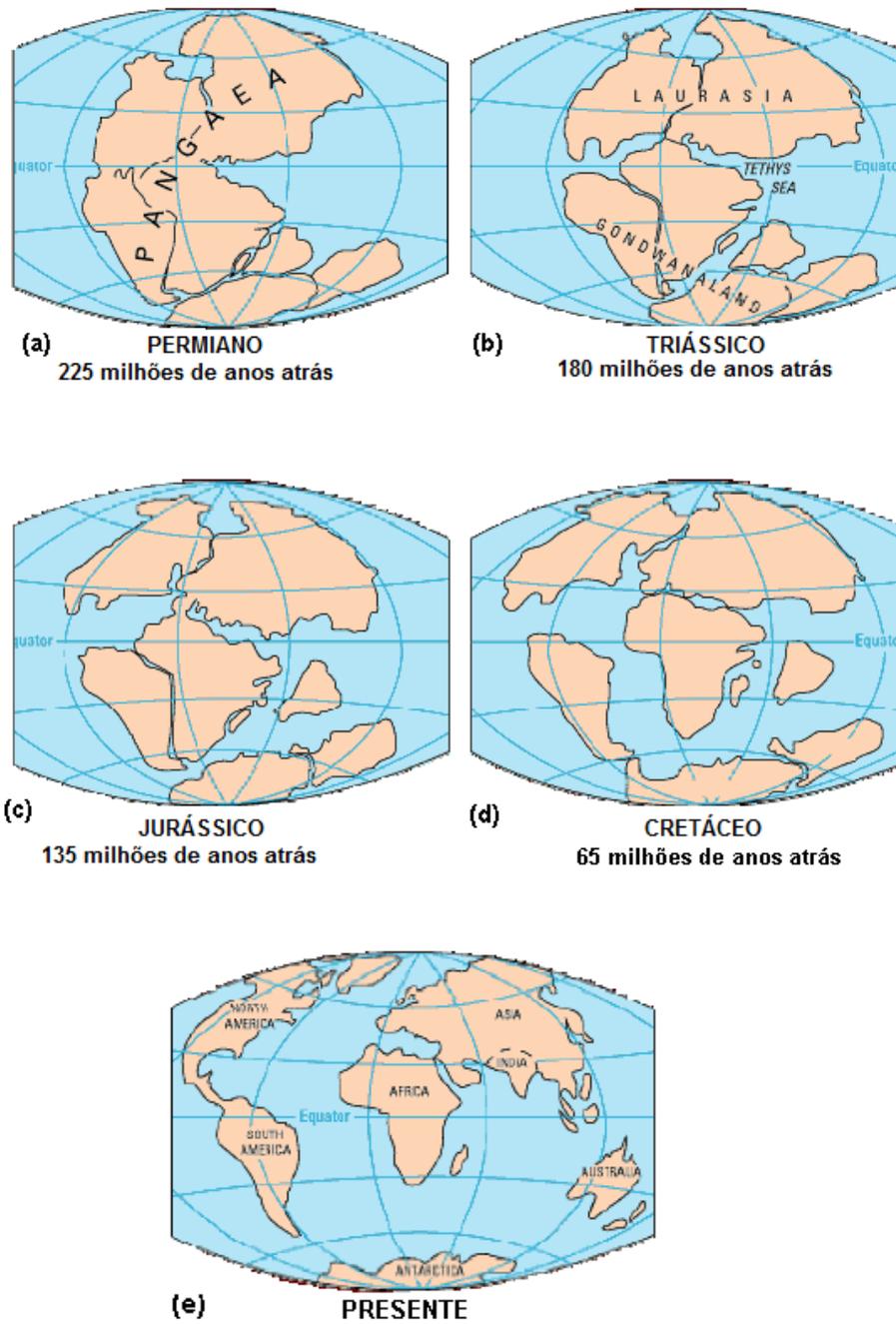


Figura 2.1 - Teoria da deriva dos continentes segundo Taylor (1910), Wegener (1915).

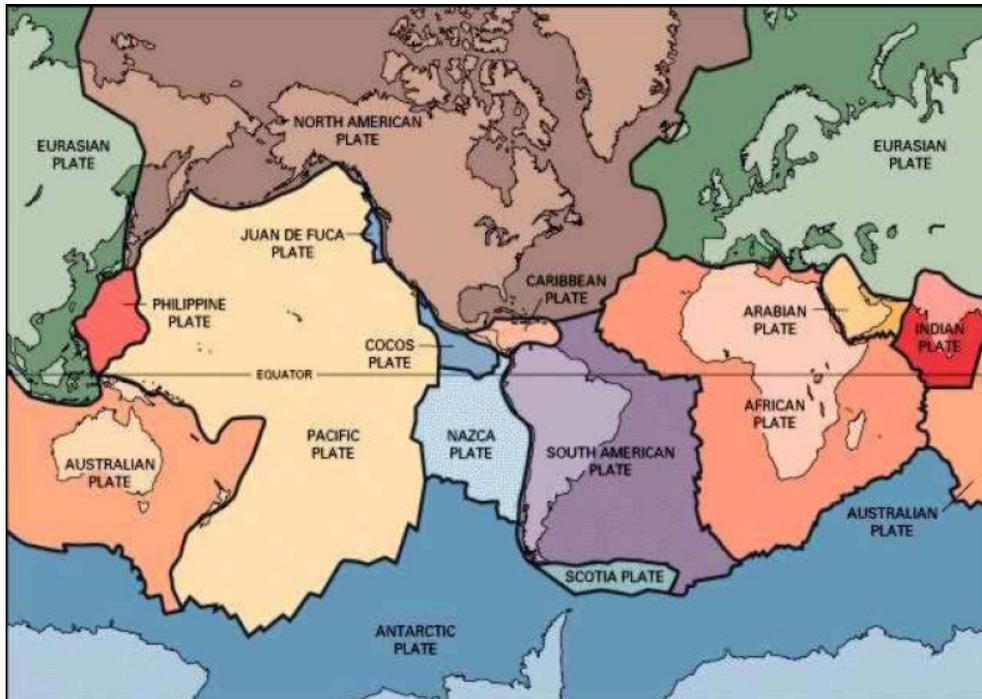


Figura 2.2 - Placas tectônicas principais (USGS, Washington, 2001).

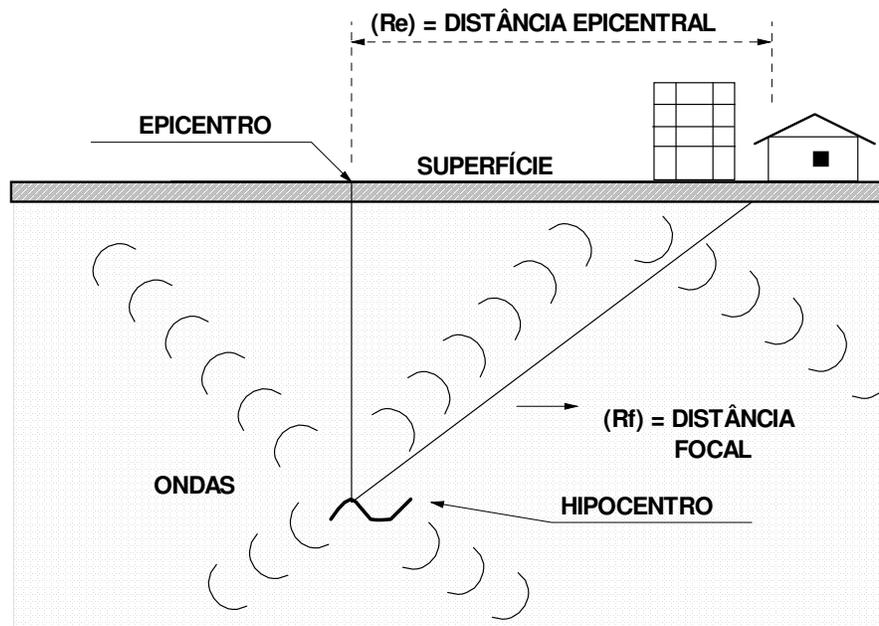


Figura 2.3 – Elementos característicos de um terremoto.

2.2.2. Sismicidade no Peru

A atividade sísmica no Peru é principalmente decorrente da interação das placas tectônicas de Nazca e Sul-Americana, que geram basicamente sismos de subducção (Figura 2.4) de altas magnitudes e freqüências. De menor ocorrência, registram-se também sismos intraplacas e por falhas geológicas.

Observa-se que a atividade sísmica na zona Norte e no Centro do Peru está distribuída em duas faixas sísmicas ao longo da Cordilheira dos Andes, uma no ocidente e exclusivamente produto das atividades de subducção com hipocentros superficiais e intermediários, e a outra, oriental aos Andes, que envolve tanto processos de subducção, com hipocentros de profundidades de até 300 km, como também processos secundários como a compressão do Escudo Brasileiro. Estas duas faixas sísmicas se juntam na zona de transição sismotectônica (13°-14° Sul), para constituir em uma ampla faixa sísmica na região sismotectônica do Peru (Deza, 1990).

No Norte e Centro do Peru o processo de subducção se realiza com ângulo de 20-30° até a profundidade de 100km, enquanto que na região Sul do país o processo de subducção inicia-se com ângulo de 30°, constantes até a profundidade de 300km (H. Tavera, 1993).

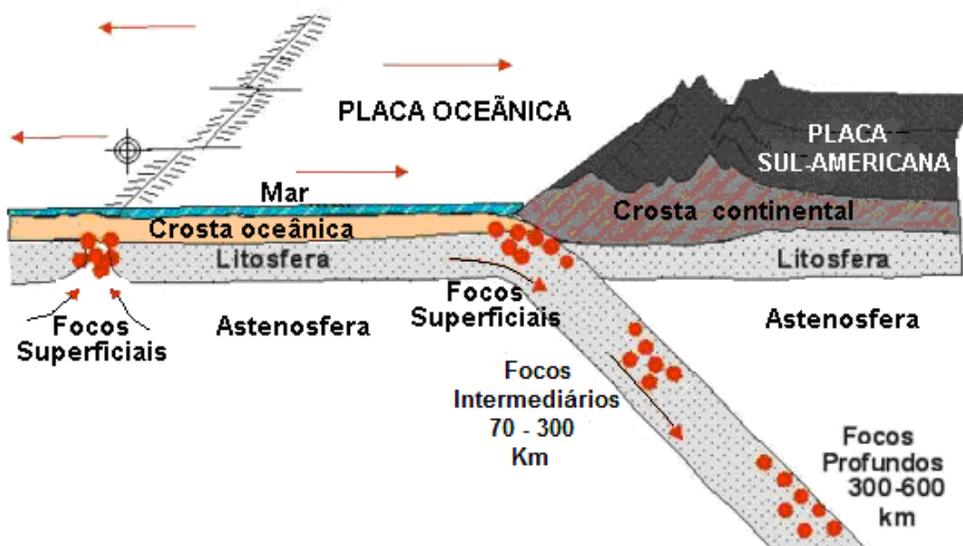


Figura 2.4 - Esquema da zona subducção no Peru, com movimentos de placas e distribuição de sismos (H. Tavera, IGP, 1993).

2.3 Propagação de Ondas Planas de Tensão

Duas classes de ondas de tensão podem ser identificadas em excitações sísmicas: as ondas de corpo e as ondas de superfície.

As ondas de corpo se classificam em ondas primárias (ou P) e em ondas secundárias (ou S). As ondas P são chamadas longitudinais ou compressivas e se propagam na mesma direção da vibração das partículas (Figura 2.5).

As ondas S são as que fazem vibrar uma partícula na direção perpendicular à sua trajetória de propagação e são conhecidas como ondas transversais ou de cisalhamento. Dependendo da direção de vibração da partícula (polarização) são ainda conhecidas como ondas SV (movimento contido no plano de propagação) ou SH (movimento normal ao plano de propagação) – Fig. 2.6.

A velocidade de propagação C_p de ondas P é dado pela teoria da elasticidade linear como:

$$C_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (2.1)$$

onde ρ é a massa específica do material, λ e G são as constantes de Lamé (G é também definido como o módulo cisalhante), E é o módulo de Young e ν o coeficiente de Poisson.

Igualmente, a velocidade de propagação C_s de ondas S pode ser escrita como:

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (2.2)$$

e a relação entre as velocidades de propagação de ondas P e S,

$$\frac{C_p}{C_s} = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (2.3)$$

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



Figura 2.5 – Deformações produzidas por ondas P (apud Kramer, 1996).



Figura 2.6 – Deformações produzidas por ondas SV (apud Kramer, 1996).

As ondas de superfície se propagam na parte superficial da Terra e se manifestam com maior frequência em sismos pouco profundos. Os movimentos produzidos por estas ondas estão em geral restritos a profundidades inferiores a 30km. Esta classe de ondas pode ainda ser subdividida em:

Ondas Love (L), que acontecem em formações estratificadas, provocando movimentos similares aos da onda SH, fazendo vibrar partículas superficiais na direção perpendicular à direção de propagação da onda (Figura 2.7 b).

Ondas Rayleigh (R) produzem movimentos elípticos de partículas superficiais, contidos no plano de propagação da onda (Figura 2.7a). Ondas R têm velocidade de propagação ligeiramente inferior às ondas SV dependendo, no caso de ondas elásticas, do valor do coeficiente de Poisson do material (Figura 2.8). Para fins de engenharia, a velocidade de propagação de ondas R pode ser aproximadamente calculada a partir da velocidade de propagação da onda S pela seguinte expressão aproximada:

$$C_R = \frac{0,862 + 1,14\nu}{1 + \nu} \cdot C_S \quad (2.4)$$

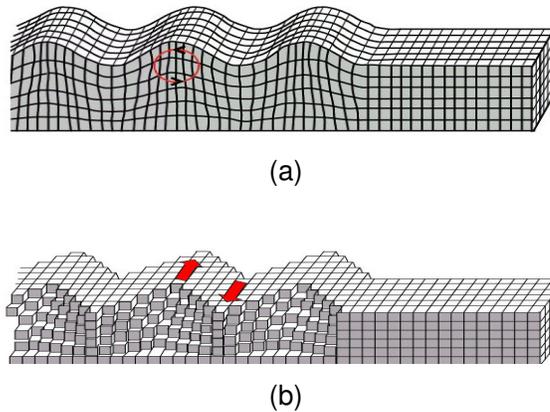


Figura 2.7 – Deformações causadas por ondas superficiais: (a) ondas de Rayleigh; (b) ondas de Love (apud Kramer, 1996).

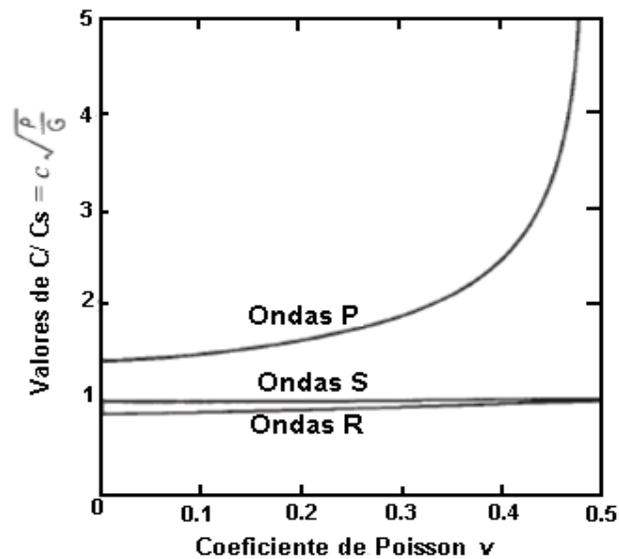


Figura 2.8 - Relação entre C_R , C_s e C_p em função do coeficiente de Poisson (Richart & Woods 1970).

Em eventos de foco profundo prevalecem as ondas de corpo P e S, enquanto que em sismos de foco superficial predominam as ondas de superfície. A Figura 2.9 mostra os registros de dois sismos com origem no arquipélago de Tonga, no Pacífico, sendo o primeiro de foco profundo e o segundo de foco superficial, ambos detectados em Albuquerque, Novo México, a 10.000Km de distância. O sismo de foco profundo gerou ondas de corpo P e S de grande amplitude, mas relativamente pouca atividade produzida por ondas de superfície foi registrada. Por outro lado, no caso do sismo de foco superficial observa-se claramente que a maior parte da energia foi liberada sob forma de ondas de superfície de grande amplitude.

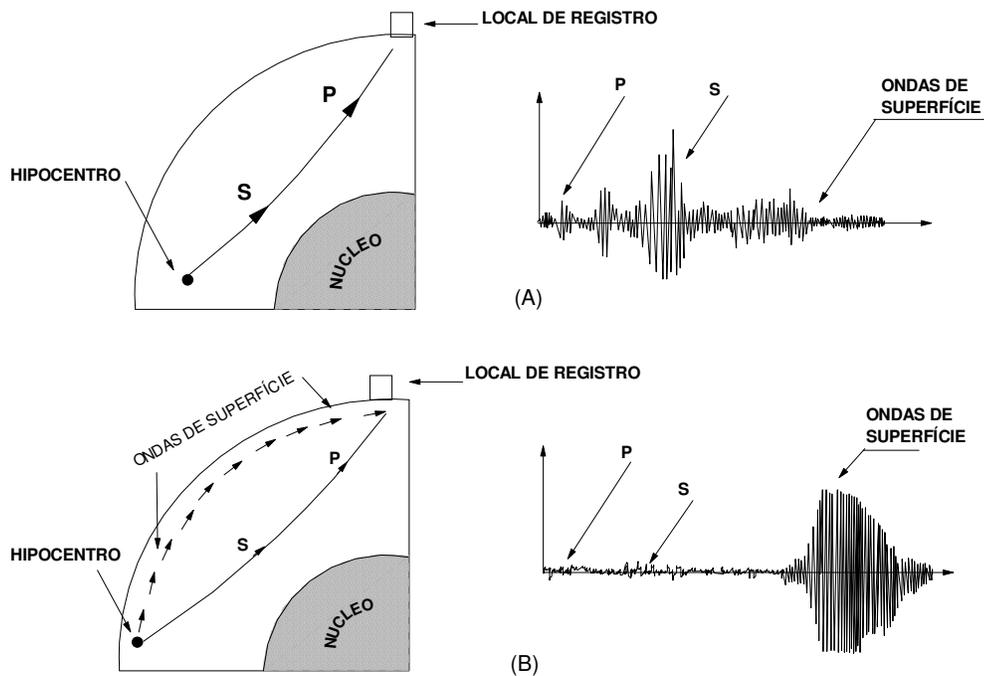


Figura 2.9 - Ondas sísmicas registradas a 10.000km do epicentro: a) sismo de foco profundo; b) sismo de foco superficial (apud Sauter, 1989).

Para sismos profundos, devido a sucessivas reflexões e refrações entre materiais de diferentes velocidades de propagação, as ondas alcançam a superfície da Terra quase verticalmente, reduzindo a geração de ondas de superfície.

2.4. Solos reforçados com geossintéticos

A humanidade tem construído estruturas de contenção de solos desde a antiguidade, em muros de defesa e na construção de templos e monumentos religiosos (Kerisel, 1992). Logo aprendeu-se, com a elevação e maior porte das estruturas, que um dos fatores predominantes no controle da estabilidade era o empuxo exercido pelo solo e que este poderia ser reduzido através de um adequado sistema de reforço.

Evidências de aplicações de solos reforçados estão em muitas estruturas históricas. Por exemplo, muros de adobe reforçados com bambu podem ser encontrados na cidade histórica de Chan-Chan, na costa norte do Peru,

construídos há mais de 600 anos por civilização pré-inca em zona de atividade sísmica.

Quando comparados com estruturas de contenção convencionais, muros de aterro reforçado oferecem vantagens significativas. Eles são de custo menor, especialmente no caso de muros altos, mais flexíveis do que muros de concreto armado ou muros de gravidade e são muito apropriados para áreas ativas sismicamente.

A tecnologia moderna de solos reforçados foi desenvolvida inicialmente na França, por H. Vidal durante a década de 1960. Atualmente, os fundamentos do projeto e da construção de muros de solo reforçado estão bem estabelecidos, e muitas obras foram construídas com êxito em todo o mundo nos últimos 40 anos (Figura 2.10).

Estruturas de solo reforçado são também referidas como estruturas de solo mecanicamente estabilizadas. O solo é tipicamente reforçado com materiais relativamente leves e flexíveis, como geossintéticos (Figura 2.11), extensíveis e que apresentam alta resistência à tração (Leshchinsky, 1995). O reforço aumenta a tensão de cisalhamento na massa de solo alterando o padrão de distribuição das tensões no maciço (Clayton et al., 1993). Durante a construção de estruturas de solos reforçados, camadas de reforço são colocadas no interior do aterro. Solos secos e não-coesivos são predominantemente usados como aterro, pois possuem maiores resistências ao cisalhamento e permitem com mais facilidade a drenagem de água de seus vazios, evitando a geração de excessos de poropressão.



Figura 2.10 - Aterro reforçado de 35m de altura na cidade de Taichung, Taiwan.

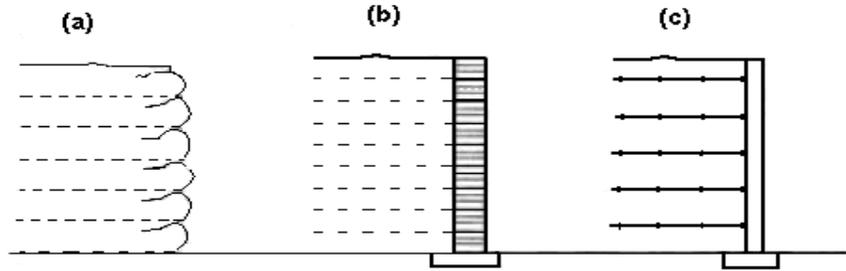


Figura 2.11 - Sistema de muro de contenção reforçado usando geossintéticos: a) com face de geossintéticos com auto – envelopamento; b) com segmento ou modo de bloco de concreto; c) com painel pré-moldado na altura total.

2.4.1. Geossintéticos

Geossintético, como definido pela ASTM (1994), é um “produto planar manufaturado a partir de um material polímero e utilizado em combinação com solo, rocha ou outros materiais relacionados com a engenharia geotécnica, como parte integral de um projeto, estrutura ou sistema”.

A Tabela 2.1 apresenta um resumo dos tipos de geossintéticos disponíveis e suas funções.

Tabela 2.1 – Tipos de geossintéticos e principais funções (Koerner, 1998).

Geossintéticos	Função				
	Separação	Reforço	Filtro	Drenagem	Barreira Impermeável
Geotêxtil	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2*
Geogrelha	n/a	1	n/a	n/a	n/a
Georede	n/a	n/a	n/a	1	n/a
Geomembrana	2	n/a	n/a	n/a	1
Geocomposto	1 ou 2	n/a	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2

*quando impregnado com asfalto
1- Função principal; 2 – função secundária; n/a – não se aplica prioritariamente.

2.4.1.1. Geotêxteis

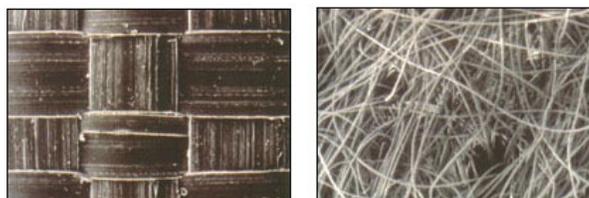
Geotêxteis são produtos têxteis, flexíveis e porosos, cuja principal característica relaciona-se com a sua capacidade de drenagem, tanto através do tecido quanto ao longo do mesmo. As fibras dos geotêxteis são produzidas por processo de fusão dos polímeros e posterior extrusão, conferindo-lhes uma forma alongada característica.

Os geotêxteis classificam-se em tecidos e não-tecidos, conforme mostra a Figura 2.12, em função do arranjo estrutural de suas fibras. Nos geotêxteis tecidos, os fios ou filamentos são entrelaçados segundo direções preferenciais, empregando-se máquinas têxteis convencionais, enquanto para os geotêxteis não-tecidos a interligação das fibras ou filamentos é feita de forma aleatória. Esta interligação pode ser realizada por entrelaçamento mecânico com agulhas (agulhados), por fusão parcial (termoligados), com o uso de produtos químicos (resinados) ou por reforço (reforçados).

Geossintéticos podem ser empregados como elementos de separação, elementos de reforço (taludes íngremes e aterros sobre solos moles), elementos filtrantes (em substituição a filtros / drenos de areia), em aterros hidráulicos, na base de aterros sanitários (com ou sem geração de chorume), como elemento impermeável a líquidos ou vapores, quando impregnados com asfalto, e no controle de processos de erosão.

Entre as vantagens de geotêxteis, podem ser citadas a resistência a danos mecânicos durante sua instalação, o incremento da resistência à tração e ao cisalhamento de solos, aumento da capacidade de carga de maciços e da estabilidade de taludes, excelente capacidade de retenção de partículas finas, livre fluxo de água evitando a geração de excessos de poropressão, boas características de flexibilidade e deformabilidade, permitindo sua aplicação em camadas de solos irregulares e, principalmente, o baixo custo de construção quando comparado a estruturas de contenção convencionais.

Entretanto, os geotêxteis apresentam algumas desvantagens que poderão, em certas circunstâncias, inviabilizar a sua aplicação, devido à baixa resistência à tração ou devido à ocorrência de deslocamentos durante a construção que possam comprometer o alinhamento da estrutura.



Geotêxtil Tecido

Geotêxtil Não-tecido

Figura 2.12 - Arranjo estrutural de geotêxteis.

2.4.1.2. Geogrelhas

As geogrelhas são estruturas planas em forma de grelha, com a existência de aberturas, conforme ilustra a Figura 2.13. As geogrelhas são muito mais rígidas que os geotêxteis e, portanto, seu emprego é quase exclusivamente para reforço, embora sejam utilizadas também como elementos de separação. As principais características das geogrelhas são a alta resistência à tração, boa interação solo/geogrelha, alta resistência a danos de instalação, além de serem inertes e não-contaminantes.

As principais aplicações das geogrelhas são em reforço de muros de arrimo, aterros, separação/reforço em rodovias não-pavimentadas e ferrovias, muros de gabião, controle de erosão e encontro de pontes, reforço de fundações, reforço de pavimento asfáltico, reforço de concreto ou aplicadas em conjunto com geotêxteis ou geomembranas, formando os denominados geocompostos.

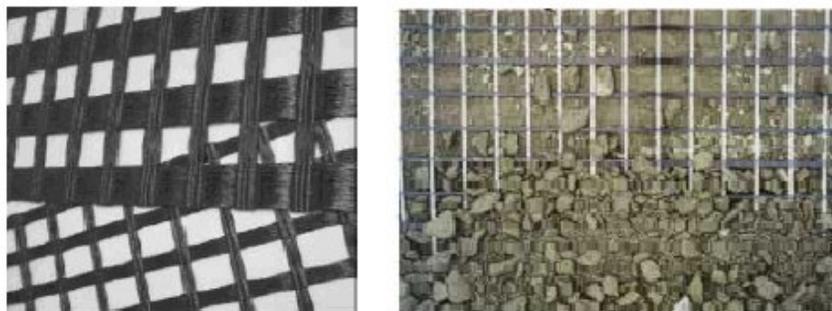


Figura 2.13 – Exemplos de geogrelhas.

2.4.2. Desempenho de solos reforçados sob carregamentos sísmicos

Grandes eventos sísmicos mostram que a maioria das estruturas de solo reforçado tendem a experimentar deformações permanentes, embora em algumas situações tenham também sido reportados casos de maior dano ou do próprio colapso da estrutura, conforme Tabela 2.2, Figuras 2.14 e 2.15.

A Figura 2.14 se refere a uma pesquisa com muros de solo reforçados com altura superior a 4.5m em área da cidade de Los Angeles, imediatamente após o terremoto Northridge, de 17 de junho de 1994 (Magnitude-momento = 6.7). Segundo Sandri (1994), nenhuma evidência visual de dano foi observada em 9 das 11 estruturas localizadas entre 23 a 113km do epicentro do sismo. Duas estruturas (muros de Valencia e Gould) apresentaram fissuras no seu interior e

trincas de tração na massa de solo reforçado, que foram claramente atribuídos à ação do carregamento sísmico. A Figura 2.14 mostra o muro de Valencia com camadas de reforços curtos no topo, que possivelmente facilitaram a formação das trincas. Bathurst e Cai (1995) analisaram ambas estruturas e mostraram que a localização das fissuras poderia ser razoavelmente prevista usando métodos de cálculo pseudo-estáticos (Mononobe-Okabe).

A Figura 2.15 mostra danos a muro de contenção com solo reforçado com geossintéticos e paramento de blocos de concreto, após o terremoto Chi - Chi de 1999 (magnitude 7.3). Segundo Koseki e Hayano (2000), o espaçamento de reforços (80cm) embora atendessem às especificações da NCMA (1997) não preveniram a ocorrência de excessos de deformação no paramento de blocos de concreto. Os autores também indicaram evidências de ruptura dos reforços na conexão, arranque de pinos entre série de blocos e indicações de aberturas no paramento.

Tabela 2.2 - Resumo do desempenho de estruturas de solo reforçado sob ação sísmica (Nova - Roessing, 1999)

Sismo, País, Ano	Mag (M _L)	Distância epicentro (km)	Aceleração Horizontal (g)	No. de Muros	Tipo de Muro	Altura do Muro	Projeto Sísmico	Danos Reportados
Gemona, Itália 1976	6.4	25-40		3	Bloco modular	4-6	não	Nenhum
Liege, Bélgica 1983	5	0.8	0.15-0.2	2	Bloco modular	4.5-6	não	Nenhum
Honshu, Japão 1983	7.7	80-275	0.1-0.3 em 140 km	49	Bloco modular			Um muro –alguns cm de recalque
Edgecumbe, NZ 1987	6.3	30		1	Bloco modular	6		Nenhum
Chiba-Ken Toho-Ok Japão 1987	6.7	40	0.22-0.33	2	Geotêxtil não- tecido	5.5		Nenhum
Loma Prieta, CA, USA 1989	7.1	11-100	0.1-0.55	20	Bloco modular	5-10	Parcial	Nenhum
		11-130	0.1-0.4	>1	Geogrelha	3-24		Um muro-0.2%H movimento(topo)
Kushiro-Ok Japão 1993	7.8	40	0.30	1	Geogrelha	4.4		Nenhum
Northridge CA,USA 1994	6.7	2.5-84	0.1-0.9	20	Bloco modular	4-17		Fragmentação de painel, Fissuração.
		61	0.1	1	Bloco modular	16		Embarrramento no centro (3%H)
		8-113	0.2-0.5	>1	Geogrelha	3-15		Nenhum
		19	0.35	1	Estrutura de terra estabi- lizado mecâ- nicamente	12		Fissuração, 2.5 cm de recalque diferencial.
Hyogoken- Nanbu, Japão 1995	6.9 (M _w)	16-40	Até 0.8	3	Grelha de fibra	3-8		Nenhum
		16	Até 0.8	1	Grelha de fibra	6		Movimento lateral de 30cm, frag- mentação de painel, fissuração.
Chi - Chi Taiwan 1999	7.3	15-40	Até 1.0	6	Geogrelha	2-40		Fissuração, recalque diferencial de 2m- um muro com embarrramento.
Nisqually, WA,USA ,2001	6.8	23	Até 0.25	1	Geogrelha / face de bloco	4		Colapso

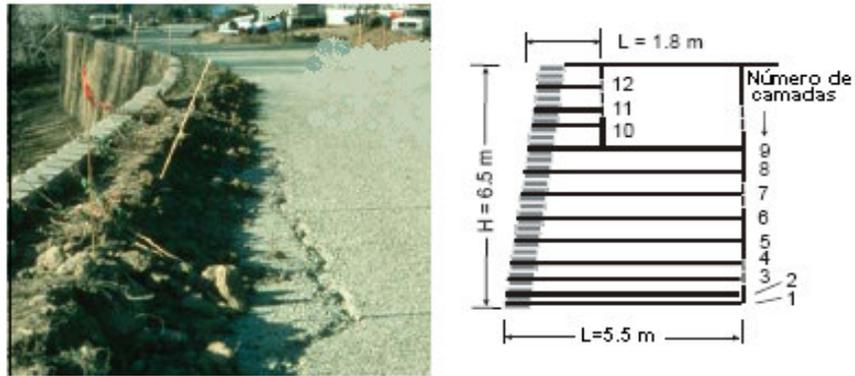


Figura 2.14 - Fissuração atrás dos reforços de comprimento curto, no topo do muro de Valencia (EUA), após terremoto de Northridge, em 1994 (Bathurst e Cai ,1995).



Figura 2.15 - Ruptura do paramento de blocos de concreto do muro reforçado com geossintéticos, após o terremoto Chi – Chi, de magnitude 7.3, em Tai-Chung (Taiwan).

Diversos modelos experimentais também foram construídos e instrumentados para fins de pesquisa, com o objetivo de quantificar o comportamento sísmico de aterros reforçados. Dentre estes, pode-se mencionar o ensaio em centrífuga de Andersen (1997) e o ensaio de mesa vibratória de Perez (1999), mostrado na Figura 2.16, e desenvolvido na Universidade de Washington.



Figura 2.16 - Sistema de instrumentação com acelerômetros, potenciômetros e condição da face do modelo construído por Perez (1999).

2.4.3. Mecanismos de Ruptura em Solos Reforçados

Henri Vidal(1969) ilustra o mecanismo fundamental de solo reforçado e introduz esta técnica no projeto alternativo de estruturas de contenção de solos. Duas aproximações têm sido usadas para explicar o mecanismo de reforço: o sistema discreto e o do material compósito aproximado.

O sistema discreto, mostrado na Figura 2.17, indica que tensões cisalhantes adicionais são transferidas de uma massa de solo potencialmente instável para o reforço sob duas formas: atrito e coesão, sendo o atrito a componente de resistência ao cisalhamento, que é proporcional á tensão normal que atua no reforço. Como resultado desta transferência, a massa de solo torna-se menos instável e o empuxo gerado pelo solo reforçado é também reduzido.

A outra aproximação para explicar o mecanismo de reforço de solo reforçado é analisá-lo como um material compósito. Schlosser e Long(1972), Yang e Singh (1974) utilizaram conceito de coesão aparente. Hausmann (1976) e Lee (1976) também interpretaram o mecanismo de reforço usando conceitos similares. A Figura 2.18 resume a aproximação por um material compósito, no mecanismo de reforço, usando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Hausmann, 1990).

No círculo de Mohr o sub-índice 0 representa um elemento de solo reforçado em sua condição inicial. Assumindo que este elemento tem reforço

inserido no plano horizontal, e um par de tensões principais (vertical e horizontal) é aplicado, então com o incremento da tensão vertical o círculo gradualmente tocará a envoltória de resistência representada pela linha A, associada ao solo não-reforçado com estado de tensão identificado pelo sub-índice 1, até tangenciar a linha B, associada com a envoltória de resistência para o solo reforçado e denotado pelo estado de tensão com sub-índice 2.

A diferença entre as tensões principais σ_2 e σ_1 é o acréscimo de tensão vertical adicional, que somente pode ser imposto devido à existência do reforço. As envoltórias de ruptura representadas pelas linhas B e C se referem ao solo reforçado. A primeira, admitindo que o ângulo de atrito do solo permanece o mesmo ($\phi_{\text{solo}} = \phi_{\text{comp1}}$) e que o aumento da resistência se deve à coesão adicional c_{comp} do material compósito, enquanto que a segunda (linha C) considera que o acréscimo de resistência deve-se ao aumento do ângulo de atrito do solo reforçado (ϕ_{comp2}). As equações 2.5 e 2.6 se referem às linhas B e C, respectivamente, da Figura 2.18. Boyle (1995) verificou que a hipótese representada pela linha C é a mais apropriada para explicar o mecanismo de reforço de solos.

$$\tau = C_{\text{comp}} + \sigma \tan \phi_{\text{comp1}} \quad (\text{linha B}) \quad (2.5)$$

$$\tau = \sigma \cdot \tan \phi_{\text{comp2}} \quad (\text{linha C}) \quad (2.6)$$

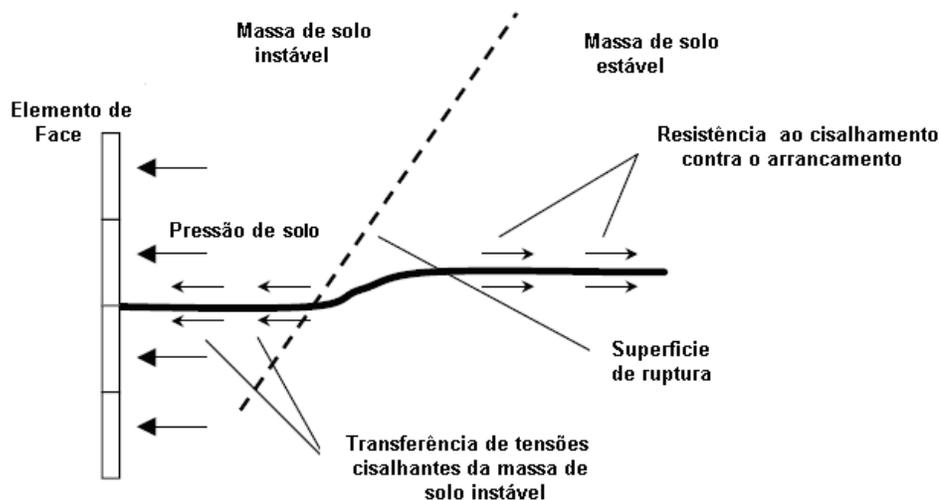


Figura 2.17 - Mecanismo de reforço de estruturas de contenção em solos reforçados (apud Huasmann, 1990).

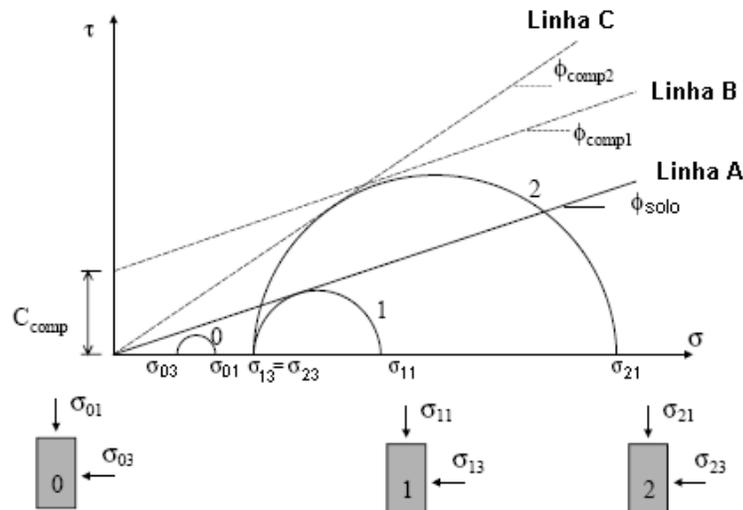


Figura 2.18 - Tensões principais em solos reforçados (apud Hausmann, 1990).

Para mecanismo de ruptura de solos reforçados com fibras, Hausmann e Lee (1976) e Gray e Ohashi (1983) concluem que sob baixas tensões de confinamento a ruptura no reforço de solo frequentemente ocorre devido a deslizamentos relativos na interface solo-reforço, enquanto que para altas tensões de confinamento a ruptura acontece geralmente pela ruptura à tração do próprio reforço.

2.5. Estabilidade de Estruturas de Contenção com Solos Reforçados

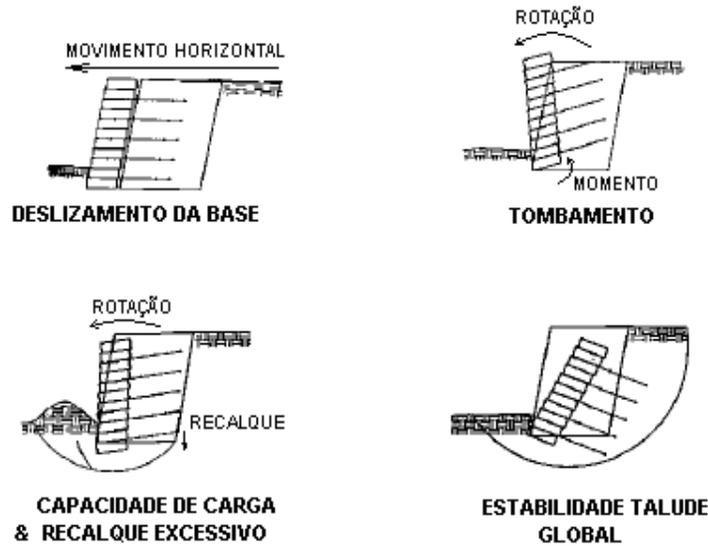
2.5.1. Estabilidade Externa

Os muros de solos reforçados, seja por meio de aço ou geossintéticos, devem satisfazer aos mesmos critérios da análise de estabilidade externa de estruturas de contenção convencionais. Conforme a Figura 2.19, a verificação de estabilidade externa incluem análises de estabilidade global da estrutura, ruptura por deslizamento na base, tombamento, capacidade de carga e ocorrência de recalques excessivos.

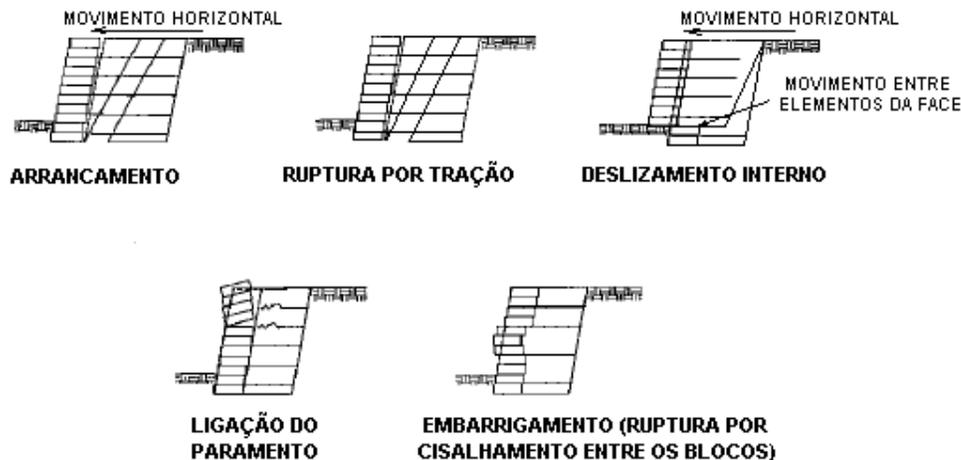
2.5.2. Estabilidade Interna

A estabilidade interna considera a integridade do volume de solo reforçado, como mostrado nas Figuras 2.19 e 2.20. O colapso, no caso, acontece pelo

rompimento por tração ou pelo arrancamento dos reforços. A Figura 2.20 mostra que há uma tendência de movimento da região do solo reforçado identificado como “zona ativa”, com transferência de carga, por tensões de cisalhamento, ao geotêxtil que é mobilizado à tração. Essa solicitação no geotêxtil, por sua vez, é resistida pela parte do reforço embutido além da superfície potencial de ruptura, na região chamada de “zona resistente”.



a) Estabilidade externa



b) Estabilidade interna e local

Figura 2.19 - Modos de ruptura de estruturas em solos reforçados (apud Lee, 2000).

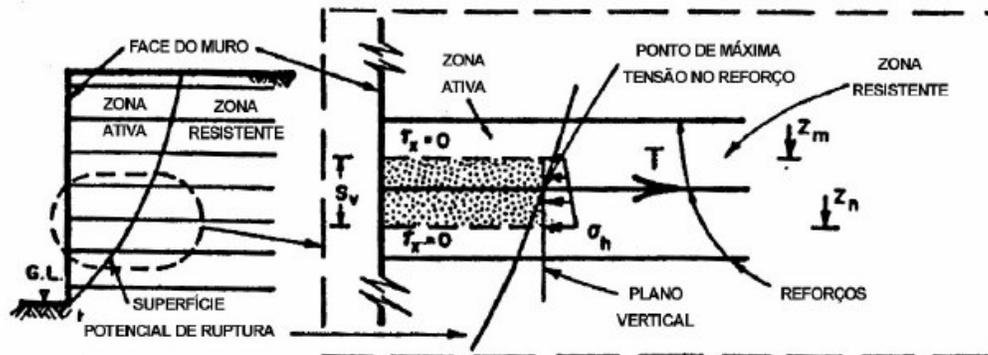


Figura 2.20 - Zonas ativa e resistente (Ehrlich e Mitchell, 1994).

2.5.3.

Análise estática de taludes de solo reforçado

Os métodos que podem ser usados para análise de taludes de solo reforçados são os mesmos utilizados em análises tradicionais de estabilidade de taludes, como o método de equilíbrio limite e o método dos elementos finitos.

No método de equilíbrio limite, as forças no reforço são adicionadas às tradicionais equações de equilíbrio de forças e momentos das diversas versões do método das fatias publicadas na literatura. O solo é admitido como material rígido-perfeitamente plástico e o fator de segurança é pesquisado nas potenciais superfícies de ruptura que podem ser admitidas planas, circulares, espirais logarítmicas, na forma de cunhas, etc. A hipótese de distribuição das tensões de tração ao longo do reforço geralmente a considera constante ou linear.

O método de equilíbrio limite, ainda que largamente empregado em análises de estabilidade, sofre certas restrições teóricas (usam algumas ou todas as equações de equilíbrio para calcular valores médios da tensão cisalhante mobilizada τ e da tensão normal σ ao longo da potencial superfície de ruptura, introduzem hipóteses para suplementar as equações de equilíbrio, visto que o número de incógnitas do problema é em geral superior ao número de equações fornecidas pela estática, não distinguem situações de escavações ou aterro) que podem ser removidas pela aplicação de um método mais versátil e abrangente, como o método dos elementos finitos.

O método dos elementos finitos é geralmente empregado para a simulação do colapso do talude, calculando-se diretamente o valor do fator de segurança pela redução progressiva dos parâmetros de resistência (equação

2.7) ou, alternativamente, pelo aumento progressivo do carregamento externo, até a ocorrência da ruptura do talude. Neste último caso, o fator de segurança é definido em termos do carregamento, sendo interpretado como o coeficiente que se deve majorar o carregamento real para produzir o colapso do maciço de solo.

A redução dos parâmetros de resistência dos solos envolvidos nesta análise é feita por

$$c^* = \frac{c}{M} \quad (2.7a)$$

$$\tan^* \phi = \frac{\tan \phi}{M} \quad (2.7b)$$

onde M é o parâmetro que reduz os valores de c e $\tan \phi$ nas sucessivas análises não-lineares pelo MEF, até a ruptura do talude quando, então, $M = FS$ (fator de segurança).

Esta técnica foi empregada por diversos pesquisadores, dentre os quais Zienkiewics et al. (1975), Naylor (1982), dentre outros. Como comentado por Zienkiewics et al. (1975), o fator de segurança é igual ao valor pelo qual os parâmetros devem ser reduzidos, de modo que a solução por elementos finitos não mais apresente convergência numérica ou exiba grandes deformações em diversos pontos do talude.

Esta técnica de simulação do colapso foi incorporada em vários programas computacionais comerciais como o Plaxis v.8 e o FLAC v.5.

De acordo com Holtz et al. (1997) os valores mínimos do fator de segurança para estabilidade interna e externa de um talude de solo reforçado devem ser iguais aos listados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Fator de segurança mínimo em talude de solo reforçado (Holtz et al., 1997).

Mecanismo de Ruptura	Fator de segurança mínimo
Deslizamento horizontal da estrutura reforçada ao longo de sua base.	1.5
Superfície de ruptura profunda.	1.3
Carregamento dinâmico	1.1
Estabilidade interna	1.3

2.5.4. Análise dinâmica de taludes de solo reforçado

O método mais comum para análise de estabilidade dinâmica de taludes é o método pseudo-estático onde os efeitos do terremoto são representados por pseudo-acelerações horizontal e vertical constantes que produzem forças inerciais aplicadas no centro de gravidade da massa de solo deslizante. É um método simples, atualmente incorporado em muitos programas computacionais para análise da estabilidade sísmica de taludes, considerando superfícies potenciais de ruptura planas, circulares e curvas, mas cujos resultados dependem da precisão dos coeficientes sísmicos empregados para definição das componentes da força de inércia.

É evidente que a utilização de um método onde as forças de inércia são admitidas constantes constitui-se, à primeira vista, numa abordagem bastante simplificada para a complexa tarefa de analisar-se os efeitos dinâmicos transientes causados por excitações sísmicas em taludes de solo. Além disso, por tratar-se de um método de equilíbrio limite, onde o solo é idealizado como material rígido-perfeitamente plástico, nenhuma informação a respeito dos campos de deformação e de deslocamento pode também ser obtida.

Se o solo fosse realmente rígido, as forças inerciais induzidas pelo terremoto seriam iguais ao produto das acelerações do sismo pela massa de material instável. No entanto, reconhecendo o fato de que solos não são materiais rígidos, e de que a aceleração máxima esperada é momentânea e não atua apenas em um sentido constante, os coeficientes sísmicos utilizados na prática devem corresponder a valores inferiores ao da aceleração máxima do sismo. Vários pesquisadores sugeriram valores de projeto (Seed, 1979; Hynes-Griffin e Franklin, 1984; Marcuson, 1980) mas não há uma regra fixa, única e simples para a seleção adequada destes coeficientes, a não ser o conhecimento de que devem estar baseados em um nível antecipado de acelerações e correspondam a uma fração da aceleração horizontal máxima (MHEA – *maximum horizontal equivalent acceleration*) esperada no sismo de projeto.

As limitações do método pseudo-estático são conhecidas (*este conceito para análise dos efeitos de terremotos em taludes é muito impreciso, para dizer o mínimo* – Terzaghi, 1950) e uma detalhada análise de deslizamentos históricos (Seed et al., 1975) mostra casos de ruptura de taludes mesmo quando o fator de segurança pseudo-estático calculado foi superior a 1, como no caso do colapso da barragem Lower San Fernando, no sul da Califórnia (1971), responsável na

época por 80% do abastecimento d'água da cidade de Los Angeles, EUA, onde a crista da barragem foi rebaixada em 30 pés com o deslizamento de talude na face de montante (Figura 2.21). Para esta obra, o fator de segurança pseudo-estático calculado no projeto foi igual a 1.3 considerando-se um coeficiente sísmico de 0.15.

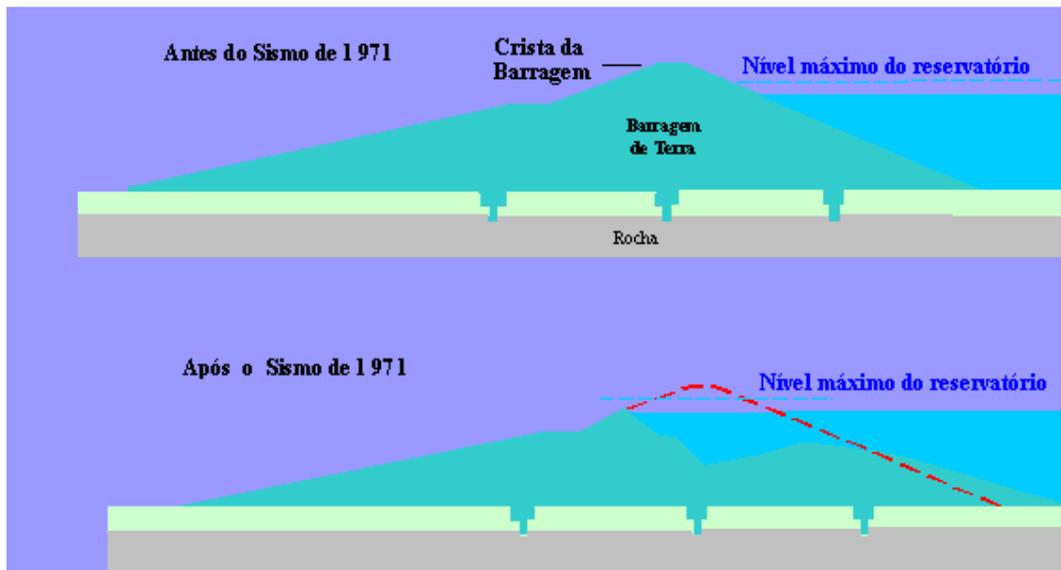


Figura 2.21 - Seção transversal da barragem de Lower San Fernando antes e após o sismo de 1971 (<http://quake.wr.usgs.gov/prepare/factsheets/LADamStory/Xsection.gif>)

Devido a estas dificuldades, têm sido empregados procedimentos alternativos para análise da estabilidade de taludes que levem em conta a ocorrência de deslocamentos permanentes do talude, como o clássico método de Newmark (1965). De acordo com o California's Seismic Hazards Mapping Act – Special Publication 117 (1997), taludes que apresentam um fator de segurança pseudo-estático superior a 1.1, determinado usando um *coeficiente sísmico apropriado*, podem ser considerados estáveis. Se $FS < 1.1$ o engenheiro projetista deve usar o método de Newmark, ou outro método baseado em análises tensão x deformação, para determinar a magnitude dos deslocamentos do talude induzidos pelo terremoto ou então tomar providências para minimizar seus efeitos.

O método de Newmark (1965) envolve a determinação prévia de uma aceleração de escoamento, definida com base na força inercial necessária para que o fator de segurança pseudo-estático atinja o valor $FS = 1$. Em seguida, o procedimento utiliza o registro da história das acelerações do terremoto de

projeto, integrando-o numericamente no tempo por duas vezes sempre que a amplitude da aceleração ultrapassar o valor da aceleração de escoamento previamente estabelecida (Figura 2.22). Como resultado destas integrações, obtém-se os deslocamentos permanentes acumulados, já que para fatores de segurança pseudo-estáticos inferiores a 1 (correspondentes a acelerações superiores à de escoamento) a massa de solo não está mais em equilíbrio, sofrendo aceleração devido às forças não-balanceadas. Percebe-se assim que os deslocamentos permanentes são afetados pela duração do sismo, bem como pela amplitude das acelerações.

O método mais geral para investigação do comportamento sísmico de taludes envolve a análise tensão x deformação do problema dinâmico, normalmente executada com auxílio do método dos elementos finitos ou outra técnica numérica. Os resultados podem descrever a história de tensões, efeitos de amortecimento, frequências naturais e a variação temporal do campo de deslocamentos no talude, entre outros aspectos, mas a precisão dos mesmos dependerá fundamentalmente de uma representação satisfatória do comportamento tensão x deformação dos solos que formam o talude.

Modelos constitutivos para representação do comportamento sísmico de solos podem ser agrupados em 3 classes: modelo linear equivalente, modelos não-lineares cíclicos e modelos elasto-plásticos avançados.

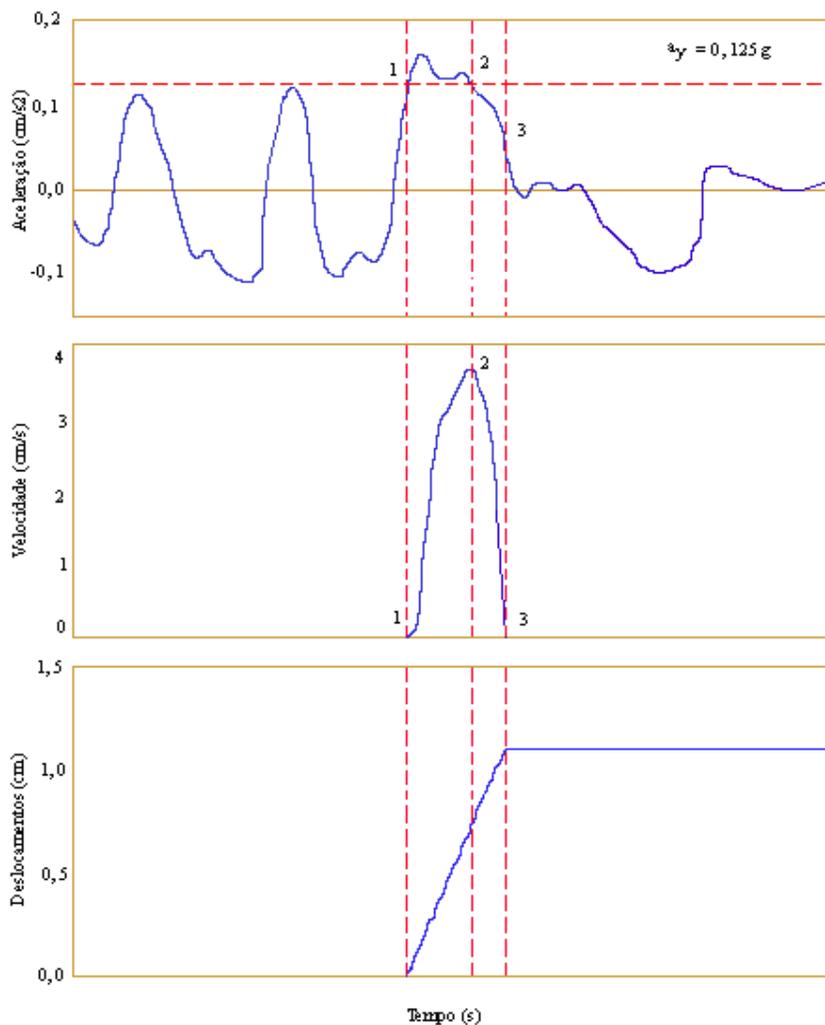


Figura 2.22 – Procedimento da dupla integração no tempo no método de Newmark (Smith, 1995)

O modelo linear equivalente é o mais simples e mais frequentemente utilizado (GeoStudio 2004, FLAC v.5) sendo também empregado na investigação do comportamento do aterro reforçado do presente trabalho. Uma descrição geral do modelo é apresentada a seguir.

2.6. Modelo Linear Equivalente

Num carregamento cíclico, o comportamento tensão-deformação de solos é não-linear e exibe um laço de histerese como mostra a Figura 2.23, onde a diferença entre as curvas de carregamento e de descarregamento representa a energia dissipada no solo (amortecimento do material). Este laço de histerese

pode ser descrito de duas maneiras: na primeira, acompanhando as curvas de carregamento e de descarregamento (trajetória do laço em si mesmo) e, na segunda, pela adoção de parâmetros que descrevam sua forma geral. Em termos gerais, duas importantes características da forma do laço de histerese são sua inclinação e largura. A inclinação do laço depende da rigidez do solo, que pode ser descrita em qualquer ponto pelo módulo de cisalhamento tangente (G_{tan}), que varia ao longo do ciclo, mas que pode ter seu valor médio aproximado pelo módulo de rigidez secante (G_{sec}).

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (2.8)$$

onde τ_c e γ_c são a amplitude de tensão cisalhante e a amplitude da deformação cisalhante, respectivamente.

A largura do laço de histerese está relacionado com sua área $A_{laço}$, que é uma medida da dissipação de energia, podendo ser convenientemente descrita pela razão de amortecimento histerético ξ

$$\xi = \frac{W_d}{4\pi W_s} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{laço}}{G_{sec} \gamma_c^2} \quad (2.9)$$

onde W_d é a energia dissipada no ciclo, W_s a energia de deformação máxima e $A_{laço}$ a área do laço de histerese. Os parâmetros G_{sec} e ξ são frequentemente referidos como parâmetros do material linear equivalente e podem ser usados para certos tipos de análise da resposta dinâmica de solos.

O método linear equivalente não fornece informações sobre deslocamentos inelásticos, porque somente o movimento oscilatório é modelado, e como se trata de material elástico, considerações de resistência e ruptura não são possíveis através deste modelo, tampouco. Sua aplicação se deve principalmente à facilidade de implementação computacional e à rapidez de processamento na obtenção de respostas dinâmicas, razões pela quais é ainda bastante utilizado na prática.

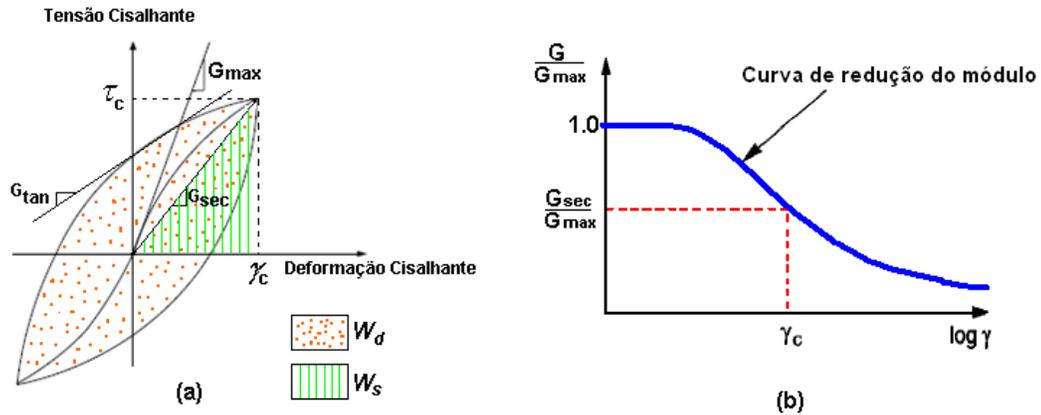


Figura 2.23 – Comportamento cíclico típico dos solos (Kramer, 1996): a) Relação tensão - deformação cisalhante para o primeiro ciclo de carregamento. b) Variação da rigidez em função do nível de deformação por cisalhamento.

2.6.1.

Estimativa de G_{max}

Ensaio de laboratório mostram que o módulo de cisalhamento secante varia com o nível de deformações cisalhantes, sendo máximo (G_{max}) para pequenas amplitudes (Figura 2.23) e decaindo de valor à medida que as deformações crescem. Uma caracterização da rigidez do solo depende, portanto, do valor de G_{max} e da forma com que seu valor se degrada em função do nível de deformações cisalhantes.

Como a maioria dos ensaios geofísicos induzem deformações menores do que $3 \times 10^{-4} \%$, a velocidade de onda S pode ser utilizada para cálculo de G_{max} conforme equação 2.2.

Quando medições de velocidade de onda não são disponíveis, G_{max} pode ser estimado de várias maneiras, através de expressões empíricas publicadas na literatura.

Para areias, Seed e Idriss (1970) propuseram a seguinte relação:

$$G_{max} = 1000 K_{2,max} (\sigma'_m)^{0.5} \text{ em psf} \quad (2.10)$$

$$G_{max} = 21.7 K_{2,max} p_a \left(\frac{\sigma'_m}{p_a} \right)^{0.5} \text{ em Pa} \quad (2.11)$$

onde σ'_m é tensão normal efetiva média, p_a a pressão atmosférica e $K_{2,max}$ determinado em função do índice de vazios ou da densidade relativa, conforme Tabela 2.4 e Figura 2.24.

Tabela 2.4 - Estimativa de $K_{2,max}$ (Seed e Idriss, 1970).

E	$K_{2,max}$	D_r (%)	$K_{2,max}$
0.4	70	30	34
0.5	60	40	40
0.6	51	45	43
0.7	44	60	52
0.8	39	75	59
0.9	34	90	90

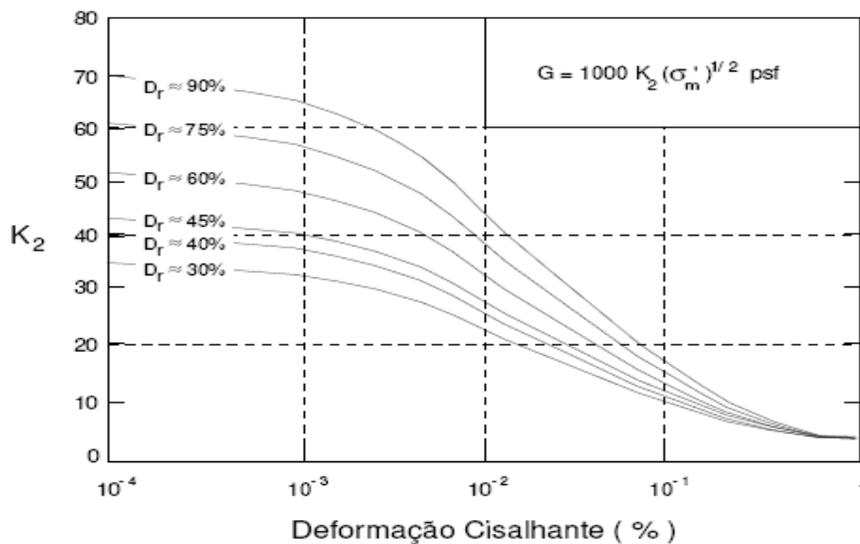


Figura 2.24 - Variação do módulo de cisalhamento $K_{2,max}$ para areias em diferentes densidades relativas – Seed e Idriss (1970).

Ensaios de campo têm consistentemente mostrado que velocidade de ondas cisalhantes em pedregulhos são significativamente maiores do que em areias, indicando portanto que valores de G_{max} para pedregulhos são também maiores do que para areias. Valores de $K_{2,max}$ para pedregulhos estão tipicamente no intervalo entre 80 a 180 (Seed et al., 1986).

Para solos coesivos, estimativas preliminares do módulo cisalhante máximo podem ser obtidos a partir do índice de plasticidade, OCR e resistência não-drenada.

Valores de G_{max} podem ser também obtidos de ensaios de campo (SPT, CPT) e existem várias correlações publicadas na literatura que, entretanto,

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

2.6.2. Curva de Redução do Módulo Cisalhante

Com respeito à forma com que o valor do módulo cisalhante se degrada em função do nível das deformações cisalhantes, são conhecidos os estudos pioneiros de Seed e Idriss (1970) para areias (Figura 2.25) e de Seed et al. (1986) para pedregulhos (Figura 2.26).

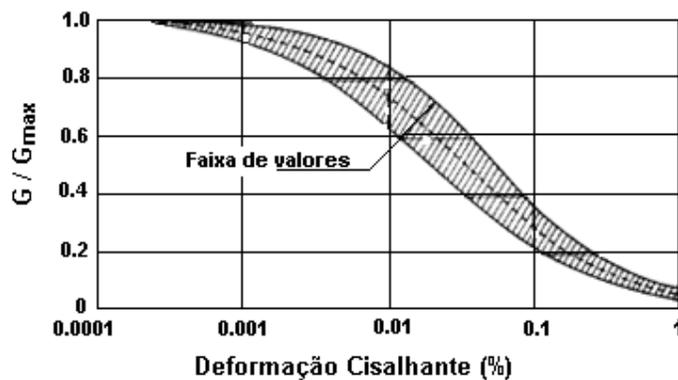


Figura 2.25 - Faixa de variação de G/G_{max} com a deformação cisalhante para areias (Seed e Idriss, 1970).

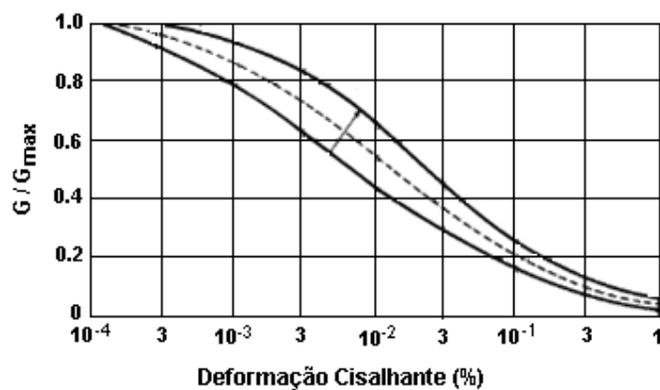


Figura 2.26 - Faixa de variação de G/G_{max} com a deformação cisalhante para pedregulhos (Seed e Idriss, 1970).

Zen et al. (1978) e Kokushu et al. (1982) notaram a influência da plasticidade dos solos na forma da curva de redução do módulo cisalhante, com valores correspondentes a solos altamente plásticos decaindo mais lentamente do que para valores associados a solos de baixa plasticidade. Dobry e Vucetic (1987) e Sun et al.(1988) concluíram que a forma da curva de redução do módulo é mais influenciada pelo índice de plasticidade do que pelo índice de vazios, conforme mostra a Figura 2.27. Estas curvas mostram que o valor limite da deformação cisalhante cíclica é maior para solos de alta plasticidade do que para solos de baixa plasticidade. Esta característica é extremamente importante, podendo influenciar fortemente a maneira pela qual o depósito de solo amplificará ou atenuará o movimento sísmico. A curva de redução de módulo para $IP = 0$, na Figura 2.27, é semelhante à curva média obtida para areias por Seed e Idriss (1970) – Figura 2.25.

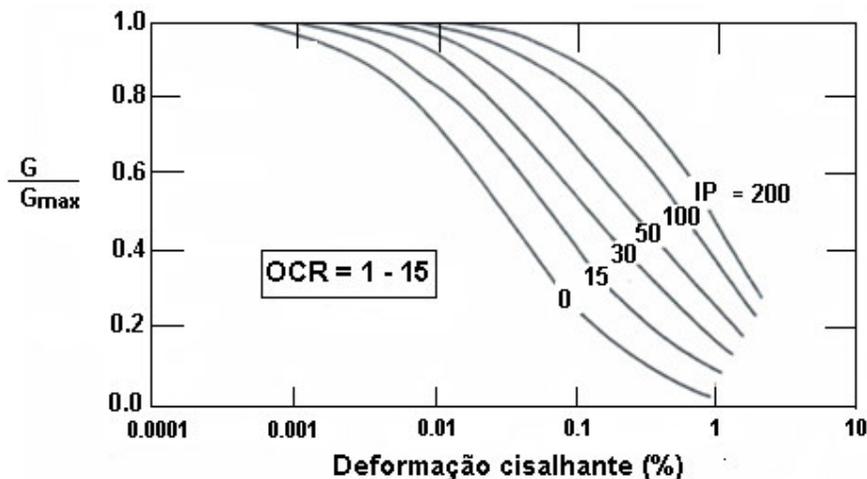


Figura 2.27 - Efeito do índice de plasticidade na curva de redução do módulo de cisalhamento de solos coesivos (Vucetic e Dobry, 1991).

2.6.3. Razão de Amortecimento

Seed e Idriss (1970) apresentaram a variação experimental da razão de amortecimento com a deformação cisalhante para areias (amortecimento histerético), conforme Figura 2.28, enquanto que Seed et al. (1986) obtiveram resultados similares para solos com pedregulhos (Figura 2.29). Verifica-se que as curvas são bastante similares entre si.

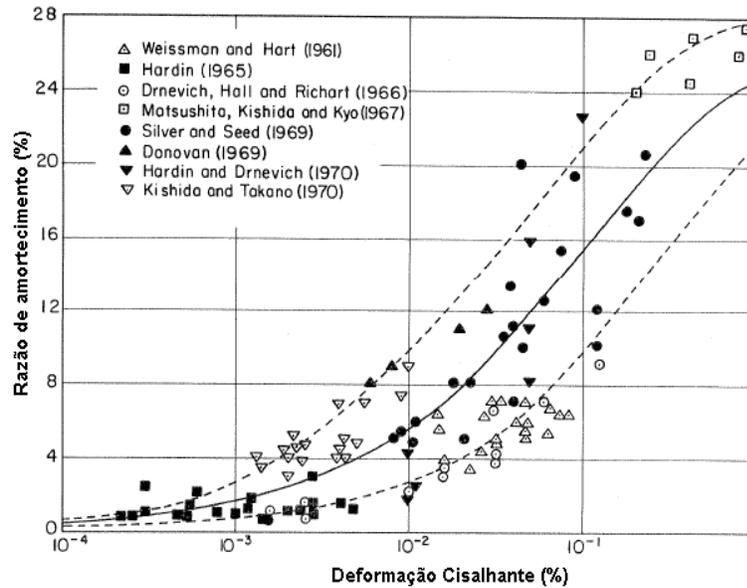


Figura 2.28 – Variação da razão de amortecimento para areias (Seed e Idriss, 1970).

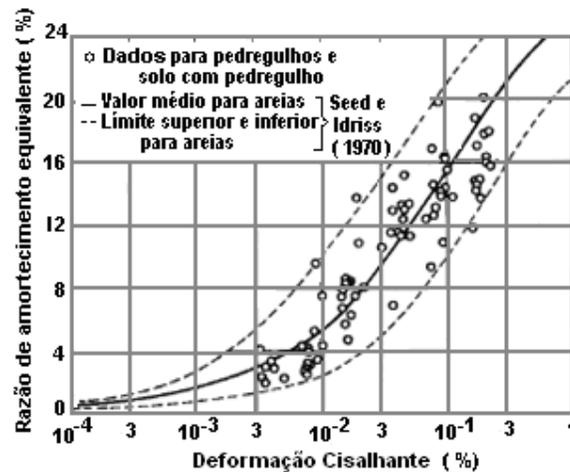


Figura 2.29 - Comparação da variação da razão de amortecimento para solos com pedregulho e areias (Seed et al., 1986).

Assim como o observado com a curva de redução do módulo cisalhante, o comportamento do amortecimento é também influenciado pelas características de plasticidade do solo. Razões de amortecimento em solos altamente plásticos são menores que os valores obtidos em solos de baixa plasticidade para o mesmo nível de amplitude de deformação cisalhante cíclica. Para índice de plasticidade $IP = 0$ a curva de amortecimento da Figura 2.30 é aproximadamente igual àquela obtida para areias por Seed e Idriss (1970) e pedregulhos por Seed et al. (1986).

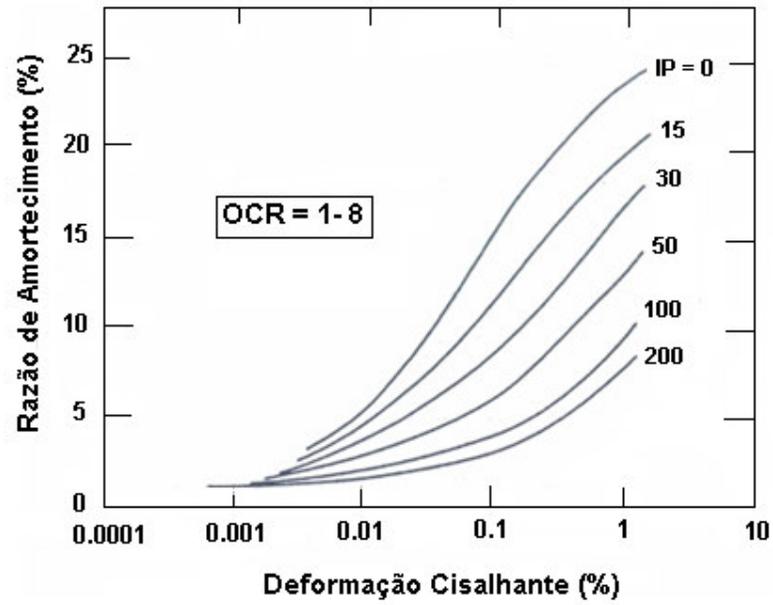


Figura 2.30 - Efeito do índice de plasticidade nas curvas de variação da razão de amortecimento vs deformação cisalhante para solos coesivos (Vucetic e Dobry, 1991).