

3

Solo Grampeado: ensaios, mecanismos e monitoramento

3.1.

Ensaio de arrancamento

3.1.1.

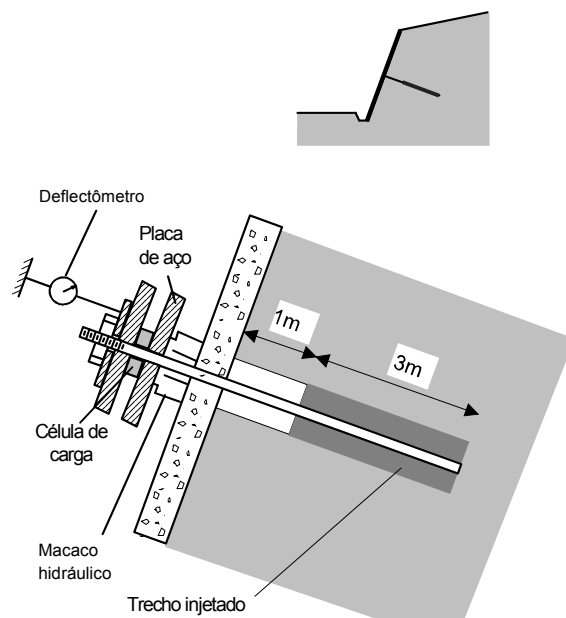
Conceitos

Um dos parâmetros mais importantes em projetos de solo grampeado é a resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo (q_s). O valor de q_s é função das propriedades do solo, do grampo e da interface solo-grampo (Schlosser e Unterreiner, 1990). É obtido experimentalmente em ensaio de arrancamento (“pull out test”), esquematizado na Figura 32. Os fatores que podem influenciar os valores de q_s são: as características do terreno e o tipo de tecnologia empregada no processo executivo tais como as propriedades do grampo, método de perfuração e de limpeza do furo, características da calda de cimento e o emprego de aditivos (Smith, 1992; Heymann et al., 1992; Franzén, 1998; Magalhães, 2005; Proto Silva, 2005; Springer, 2006).

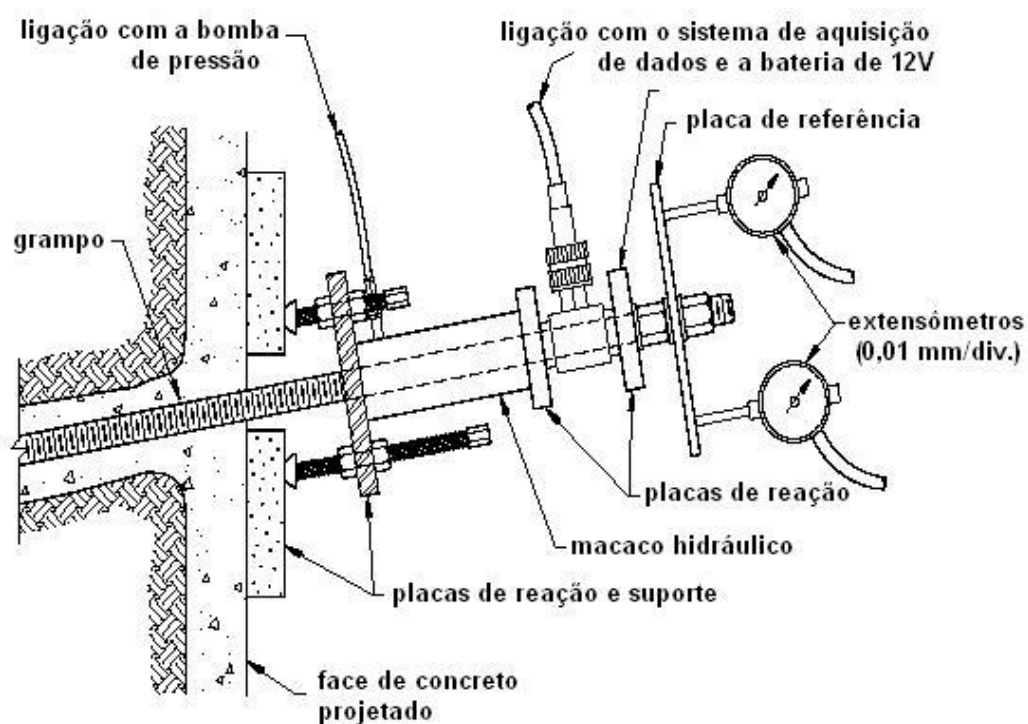
Segundo Ortigão (1997), o desempenho do grampo quanto à resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo, pode ser melhorado com os seguintes cuidados:

- Limpeza do furo: a limpeza do furo durante a perfuração pode ser realizada a seco (com ar comprimido) ou utilizando água ou outro fluido na lavagem (com equipamentos rotativos);
- Materiais e fator água-cimento: empregando componentes de calda de cimento adequados, com fator água-cimento apropriado;
- Aditivos: um importante aditivo é o expensor de calda de cimento, que evita a retração e, conseqüentemente, a diminuição do atrito. Outro aditivo é o acelerador de pega, permitindo a mobilização do reforço em menor tempo;
- Tubo lateral de injeção: a utilização de uma tubulação plástica lateral de injeção deve ser prática obrigatória, especialmente em grampos longos com comprimento maior que 3m, pois é essencial garantir que a calda preencha todo o furo;

- Espaçadores e centralizadores: são dispositivos simples que podem ser fabricados na própria obra, instalados a cada 2 ou 3m ao longo da barra de aço. Garantem que a barra seja centrada no furo.



(a) esquema do ensaio



(b) detalhes da cabeça do grampo

Figura 32. Ensaio de arrancamento (Porterfield et al., 1994; Ortigão e Sayão, 2000).

O valor de q_s é definido no ensaio de arrancamento por:

$$q_s = \frac{T_N}{\pi \cdot \phi_{\text{furo}} \cdot L_{\text{inj}}} \quad \text{eq.(1)}$$

onde: q_s = resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo; T_N = força normal máxima (carga que leva o grampo à ruptura por cisalhamento com o solo); ϕ_{furo} = diâmetro do furo; L_{inj} = comprimento do trecho injetado do grampo.

Os ensaios de arrancamento podem ser realizados antes (ensaios preliminares) e durante a obra (ensaios de conformidade e de inspeção) e o projeto é ajustado à medida que se observa o resultado desses ensaios. A Tabela 14 apresenta a quantidade de ensaios de arrancamento recomendada pelo Projeto Clouterre (Clouterre, 1991).

Tabela 14. Número de ensaios de arrancamento recomendado pelo Projeto Clouterre (Clouterre, 1991)

ensaios de arrancamento			
área da face (m ²)	preliminares e de conformidade	área da face (m ²)	de inspeção
Até 800	6	Até 1000	5 (para cada camada de solo) e 1 (para cada fase de escavação)
800 a 2000	9		
2000 a 4000	12	Maior que 1000	Aumenta-se em 1 para cada 200m ²
4000 a 8000	15		
8000 a 16000	18		
16000 a 40000	25		

Obs: Ensaios preliminares: realizados na fase de projeto; Ensaios de conformidade: realizados durante a construção para se verificar os valores de q_s do projeto; Ensaios de inspeção: realizados durante a obra, próximos aos grampos permanentes.

3.1.2. Descrição do ensaio

O ensaio de arrancamento é realizado para se determinar a resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo e, durante a obra, para que sejam confirmados os valores de projeto. A Figura 32 indica alguns detalhes da montagem necessária. A barra de aço empregada deve ser superdimensionada para que o ensaio atinja preferencialmente a ruptura no contato calda-solo (Ortigão e Sayão, 2000).

A carga máxima de ensaio ($T'_{\max}$) é dada pela seguinte equação:

$$T'_{\max} = 0,9 \cdot \sigma_{\text{aço}} \cdot A_s \quad \text{eq.(2)}$$

onde $\sigma_{\text{aço}}$ é a tensão de escoamento do aço e A_s é a área da seção transversal útil da barra. Esta carga não deve ser ultrapassada para evitar um acidente, devido à possível ruptura brusca do aço.

As cargas deverão ser aplicadas em pequenos estágios que não excedam 20% da carga máxima esperada, aguardando-se pelo menos 30 minutos para estabilização das deformações. Durante este tempo, a carga é mantida constante e os deslocamentos são lidos a intervalos de 0, 1, 2, 4, 8, 15 minutos.

Deverá ser executado pelo menos um ciclo de carga-descarga, que deverá ser iniciado quando a carga for da ordem da metade estimada da carga total máxima esperada.

A medição da carga de tração aplicada deve ser medida por uma célula de carga com acurácia entre 0,5% e 1%, como na maioria dos transdutores elétricos. O uso de macaco bomba aferido deve ser evitado, pois os erros são freqüentemente significativos (Ortigão, 1997).

Mais detalhes sobre o procedimento do ensaio são apresentados por Falconi e Alonso (1996 e 1997), Clouterre (1991), Byrnes et al. (1998), Ortigão e Sayão (2000), Proto Silva (2005) e Springer (2006).

3.1.3. Resultados típicos e estimativas de q_s

Geralmente, os valores de q_s utilizados nas análises de projeto são fixados levando em conta as características do material da encosta (descrição visual-tátil e N(SPT), principalmente) e resultados de ensaios de arrancamento em material semelhante, realizados em obras anteriores, em chumbadores executados com procedimento igual ao que será especificado para a obra em foco. Este procedimento não deve se tornar prática usual, devendo-se realizar ensaios de arrancamento no campo e verificação da sensibilidade do coeficiente de segurança ao valor de q_s , face a variabilidade deste parâmetro em função do tipo de solo e metodologia executiva (Sandroni e da Silva, 2005).

Típicos valores da resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo, para grampos cravados e perfurados, instalados em vários tipos de solos com diferentes metodologias executivas, são apresentados na Tabela 15 (Lazarte et al., 2003).

Tabela 15. Estimativa da resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo, q_s (Lazarte et. al., 2003 apud Elias e Juran, 1991)

Material	Método Construtivo	Tipo de Solo/Rocha	q_s (kPa)
solos coesivos	perfuração rotativa	areia/pedregulho	100-180
		silte arenoso	100-150
		silte	60-75
		solo residual	40-120
solos coesivos	grampos cravados	colúvio (+ finos)	75-150
		areia/pedregulho (pequeno cobertura)	190-240
		areia/pedregulho (elevado cobertura)	280-430
		colúvio	100-180
solos coesivos	perfuração a trado	silte arenoso (aterro)	20-40
		silte arenoso	55-90
		silte argilo-arenoso	60-140
		areia	380
solos coesivos	"jet grouting"	areia/pedregulhos	700
solos granulares/ finos	perfuração rotativa	silte argiloso	35-50
solos granulares/ finos	grampos cravados	areia siltosa	90-140
solos granulares/ finos	perfuração a trado	"loess"	25-75
		argila mole	20-30
		argila rija	40-60
		silte argiloso rijo	40-100
solos granulares/ finos		areia argilosa (calcárea)	90-140

A literatura nacional tem reportado resultados de ensaios de arrancamento em solos residuais e sedimentares.

Ortigão (1997) apresentou ensaios de arrancamento em grampos injetados no Rio de Janeiro, São Paulo e Brasília. Os grampos foram executados em furos com diâmetro (ϕ_{furo}) entre 75 e 150mm com injeção de calda de cimento sem pressão. A dispersão dos resultados apresentados foi grande, função dos diferentes procedimentos empregados por vários executores dos grampos.

Feijó e Erlich (2001 e 2005) apresentaram resultados de ensaios de arrancamento em grampos injetados com calda de cimento no Município do Rio de Janeiro. Foram efetuados ensaios em solos residuais jovens e maduros de biotita-gnaiss e gnaiss leptinitico. Grampos com diferentes comprimentos foram estudados e buscou-se verificar, dentre outros fatores, as cargas de ruptura e a distribuição de tensões ao longo do comprimento dos grampos. Segundo os autores, os valores de resistência unitária variaram com o tipo de solo. Os resultados médios de q_s variaram de 145kPa a 295kPa para grampos de 3m e de 185kPa a 205kPa para grampos de 6m no solo residual de biotita-gnaiss e de 108kPa a 248kPa, para os grampos de 3m, e de 95kPa a 190kPa para os grampos de 6m, no solo residual de gnaiss leptinitico. Em análises com o mesmo tipo de solo, os valores de q_s obtidos foram praticamente constantes para os grampos de 3m e 6m. Dessa forma,

considerando-se um mesmo material, podem-se extrapolar os resultados obtidos em grampos curtos para grampos longos, pelo menos entre os limites de comprimentos dos grampos apresentados no trabalho (3 e 6m).

Resultados de ensaios de arrancamento obtidos por Azambuja et al. (2001 e 2003) forneceram valores de q_s entre 204kPa e 270kPa para o solo residual de granito de Porto Alegre.

Valores médios em três ensaios realizados em contenções na Linha Amarela (RJ) indicaram valores de 257kPa e 280kPa para solo residual de gnaiss (Pinto e Silveira, 2001).

Moraes e Arduino (2003) apresentaram dois resultados de ensaios de arrancamento em argila arenosa para projeto de uma indústria em Manaus. O valor médio obtido para estes ensaios ($q_s=162\text{kPa}$) foi superior ao estimado na fase de projeto ($q_s=100\text{kPa}$).

Pitta et al. (2003) relataram detalhes executivos de ensaios de arrancamento em argila porosa e silte argiloso, em diversas obras em São Paulo com valores médios de q_s entre 100 e 150kPa .

Proto Silva (2005) realizou 8 ensaios de arrancamento em uma obra de solo grampeado em solo residual de gnaiss. A resistência ao arrancamento foi avaliada em 4 cotas diferentes ao longo do perfil de escavação. Quatro grampos ensaiados foram instrumentados com “strain gauges”, para avaliar a distribuição das cargas durante os estágios de carregamento. Os resultados de ensaios de arrancamento obtidos forneceram valores de q_s entre 166kPa e 280kPa. O autor também realizou ensaios de cisalhamento direto no solo e na interface solo/nata de cimento para avaliação das propriedades mecânicas destes materiais (Proto Silva et al., 2006). Ensaios desta natureza têm sido reportados na literatura por Wang e Richwien (2002), Hong et al. (2003), Pradhan et al. (2003), Junaideen et al. (2004) e Yin et al. (2005).

Souza et al. (2005) avaliaram a influência do processo executivo nos valores de q_s . Foram executados 12 ensaios, em perfurações de 75mm, com grampos de 6,0m de comprimento e diâmetro de 16mm. Os ensaios foram separados em três grupos: grampos injetados só com bainha; com bainha e 1 fase de injeção e com bainha e duas fases de injeção. Os resultados fornecidos indicaram uma diferença de carga de arrancamento da ordem de 78% entre a injeção só com bainha e com bainha e mais uma fase de injeção.

Springer (2006) estudou os principais fatores de influência na resistência ao arrancamento de grampos. Foram realizados 25 ensaios de arrancamento em solo

residual de gnaiss em grampos instrumentados com “strain-gauges”. A resistência ao arrancamento de grampos com uma injeção compreendeu valores entre 94 e 162kPa, enquanto que grampos com duas injeções apresentaram resultados entre 159 e 217kPa.

Uma coletânea dos valores de q_s obtidos nestes ensaios está resumida na Tabela 16.

Tabela 16. Ensaios de arrancamento em solos brasileiros (adaptado de Sandroni e da Silva, 2005)

Dados gerais			Resistência ao cisalhamento solo-grampo (q_s)					Observações			
Caso	Nº de ensaios	Procedimento Executivo	Média	Desvio Padrão	Coef. de Variação (%)	Máx.	Mín.	Tipo de Solo	N(SPT)	Local	Referência
1	2	ND	250	NC	NC	250	250	Residual arenoso	ND	Morro da Formiga (RJ)	Ortigão et al. (1992b)
2	3	ND	123	NC	NC	100	150	Argila porosa	1	Brasília	Ortigão (1997)
3	3	A	272	NC	NC	257	280	Residual de gnaiss e saprolito	ND	Linha Amarela (RJ)	Pinto e Silveira (2001)
4	6	A	245	30	12	270	204	Residual de paragneiss e dique de riolito	ND	Morro Petrópolis, Porto Alegre (RS)	Azambuja et al. (2001 e 2003)
5	1	A	141 (108)	NC	NC	NC	NC	Argila vermelha porosa	2 a 10	Hosp. Benef. Portuguesa (SP)	Pitta et al. (2003)
6	3	A	134 (58)	NC	NC	155	92	Argila silto-arenosa vermelha	4 a 10	Rua Bahia (SP)	Pitta et al. (2003)
7	4	A	123 (85)	4	3	126	119	Silto-argiloso	4 a 10	Rua Indubel, Guarulhos	Pitta et al. (2003)
8	4	ver nota 3	208	63	30	295	145	Residual gnáissico maduro amarelo	3 a 8	Rua Ati (RJ)	Feijó e Ehrlich (2001 e 2005)
9	6	ver nota 3	152	58	38	248	95	Residual leptinito silto-arenoso	8 a 30	Rua Cardoso Jr. (RJ)	Feijó e Ehrlich (2001 e 2005)
10	6	A	255	22	9	280	216	Residual gnáissico silto argiloso e silto arenoso	25 a 35	Morro do Palácio, Niterói	Proto Silva (2005)

Tabela 16. (continuação) Ensaio de arrancamento em solos brasileiros (adaptado de Sandroni e da Silva, 2005)

Dados gerais			Resistência ao cisalhamento solo-grampo (q_s)					Observações			
Caso	Nº de ensaios	Procedimento Executivo	Média	Desvio Padrão	Coef. de Variação (%)	Máx.	Mín.	Tipo de Solo	N(SPT)	Local	Referência
11	5	A	108 (71)	6	6	114	99	Argilo arenoso	6 a 8	Av. Oscar Americano (SP)	Pitta et al. (2003)
12	4	A	52 (32)	14	27	71	40	Silte arenosos com mica	2 a 6	Campo de provas Solotrat	Souza et al. (2005)
13	1	A	50	NC	NC	50	50	Argila silto-arenosa	ND	Talude rodoviário (SP)	Alonso (2005)
14	2	ND	162	NC	NC	ND	ND	Argila média a rija com areia fina	6 a 18	Zona Franca de Manaus	Moraes e Arduino (2003)
15	25	C	170	NC	NC	217	94	Solo residual de gnaiss	9 a 35	Morro do Palácio, Niterói	Springer (2006)

NOTAS:

1- Ensaio de arrancamento em grampos com comprimento igual a 3m ou 6m. Valor de q_s não afetado pelo comprimento.

2- Valores de média entre parênteses nos casos 5, 6, 7, 11 e 12 são para grampos executados sem injeção.

3- Artigo não detalha o procedimento. Grampos podem ser apenas com bainha, sem injeção posterior ou, podem ter utilizado procedimento B.

SÍMBOLOS:

NC = não cabível; ND = não disponível

Procedimento A = (a) furação rotativa ou rotoperfussiva com $\phi_{furo} \geq 75\text{mm}$, tomando particular cuidado na limpeza do furo; (b) inserção da barra, devidamente protegida contra corrosão, com espaçadores, junto com tubo de injeção perdido, dotado de válvulas “manchetes” a cada 0,50 a 1,00m; (c) formação da “bainha” por preenchimento do furo, do fundo para a boca, com calda de água e cimento (fator a/c = 0,50 a 0,60), obtida em misturador de alta turbulência, através de tubo auxiliar removível; (d) espera mínima de 4 horas e máxima de 12 horas; (e) injeção da calda (com as mesmas características), com bomba de injeção capaz de pressão de pelo menos 1000kPa (10kg/cm²) e vazão superior a 1,8m³/h (30l/min.) através do tubo de injeção (Dias, 2005; Zirlis et al., 1999).

Procedimento B = igual ao primeiro até a etapa (c), exceto que não se coloca o tubo junto à barra. Em seguida, sem esperar a pega da calda, obtura-se o topo do furo e injeta-se, com a bomba, promovendo a expansão da bainha como um todo (Dias, 2005).

Costuma-se utilizar um aditivo expensor na argamassa, para evitar que a retração resulte em deslocamento e conseqüente possível perda de aderência.

Procedimento C = semelhante ao A. Em alguns casos, sem lavagem do furo, com uma ou mais injeções e tempo de cura maior que 12 horas.

3.1.4.

Correlações empíricas a partir de valores de q_s

Na fase preliminar da obra pode se estimar o valor de q_s por correlações empíricas.

Bustamante e Doix (1985) apresentaram resultados de q_s para areias (Figura 33) e argilas (Figura 34) em função da pressão limite (p_1) obtida em ensaios com o pressiómetro Ménard. É fornecida também uma correlação entre os valores de p_1 e do índice $N(SPT)$.

Os dados obtidos por Bustamante e Doix (1985) incluem ensaios de arrancamento realizados em ancoragens com somente um estágio de injeção (IRS) e nas de múltiplo estágio (IGU) com tubo de injeção com válvula manchete. A dispersão dos resultados é grande, bem como a correlação entre p_1 e $N(SPT)$ apresenta valores de $N(SPT)$ muito elevados, certamente por procedimentos diferentes de ensaio nos diversos países onde os dados foram obtidos. Por estas razões, tais correlações só devem ser vistas como uma primeira aproximação (a experiência local é essencial) (Ortigão e Sayão, 2000).

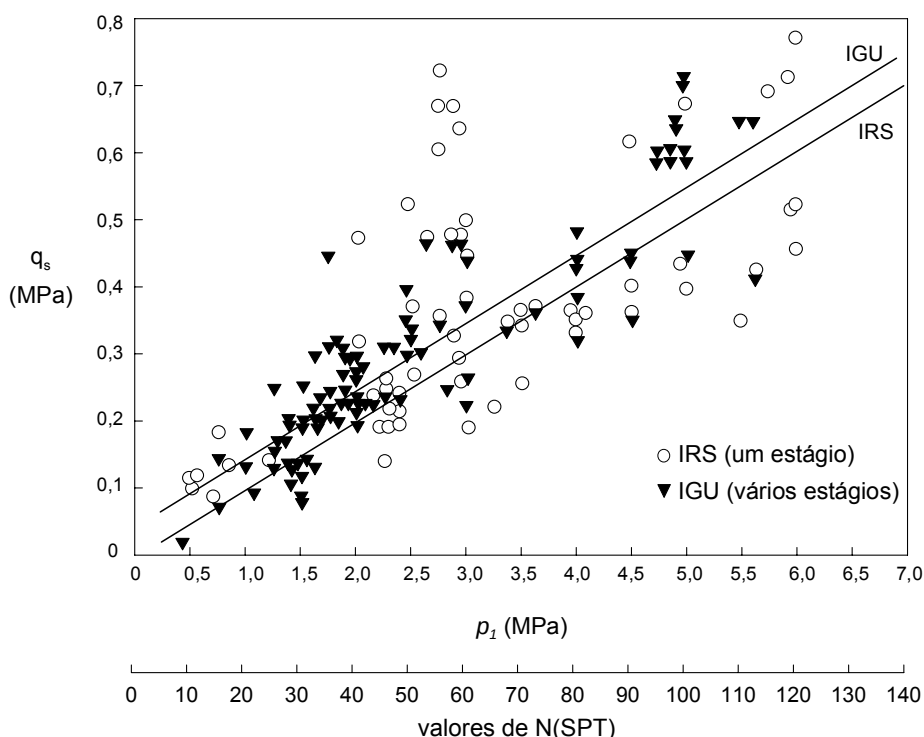


Figura 33. Correlações empíricas para q_s em areias (Bustamante e Doix, 1985).

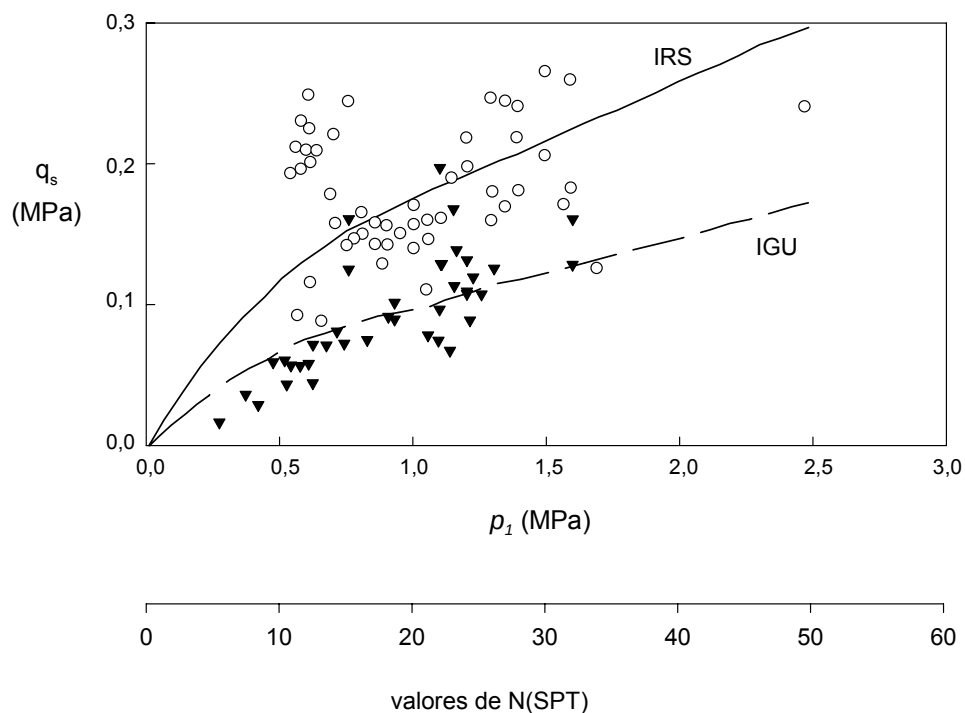


Figura 34. Correlações empíricas para q_s em argilas e siltes (Bustamante e Doix, 1985).

Clouterre (1991) apresenta uma correlação de q_s com a pressão limite do pressiômetro de Ménard (p_1), para solos arenosos e argilosos (Figuras 35 e 36). Embora introduzidos valores de $N(SPT)$, estas correlações têm pouca utilidade no Brasil onde raramente são realizados ensaios pressiométricos.

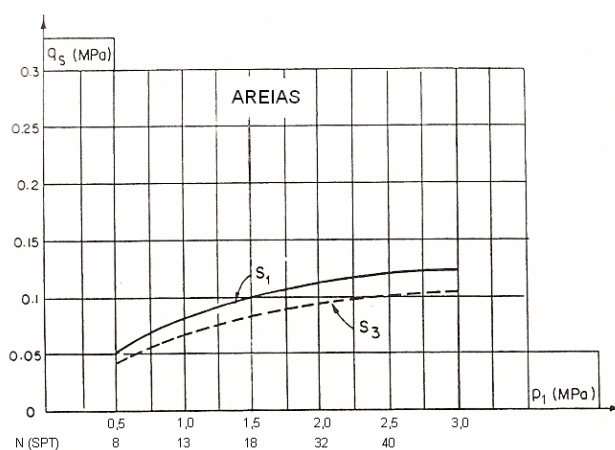


Figura 35. Correlação entre q_s e p_1 para solos arenosos (adaptado de Clouterre, 1991).

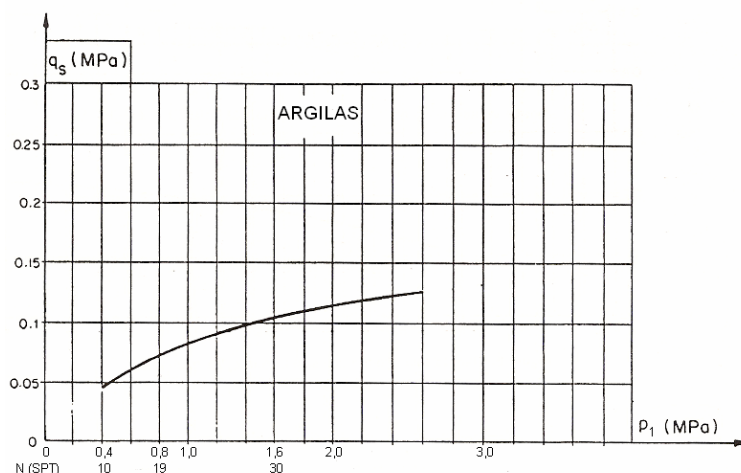


Figura 36. Correlação entre q_s e p_1 para solos argilosos (adaptado de Clouterre, 1991).

Como estimativa preliminar de q_s para aplicação em projetos, Ortigão (1997) sugere a seguinte correlação:

$$q_s \text{ (kPa)} = 50 + 7,5 \text{ N(SPT)} \quad \text{eq.(3)}$$

onde N(SPT) equivale ao número de golpes do ensaio SPT.

Ortigão et al. (1997) analisaram os ensaios relatados por Ortigão (1997) e sugeriram a correlação apresentada na Figura 37. Dois pontos adicionais, correspondentes a ensaios complementares realizados pela GeoRio (Ortigão e Sayão, 2000), foram colocados. Tais pontos plotam bem abaixo da correlação proposta.

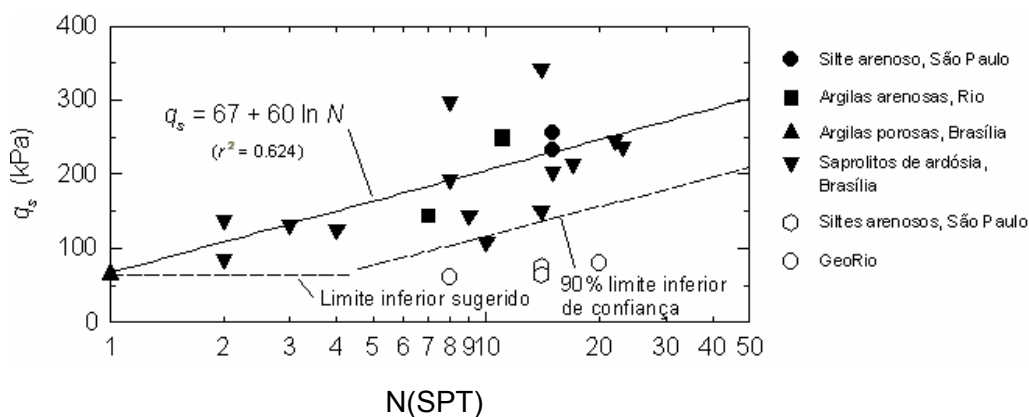


Figura 37. Correlações empíricas para q_s (Ortigão e Sayão, 2000).

Proto Silva (2005) estabeleceu uma correlação para q_s em função dos parâmetros de resistência da interação solo/nata de cimento, admitindo-se que o mecanismo de transferência de carga na interação solo/grampo se dá pelo deslizamento da nata de cimento no contato com o solo. Desta forma, o autor considerou que a resistência ao arrancamento (q_s) obtida nos ensaios de campo foi

igual à resistência ao cisalhamento na interface solo/grampo, definida em laboratório por ensaios de cisalhamento direto na interface solo/nata de cimento (Equação 4).

$$q_s = \tau_{\text{máx}} = \lambda_1 \cdot (c'_a + \sigma_{\text{ng}} \cdot \text{tg } \delta') \quad \text{eq.(4)}$$

onde: q_s = resistência ao arrancamento; $\tau_{\text{máx}}$ = resistência ao cisalhamento no contato solo-nata; λ_1 = fator de carga; σ_{ng} = tensão normal aplicada ao grampo; c'_a = adesão da interface; δ' = ângulo de atrito da interface.

Na Equação (4) é introduzido um fator de carga (λ_1) que envolve um conjunto de condicionantes de interação solo/grampo, tais como:

- i. Fator de escala;
- ii. Interação física entre a nata de cimento e o solo;
- iii. Sucção dos solos não saturados;
- iv. Efeito tridimensional do grampo;
- v. Condicionantes de projeto (espaçamento entre os grampos);
- vi. Efeitos da reinjeção dos grampos estudados.

A determinação do fator de carga através de análises matemáticas pode ser muito complexa ou impossível. Portanto, uma alternativa seria a determinação experimental através de um maior número de ensaios que considerassem os efeitos de interação. O fator de carga assim determinado consideraria todos estes efeitos de interação para a determinação da resistência ao arrancamento, com base em ensaios de laboratório (Proto Silva, 2005).

Springer (2006) apresentou uma correlação empírica para q_s , em função de $N(\text{SPT})$, a partir de uma série de ensaios de arrancamento em solo residual de gnaiss (Figura 38), chegando à seguinte equação:

$$q_s = 45,12 \cdot \ln [N(\text{SPT})] - 14,99 \quad \text{eq.(5)}$$

onde $N(\text{SPT})$ equivale ao número de golpes do ensaio SPT.

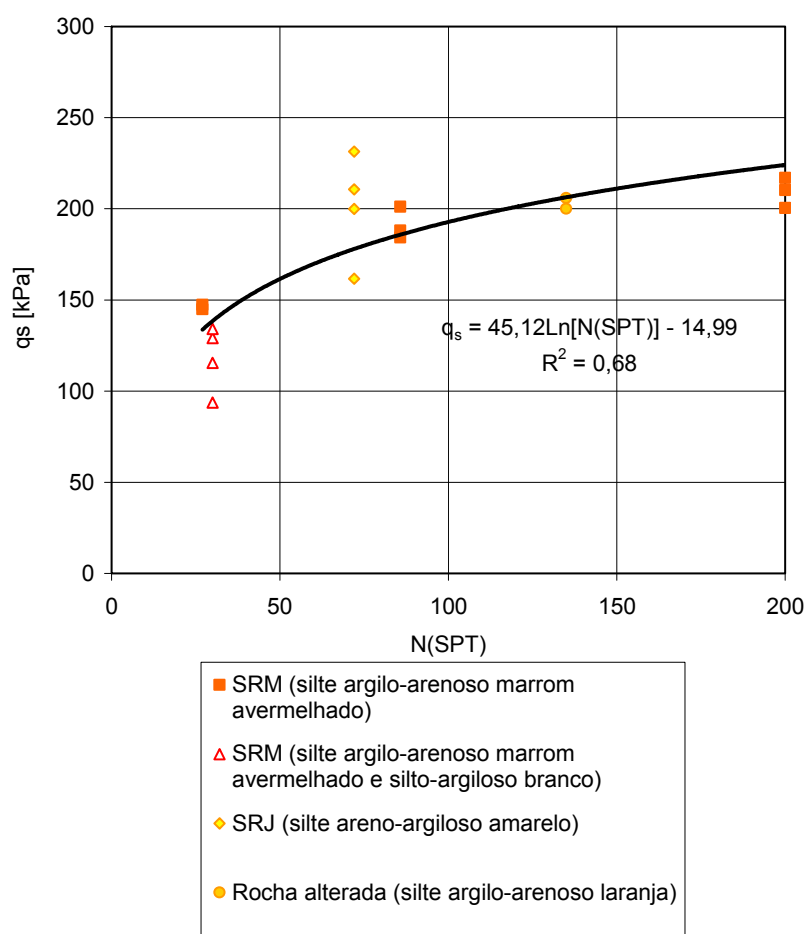


Figura 38. Correlações entre q_s e número de golpes N(SPT) para solo residual de gnaiss (Springer, 2006).

A Tabela 17 apresenta uma comparação de valores de q_s para um solo com N(SPT)=10 golpes, calculados a partir destas correlações.

Tabela 17. Determinação de q_s por correlações empíricas

Referência	Correlação	Valor de q_s para N(SPT)=10
Ortigão (1997)	$q_s = 50 + 7,5 N(\text{SPT})$	125kPa $\approx$ 0,13MPa
Ortigão et al. (1997)	$q_s = 67 + 60 \ln N(\text{SPT})$	205kPa $\approx$ 0,21MPa
Clouterre (1991)	Figura 32 e 33	0,05MPa (argila) 0,08MPa (areia)
Springer (2006)	$q_s = 45,12 \cdot \ln [N(\text{SPT})] - 14,99$	89kPa $\approx$ 0,09MPa

Como pode ser visto, algumas correlações apresentadas na literatura foram obtidas a partir de valores bem dispersos, havendo a necessidade de um número maior de ensaios para que se possam obter valores representativos para uma

estimativa preliminar de q_s em um determinado projeto de grampeamento. Os ensaios de arrancamento devem ser realizados antes da execução da obra para se definir o projeto. No entanto, isso raramente ocorre em obras menores. Nestes casos, os ensaios quando executados, ocorrem durante a realização da obra e o projeto deve ser ajustado à medida que se dispõe dos resultados desses ensaios.

3.2.

Mecanismos e comportamento de taludes grampeados

A técnica de solo reforçado com grampos é relativamente recente, como foi observado anteriormente, tendo sido a França a pioneira no desenvolvimento da técnica. No começo dos anos 80, a técnica foi inicialmente considerada em estruturas temporárias para suporte de terra, desenvolvendo-se depois para estruturas de médio e longo prazo de duração. De 1986 a 1990, quatro milhões de dólares foram investidos em um programa de pesquisa denominado Projeto Clouterre numa iniciativa do Ministério Francês de Transporte. O principal objetivo foi o desenvolvimento de especificações de projeto de estruturas temporárias ou permanentes, em solo grampeado, na execução de escavações. Vinte e uma organizações incluindo companhias privadas e laboratórios de pesquisas públicos participaram diretamente do Projeto Clouterre. Quatro tópicos importantes foram desenvolvidos (Schlosser et al., 1992):

- Estado limite de utilização de estruturas em solo grampeado empregando fatores de segurança parciais;
- Estimativas de deformações em estruturas de solo grampeado em serviço;
- Dimensionamento da face;
- Aspectos relacionados à durabilidade e medidas preventivas contra corrosão.

Mais recentemente, em 2002, surgiu o Projeto Clouterre II (Clouterre, 2002), cujos principais objetivos foram avaliar:

- Deslocamentos e métodos de cálculo de estruturas em solo grampeado;
- Comportamento de taludes em solo grampeado submetidos a sismos;
- Dimensionamento da face;
- Resultados de ensaios de arrancamento dos grampos divulgados no Projeto Clouterre I;
- Desempenho de emboques de túneis reforçados com grampos;

Os itens a seguir analisam alguns tópicos supracitados.

3.2.1. Interação solo / grampo

Durante a construção, devido à descompressão lateral do solo, os grampos são solicitados essencialmente a esforços de tração. A transferência de tensões entre o solo e o reforço envolve um mecanismo de resistência ao cisalhamento entre os dois materiais.

Dois tipos de interação solo-grampo são desenvolvidos em massas de solo grampeado:

1. A mais importante interação é a tensão cisalhante aplicada pelo solo ao longo dos grampos, a qual induz tensões nos grampos. Em solos de textura arenosa e homogêneos, a resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo (q_s) é praticamente independente da profundidade (Schlosser, 1983; Schlosser e Unterreiner, 1990) e, portanto, da tensão confinante (Unterreiner et al., 1995). O valor de q_s pode ser influenciado pelo método de colocação do grampo no maciço (injeção sob baixa pressão, alta pressão ou por gravidade, por exemplo) e pelo grau de saturação do solo (Clouterre, 1991). Em solos argilo-arenosos, a resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo pode se reduzir à metade quando o teor de umidade é superior ao ótimo para a saturação completa (Velo e Magro, 1986).

Existem certas similaridades entre o atrito em estacas e o atrito unitário solo-grampo (q_s) que justificam o uso de correlações de atrito lateral estabelecidos para estacas (Nunes e Castilhos, 2002; Nunes et al., 2002).

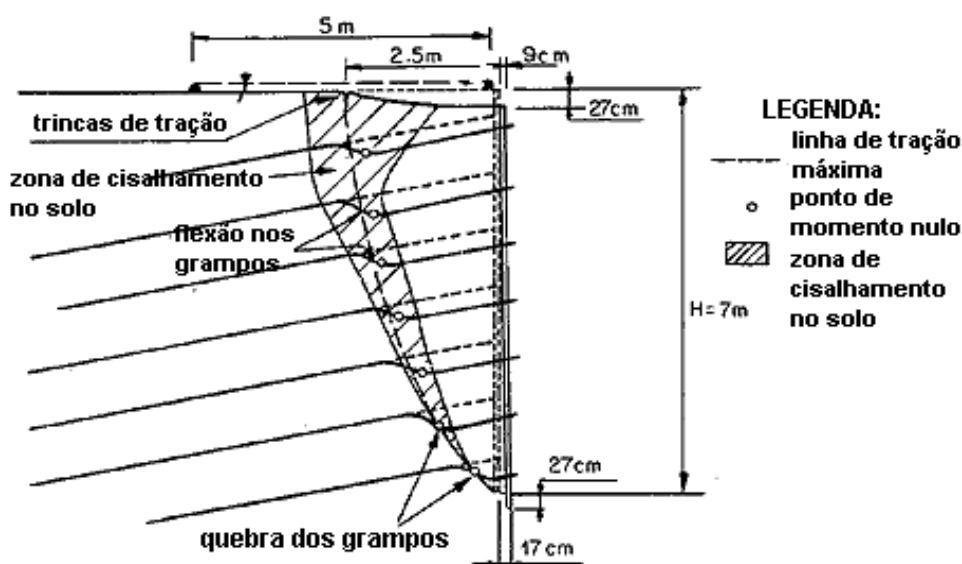
Vale ressaltar que são as deformações internas na parede de solo grampeado, e especialmente extensões laterais, que induzem a mobilização da resistência ao cisalhamento ao longo dos grampos e as tensões de tração posteriormente. Estas deformações são causadas pela descompressão lateral do solo devido às sucessivas etapas de escavação.

2. A segunda interação, menos importante, diz respeito aos momentos fletores e às forças cisalhantes, mobilizadas nos grampos, na zona de cisalhamento desenvolvida na massa de solo grampeado (Figura 39) (Clouterre, 1991). O experimento CEBTP N° 01 de Plumelle et al. (1990) mostra este comportamento (Figura 39a). Se os grampos são flexionados, eles serão submetidos a momentos fletores e esforços cisalhantes na região de cisalhamento da massa de solo grampeado. As deformações nos grampos são calculadas de forma análoga às estacas carregadas com esforço

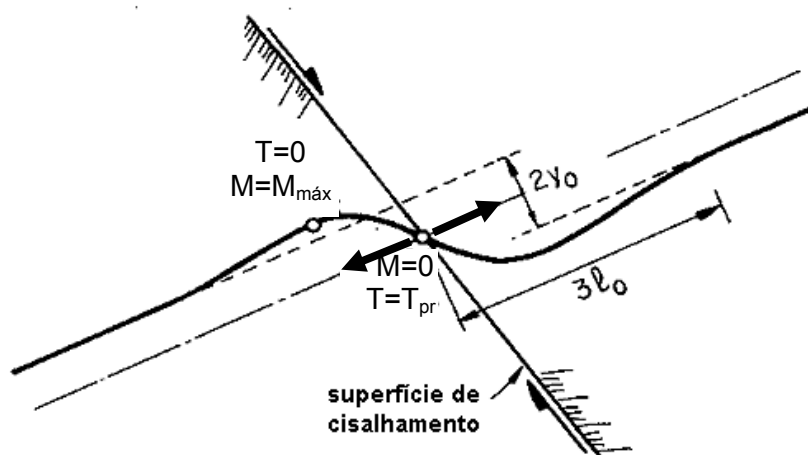
horizontal e momento no topo da estaca, utilizando-se o coeficiente de reação do solo. Maiores detalhes são apresentados por Clouterre (1991).

Durante o cisalhamento da massa de solo grampeado, a ruptura do grampo dá-se ou por esforços de tração (T_{pr}) na interseção com o plano de ruptura ou, alternativamente, por plastificação nos pontos correspondentes aos valores máximos de momentos fletores ($M_{máx}$), os quais são localizados fora da superfície de ruptura (Figura 39b). Se os grampos forem considerados rígidos, a plastificação dos pontos de máximos momentos fletores praticamente nunca corresponderá à ruptura dos grampos.

Convém lembrar que a ruptura da estrutura de solo grampeado poderá ocorrer também no contato solo-grampo se as tensões cisalhantes alcançarem o valor limite de q_s , causando uma ruptura por falta de aderência.



(a) Desenvolvimento de região de cisalhamento em muro experimental de solo grampeado



(b) Detalhes da flexão nos grampos

Figura 39. Grampos submetidos à flexão e esforços cisalhantes (Clouterre, 1991).

3.2.2.

Mobilização da resistência ao cisalhamento ao longo do grampo

A mobilização da resistência ao cisalhamento ao longo dos grampos ocorre para pequenos deslocamentos do grampo em relação ao solo, da ordem de poucos milímetros. Ela pode ser representada pela lei bilinear de Frank e Zhao (1982), indicada na Figura 40, onde se observa uma comparação entre a curva teórica e experimental de resultados de ensaios de arrancamento de grampos. A partir da proposição de Frank e Zhao (1982), o resultado dos ensaios de arrancamento pode ser modelado a partir de dois parâmetros: k_β (rigidez do grampo) e q_s (resistência ao cisalhamento solo-grampo).

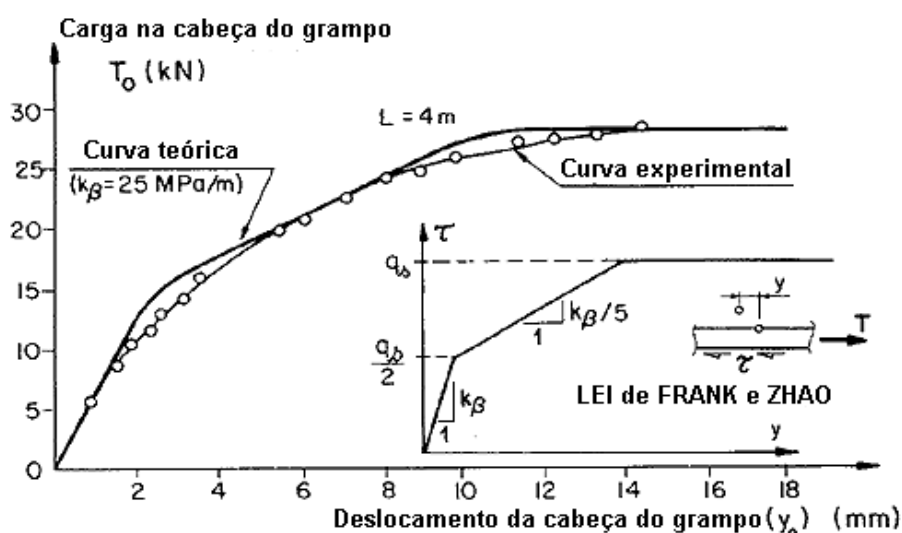


Figura 40. Modelagem da curva experimental do ensaio de arrancamento pela lei de Fran e Zhao (Clouterre, 1991).

A mobilização da resistência ao cisalhamento no contato entre o solo e o grampo não é uniforme, como ilustra a Figura 41. Conforme já mencionado, ela depende de uma série de fatores tais como, o comprimento do grampo, magnitude das forças de tração aplicada, características da nata e condições do solo. No entanto, como simplificação, a mobilização da resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo é admitida constante ao longo de todo o comprimento do reforço, o que resulta num valor de Q (resistência mobilizada por unidade de comprimento) constante.

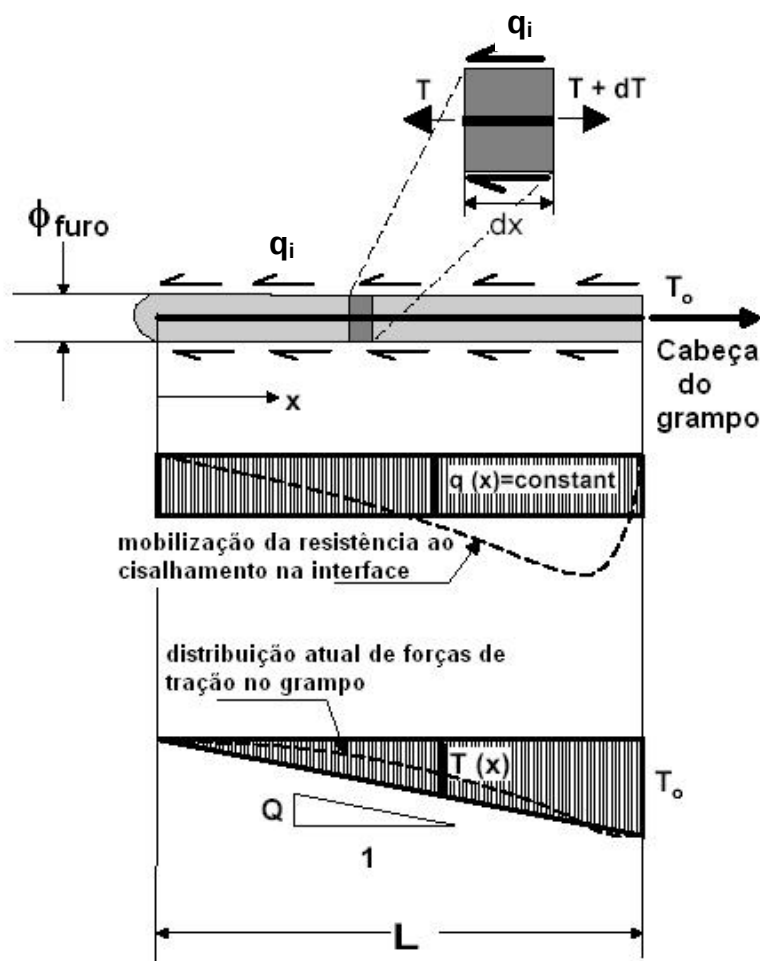


Figura 41. Mobilização da resistência ao cisalhamento ao longo do grampo (Lazarte et al., 2003).

3.2.3.

Distribuição de tensão nos grampos e no solo reforçado

Em relação às forças de tração, forças cisalhantes e momentos fletores que podem ocorrer nos grampos, uma clara distinção entre construção, serviço e ruptura deve ser feita.

Durante a construção e em serviço, quando as deformações são muito pequenas, os grampos são essencialmente solicitados à tração. No entanto, considerando os casos onde os grampos têm inclinação desfavorável em relação à face, baixos valores de esforços cisalhantes e momentos fletores podem ser gerados próximo à face durante a construção. Em situações próximas à ruptura, forças cisalhantes e momentos fletores nos grampos irão aparecer ao longo da superfície de ruptura e não devem ser desprezados (Schlosser e Unterreiner, 1990).

Com relação à distribuição de tensões nos grampos, à medida que se prossegue com a escavação, tensões de tração são desenvolvidas nos grampos em

função da decompressão lateral do solo, resultado do processo de escavação. Há um aumento nas solicitações axiais ao longo dos grampos em função do prosseguimento da escavação (Figura 42).

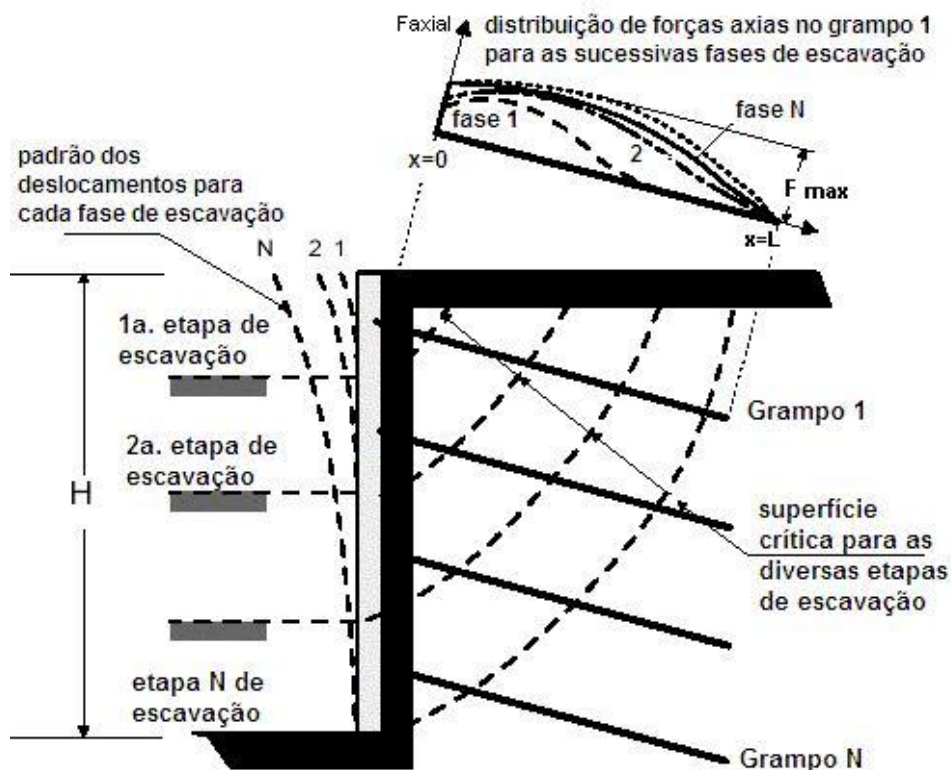


Figura 42. Distribuição de tensões e deslocamentos em taludes grampeados (Lazarte et al., 2003).

Segundo Lazarte et al. (2003), os esforços axiais desenvolvidos ao longo do grampo são máximos após duas fases subseqüentes de escavação abaixo da cota daquele grampo. Os esforços axiais podem aumentar moderadamente (em geral, cerca de 15%) no intervalo de tempo entre o final da construção e a longo-prazo (Plumelle et al., 1990). Este carregamento adicional que, em geral, não é calculado, está associado ao fenômeno de “creep” e deve ser levado em consideração no projeto de taludes grampeados através da adoção de FS mais conservadores. A influência do fenômeno de “creep” pode ser verificada através do monitoramento dos esforços atuantes nos grampos durante a vida útil da obra. A Figura 43 ilustra o resultado do monitoramento das cargas axiais na cabeça de um grampo intermediário na primeira obra instrumentada na França (Clouterre, 1991), onde é possível notar o acréscimo nos valores de tração (entre as fases 5 e 6) associados ao fenômeno de “creep”.

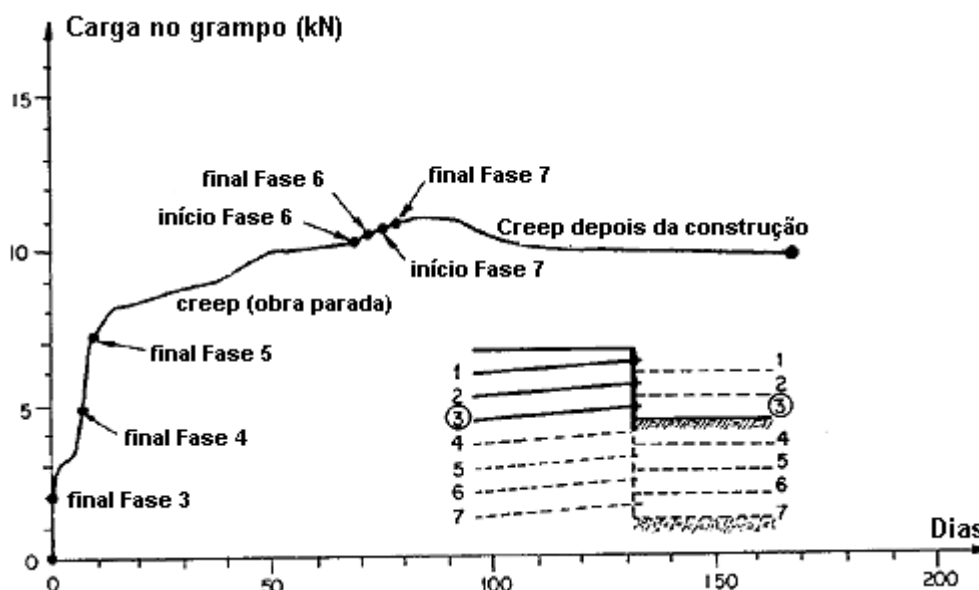


Figura 43. Esforços axiais na cabeça de um grampo durante as sucessivas fases de escavação (Clouterre, 1991).

Na Figura 44, observa-se que as tensões nos grampos são máximas dentro da massa de solo grampeado e não na face da parede (Clouterre, 1991). Em simulações numéricas de escavações verticais em solos residuais, Lima et al. (2003a) verificaram que esta afirmativa só é válida para o caso de grampos com ambas as extremidades livres, sem fixação à parede (grampos livres). As análises de tensões nos grampos mostram que o ponto de tração máxima varia em função da forma de fixação do grampo e em função das possíveis descontinuidades litológicas ao longo do grampo (Lima et al., 2004 e 2005a; Nunes et al., 2006). No caso de grampos fixos, o ponto de tração máxima ocorre junto à face. No caso de grampos livres, a tração máxima verifica-se em um ponto mais interno.

Nota-se ainda que o mecanismo de ruptura com regiões ativa e passiva (Figura 44) somente ocorre quando os grampos são livres em relação à face do talude escavado (Clouterre, 1991; Cardoso e Gonçalves, 1997; Springer, 2001; Lima et al., 2003a). Neste caso a zona considerada ativa está situada atrás da face. Nesta região as tensões de cisalhamento lateral aplicadas pelo solo nos grampos são direcionadas para fora. Ao contrário, na zona passiva, as tensões de cisalhamento lateral são direcionadas para dentro da massa de solo em direção oposta aos deslocamentos laterais da região ativa.

A localização exata da máxima força de tração nos grampos ($T_{\text{máx}}$) não é tão simples de se determinar. Os esforços axiais nos grampos têm sido avaliados e resultados interessantes são apresentados por Juran et al. (1990). Geralmente, a

forma e posição da linha de máxima tensão, a qual pode ser considerada como uma possível superfície potencial de ruptura, são bem diferentes do plano de ruptura de Rankine, como mostra a Figura 45. O ponto do topo na curva, em observações de campo, dista $0,30H$ a $0,40H$ da face (Mitchell, 1987; Clouterre, 1991) em taludes verticais. Na parte inferior do talude, a tensão de tração máxima ocorre, aproximadamente, entre $0,15H$ e $0,2H$ da face (Byrne et al. 1998). Estas posições podem variar com a inclinação do talude. Deve-se ressaltar que não há uma regra geral para definir a distância do topo da escavação até a linha que define a superfície de ruptura, devido a variações nos tipos de solos e grampos existentes. Em alguns experimentos em escala real, por exemplo, Schlosser e Unterreiner (1990), observaram que esta distância é da ordem de $3,5H$.

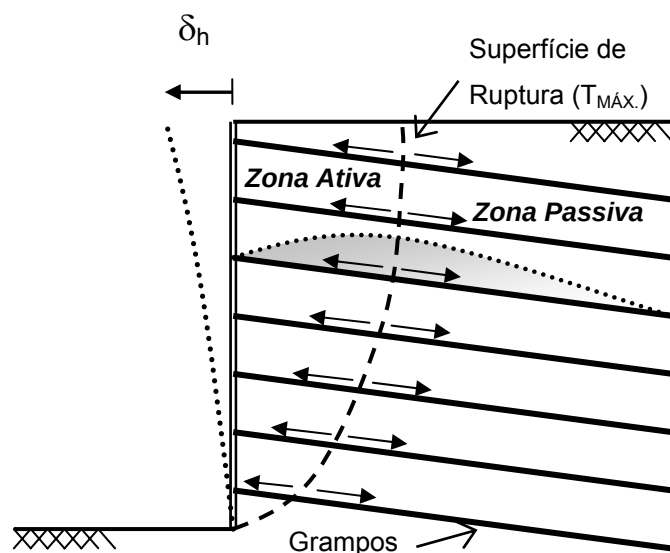


Figura 44. Definição das zonas ativa e passiva em escavações com grampos livres (Lima et al., 2005b).

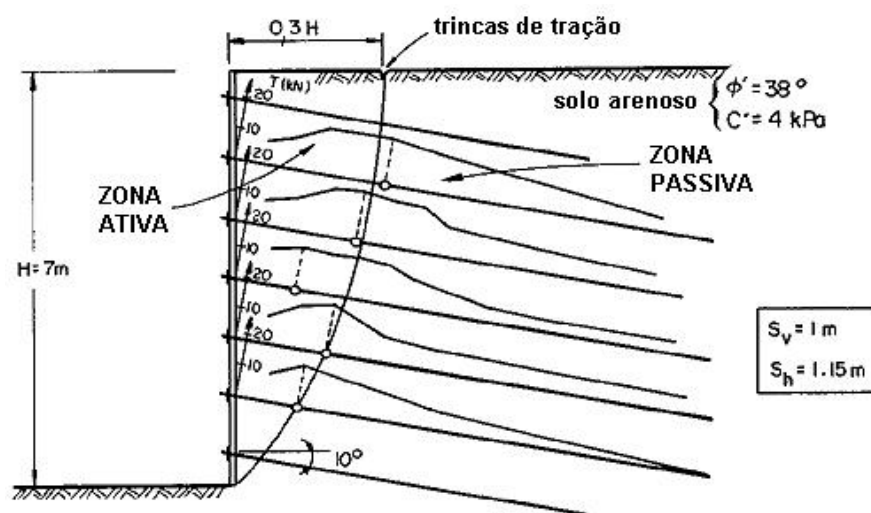
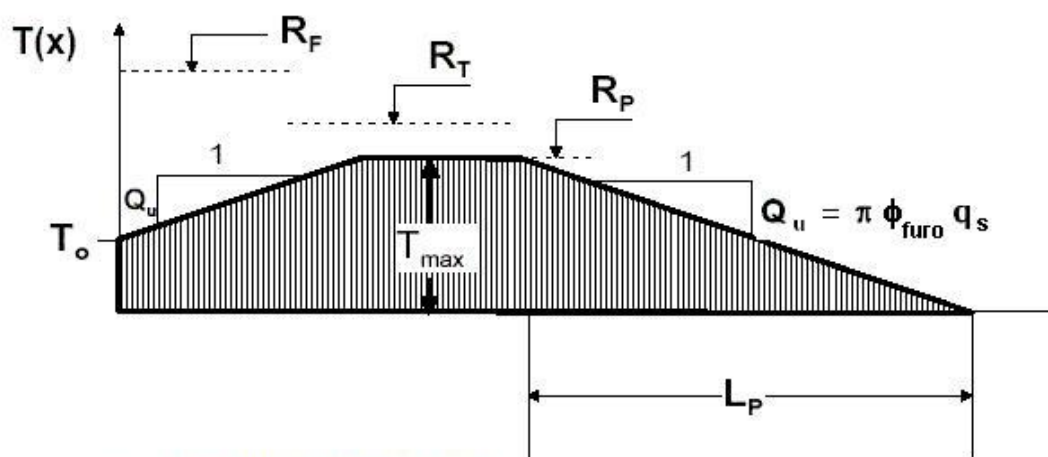


Figura 45. Definição de uma possível superfície de ruptura (Clouterre, 1991).

Gässler e Gudehus (1981) observaram que os empuxos atuantes no paramento são cerca de 60% do valor preconizado pela teoria de Coulomb.

Em análises baseadas no método dos elementos finitos, Krahn (2001a e 2001b) indicou que a localização dos esforços máximos de tração nos grampos reflete uma possível superfície de ruptura do maciço reforçado. Nas análises realizadas, os esforços cisalhantes e momentos fletores desenvolvidos nos grampos ($\phi_{aço}=30\text{mm}$) foram relativamente pequenos.

A forma da distribuição dos esforços axiais ao longo do grampo pode ser simplificada conforme a proposta da FHWA (Lazarte et al., 2003), ilustrada na Figura 46. A força de tração aumenta com o parâmetro Q_u (equivalente à resistência ao arrancamento por unidade de comprimento), alcança o valor máximo ($T_{\text{máx}}$), e então decresce para uma taxa de Q_u até o valor de T_o , equivalente à força de tração na cabeça do grampo. O valor de $T_{\text{máx}}$ é definido pela resistência do grampo (R_T), resistência à ruptura na face (R_F) ou pela resistência ao arrancamento solo-grampo (R_P). A força de tração na cabeça do grampo (T_o) é definida a partir do valor de $T_{\text{máx}}$.



R_T = Resistência do grampo

R_F = Resistência na face

R_P = Força resistente de arrancamento

Q_u, q_s = incremento de transf. de força última e resistência solo-grampo

$T_o \sim 0.6-1.0 T_{\text{máx}}$

1) $R_P < R_T < R_F$ (mecanismo definido pelo arrancamento do grampo)

2) $R_T < R_P < R_F$ (mecanismo definido pela resistência do grampo)

3) $R_F < R_P$ or R_T (mecanismo definido pela ruptura da face, dependendo de $T_o/T_{\text{máx}}$)

Figura 46. Distribuição simplificada dos esforços axiais nos grampos (Lazarte et al., 2003).

A força axial máxima, medida em cada elemento de reforço sob condições de serviço da estrutura, foi analisada para 11 obras instrumentadas por Byrne et al. (1998). Os esforços axiais máximos foram normalizados para os valores de peso específico do solo (γ), espaçamento horizontal e vertical entre grampos (s_h e s_v) e pelo coeficiente de empuxo ativo (K_a), conforme ilustrado pela Figura 47. Nesta figura, a força normalizada varia aproximadamente com a profundidade entre 0,4 a 1,1. Esta observação é consistente com valores obtidos experimentalmente pelo programa Clouterre (Plumelle et al., 1990). Em termos práticos a força axial máxima, nos 2/3 superiores da parede, pode ser definida para um valor normalizado de 0,75, conforme a expressão (Lazarte et al., 2003):

$$T_{\text{máx}} = 0,75 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot s_h \cdot s_v \quad \text{eq.(6)}$$

Para o terço inferior, o valor de $T_{\text{máx}}$ decresce consideravelmente a, aproximadamente, 50% do valor da parte superior.

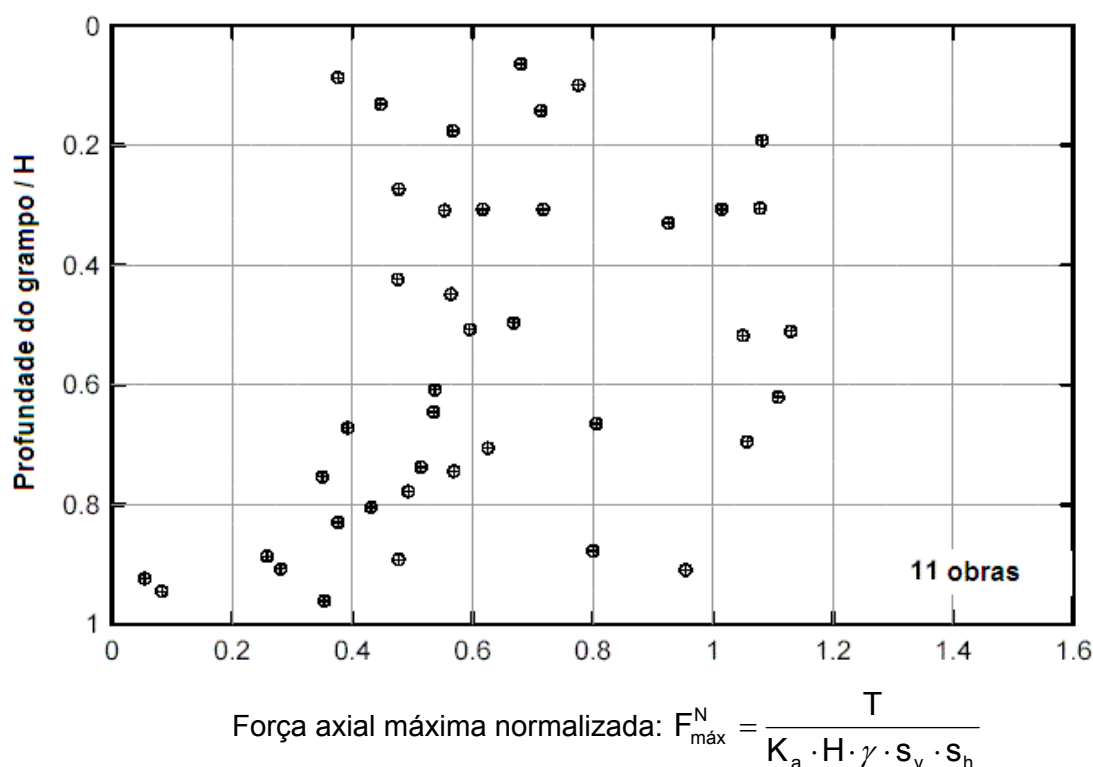


Figura 47. Força axial máxima normalizada em 11 obras (Byrne et al., 1998).

Para o cálculo da força de tração na cabeça do grampo (T_o), o manual técnico da FHWA (Lazarte et al., 2003) recomenda que se utilize a seguinte Equação (7):

$$T_o = T_{\text{máx-s}} \cdot [0,6 + 0,2 (s_{\text{máx}} - 1)] \quad \text{eq.(7)}$$

Onde:

$T_{\text{máx-s}}$ = força de tração máxima obtida a partir dos resultados de análises de estabilidade globais utilizando um programa computacional

$s_{\text{máx}}$ = máximo espaçamento entre grampos (maior valor entre s_v e s_h , em metros).

Esta recomendação baseia-se nas sugestões iniciais apresentadas pelo projeto Clouterre (1991).

Experimentalmente, Byrne et al. (1998) verificaram que a força de tração na cabeça do grampo equivale a 60% a 100% da força de tração máxima.

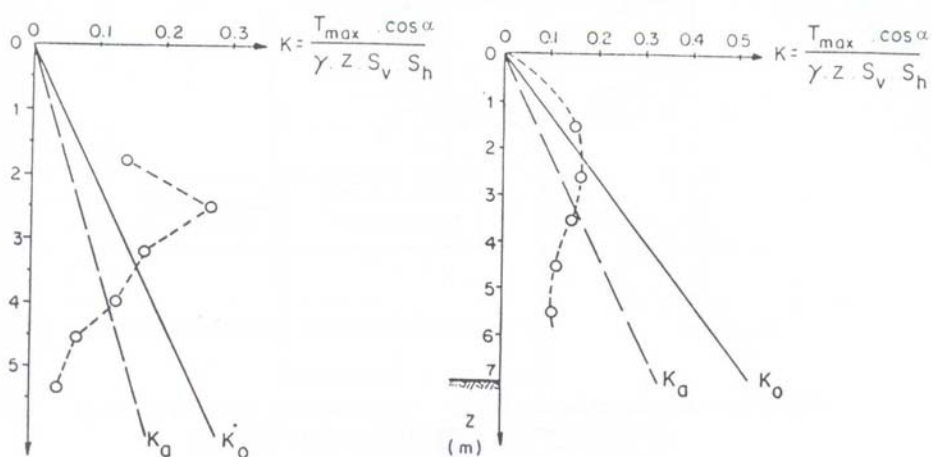
3.2.4.

Estado de tensões no maciço de solo grampeado

É possível estimar o estado de tensões em um determinado ponto no maciço de solo grampeado, desde que sejam conhecidos os valores das tensões máximas em cada reforço e os parâmetros geométricos de projeto. O estado de tensões do ponto mencionado, expresso pelo coeficiente K , é dado por:

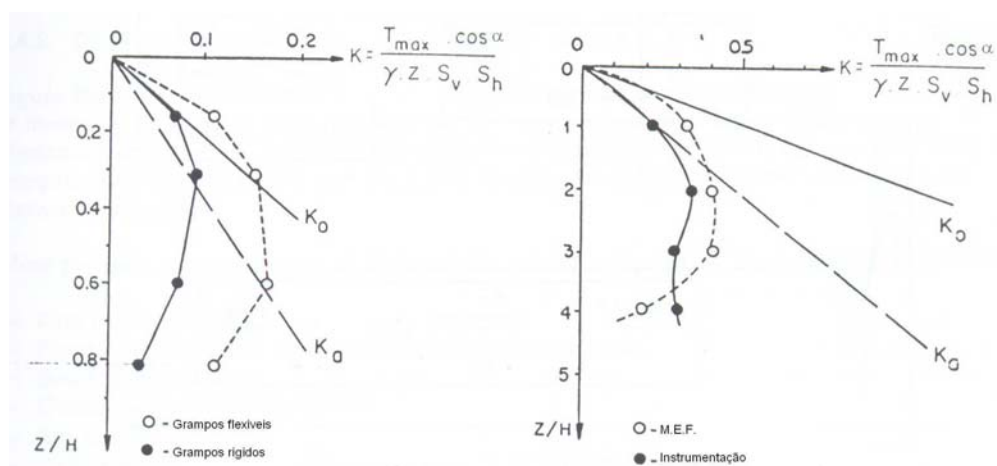
$$K = \frac{T_{\text{máx}} \cdot \cos \alpha}{\gamma \cdot Z \cdot s_v \cdot s_h} \quad \text{eq.(8)}$$

Experimentos conduzidos em obras instrumentadas, modelos em escala reduzida e análises numéricas mostram que o estado de tensões do maciço aproxima-se de K_o na parte superior da estrutura. Na base do talude, ele é inferior ao estado ativo (K_a), conforme ilustra a Figura 48. Este fato é associado a um efeito de arco no talude grampeado em função do processo de construção da técnica. Este efeito reduz as tensões máximas na base da escavação ($K < K_a$) e promove um aumento no topo ($K > K_o$).



(a) Obra instrumentada – Rodovia A86

(b) Obra instrumentada – Muro CEBTP 01



(c) Modelo em escala reduzida

(d) Modelagem por Elementos Finitos

Figura 48. Estado de tensões no solo grampeado (Clouterre, 1991).

3.2.5.

Mobilização da resistência à flexão dos grampos

A mobilização de momentos fletores nos grampos requer que o elemento de reforço (grampos) apresente rigidez transversal. Deste modo, grampos flexíveis ($\phi_{aço}$ pequeno, baixo momento de inércia) não podem mobilizar momentos fletores.

Segundo Lima (1996) para taludes de pequenas dimensões, se comparados com taludes de mineração que chegam a centenas de metros, a flexão tem grande importância no comportamento do modelo de ancoragem.

Grampos, em particular os injetados, oferecem alguma resistência à flexão. Modelos e experimentos em escala real demonstram que esta resistência dos grampos é realmente mobilizada num estado próximo à ruptura quando a superfície

ou zona de cisalhamento se desenvolve ao longo massa de solo grampeado. Quando as deformações da parede de concreto projetado são reduzidas, sob o estado de utilização da estrutura, a resistência à flexão mobilizada nos grampos é modesta.

3.2.6.

Deformações e deslocamentos na face do solo grampeado

Durante a construção e logo após a conclusão da obra, o maciço de solo grampeado tende a se deformar. A maior parte das movimentações ocorre durante ou imediatamente após a escavação do solo. No entanto, deformações após a construção podem ocorrer associadas à relaxação de tensões e movimentações de “creep”, as quais podem causar aumento nas forças axiais nos grampos, conforme mencionado anteriormente.

Os deslocamentos horizontais máximos ocorrem no topo da estrutura e decrescem progressivamente até a base da estrutura. Deslocamentos verticais (recalques) no topo da estrutura (na face da escavação) são geralmente reduzidos e da mesma magnitude que os deslocamentos horizontais do topo do talude.

Os resultados de experimentos realizados na França colaboraram para definir a ordem da magnitude das extensões e deformações que ocorrem em taludes de solo grampeado (Clouterre, 1991). Conforme ilustra a Figura 49, dois parâmetros podem ser definidos:

- δ_h =deslocamento horizontal máximo no topo da escavação próximo à face;
- δ_v =deslocamento vertical máximo no topo da escavação próximo à face;

A Figura 49 apresenta também uma sugestão para a avaliação de um limite de influência (D_{EF}) afetado pela execução da estrutura em solo grampeado. Este parâmetro permite checar a distância tolerável, às estruturas existentes, de modo que estas não sofram recalques diferenciais.

Os deslocamentos horizontais e verticais serão máximos no topo da estrutura e nulos na distância D_{DEF} do topo da escavação, a qual é função do tipo de solo, representado pelo coeficiente empírico (κ), da inclinação da parede (η) e da altura total do talude grampeado (H).

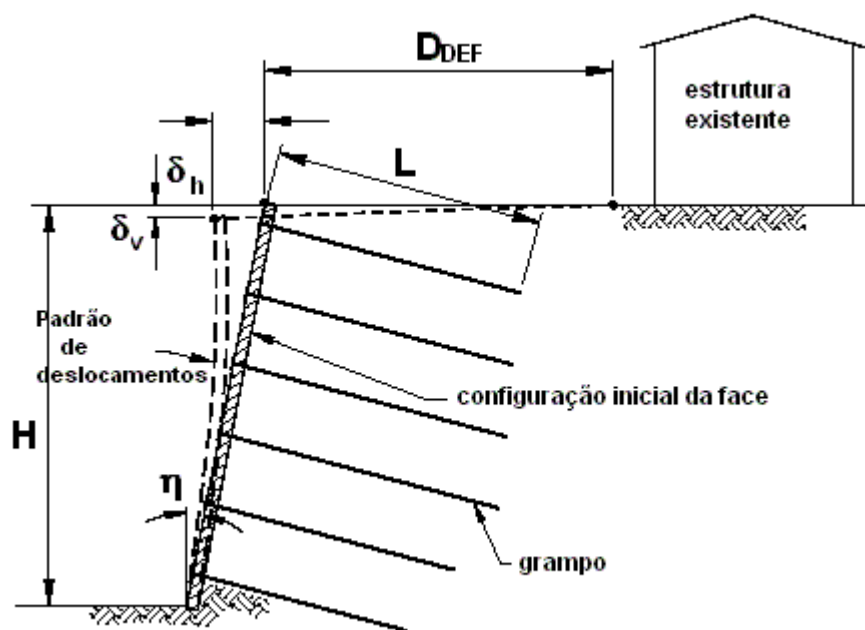


Figura 49. Esquema das deformações em taludes grampeados (modificado de Byrne et al., 1998).

A Tabela 18 fornece os valores típicos de κ , além de valores máximos de deslocamentos verticais e horizontais máximos, baseados em resultados empíricos (Schlosser et al., 1992 e 1993). Conforme indica a Figura 50, em todos os casos instrumentados, os valores de δ_h no topo da face de escavação se aproximaram dos deslocamentos verticais δ_v . Segundo as observações de campo, no estágio final da construção, estes deslocamentos variam entre 0,10%H e 0,30%H (Figura 51), sendo reduzidos à medida que se distanciam da face. Variações de 0,07%H a 0,30%H foram observadas em obras nos Estados Unidos e entre 0,25%H a 0,30%H na Alemanha (Schlosser et al., 1992).

Tabela 18. Valores típicos de κ e deslocamentos verticais e horizontais máximos baseados em resultados empíricos (Clouterre, 1991)

parâmetro	tipo de solo		
	alteração de rocha	solos arenosos	solos argilosos
$\delta_h = \delta_v$	0,10%H	0,20%H	0,30%H
coeficiente κ	0,8	1,25	1,5

onde: $D_{DEF} = \kappa (1 - \tan \eta) \cdot H$

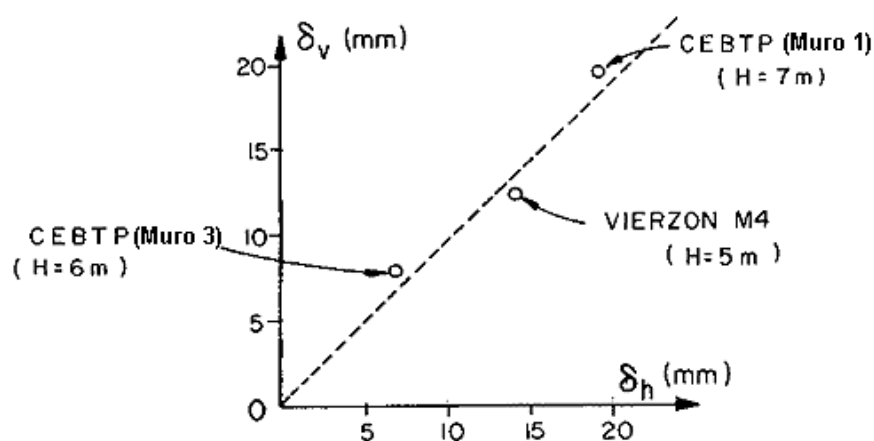


Figura 50. Deslocamentos na face de muros instrumentados (Clouterre, 1991).

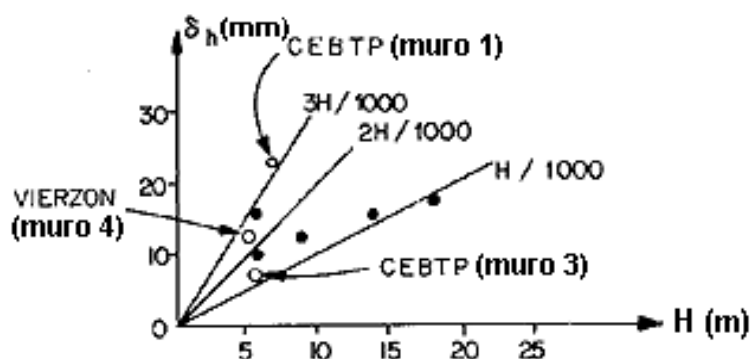


Figura 51. Variação dos deslocamentos na face de muros instrumentados (Clouterre, 1991)

Os deslocamentos no topo da face de escavação dependem dos seguintes parâmetros:

- velocidade da construção da estrutura;
- altura dos incrementos de escavações e espaçamento entre grampos;
- comprimento dos grampos;
- fator de segurança da parede de solo grampeado (quando os valores são baixos, os deslocamentos horizontais e verticais tendem a ser altos);
- relação L/H ;
- inclinação e rigidez à flexão dos grampos;
- capacidade de suporte do solo da fundação da estrutura de solo grampeado;
- inclinação da parede (a inclinação reduzida da parede reduz os deslocamentos no topo, aumentando a estabilidade da estrutura segundo Lima et al., 2002).

Com relação ainda aos deslocamentos na face, a estabilidade local durante as etapas de escavação é um dos aspectos mais importantes na construção de estruturas em solo grampeado. O efeito de arqueamento é um dos principais fenômenos em estabilidade local de escavações. O uso de suporte eficiente desde o topo até a base da escavação é recomendado.

Existe uma altura crítica de escavação que não deve ser excedida, para manter o efeito de arco e evitar, deste modo, um processo de instabilidade global do solo. A altura crítica é principalmente função do tipo de solo, não devendo, na prática, ultrapassar 2m.

Diversas observações e monitoramento de obras em solo grampeado têm demonstrado que o fenômeno de “creep” ou fluência ocorre após o término da escavação (Plumelle et al., 1990). Isto acarreta um aumento suave nos deslocamentos e nos esforços nos grampos, especialmente naqueles situados próximos à base da escavação. Instrumentação de campo em estrutura de solo grampeado na França (Unterreiner et al., 1995) indica aumentos consideráveis de deslocamentos, durante um período de interrupção da obra, atribuídos ao efeito de “creep” (ou fluência), conforme indicado pela Figura 43.

3.2.7.

Influência da face na estabilidade

Apesar da parede de uma estrutura não apresentar uma maior contribuição na estabilidade global de estruturas grampeadas, exerce papel importante na estabilidade local no que diz respeito ao confinamento do solo entre os grampos à medida que se processa a escavação. Em condições de equilíbrio, a parede deverá suportar os empuxos de terra atuantes ($p_o(z)$) e as forças aplicadas (em geral só consideradas as forças de tração na face da escavação - T_o). Para o correto dimensionamento da face, é necessário conhecer os valores destes dois parâmetros. No entanto, é prática comum no meio técnico nacional desprezar as verificações de punção e de momentos fletores no paramento (considerando-o como uma membrana), adotando-se normalmente revestimento de concreto projetado com espessuras entre 75mm e 150mm.

A determinação dos parâmetros T_o e $p_o(z)$, além dos modelos propostos para a ruptura de face, são apresentados em Byrne et. al (1998) e Clouterre (2002).

A influência da espessura da parede no comportamento tensão-deformação do maciço é reportada por Lima (1996). O autor mostra que, para valores maiores de rigidez, a variação nos deslocamentos da face pode chegar a 35%.

3.3. Dimensionamento de taludes grampeados

3.3.1. Tipos de ruptura de taludes em solo grampeado

O principal interesse, quando ocorre uma construção em solo grampeado, é garantir a estabilidade e a segurança. Desta forma, as análises e projetos de taludes em solo grampeado devem considerar duas condições distintas: estado limite último e estado limite de utilização.

No estado limite último, as análises da interação solo-grampo em sistemas de contenção com solo grampeado indicam três tipos de ruptura global: ruptura externa, mista e interna, como mostra a Figura 52. Para os dois últimos tipos, alguns modelos de rupturas locais devem ser considerados: ruptura dos grampos e arrancamento dos grampos.

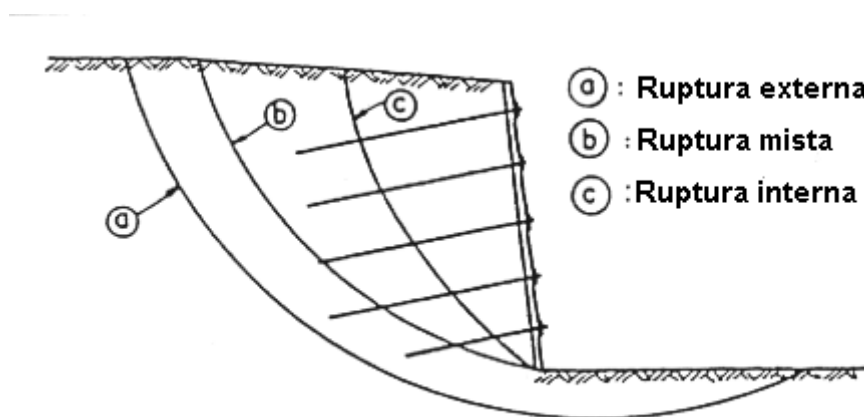


Figura 52. Mecanismos de ruptura no estado limite último (Clouterre, 1991).

Se os grampos são mobilizados à flexão e cisalhamento, a interação solo-grampo é mais complexa e modelos de ruptura adicionais têm de ser considerados: ruptura do solo abaixo dos grampos (quando aplicadas tensões excedentes à capacidade de suporte do solo de fundação) e ruptura dos grampos por flexão.

Há uma distinção entre a ruptura interna do solo grampeado e a ruptura externa na qual a parede comporta-se como um bloco monolítico:

A) Ruptura interna:

- i. Ruptura por quebra dos grampos. Uma zona de cisalhamento no solo se desenvolve numa região que abrange a linha de maior tensão nos grampos que pode ser considerada como a provável superfície de ruptura para o solo

(Figura 39). A resistência à flexão dos grampos previne o desenvolvimento da superfície de ruptura. Em grampos flexíveis, a ruptura pode ocorrer repentinamente e sem aviso prévio. Este tipo de ruptura pode ocorrer em função de alguns aspectos:

- Diâmetro do grampo subestimado;
 - Processo de corrosão nos grampos (barras de aço) com redução significativa da seção;
 - Sobrecarga no topo da massa grampeada, não prevista no dimensionamento (Stocker et al., 1979);
 - Saturação do solo por infiltração de água (chuvas).
- ii. Ruptura por perda de aderência no contato solo-grampo como resultado de estimativas inadequadas do parâmetro de resistência q_s e/ou por falhas na execução da estrutura. A ruptura por perda de aderência é caracterizada pelo fato dos grampos não apresentarem comprimento suficiente na zona passiva, capaz de balancear as tensões máximas. Os grampos são então arrancados para fora do maciço. Experimentos mostram que este tipo de ruptura não acontece repentinamente, exceto em alguns casos durante as etapas de escavação com altas deformações. Este tipo de ruptura pode ocorrer em função de alguns aspectos:
- Aumento do teor de umidade em solos de granulometria fina;
 - Insuficiência de comprimento dos grampos na zona passiva ou falhas na estimativa da resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo (q_s).
- iii. Ruptura devido à altura excessiva das etapas de escavação do solo grampeado. Durante as etapas de construção de uma estrutura de solo grampeado, se a altura de escavação for elevada, a ruptura poderá ocorrer devido a uma instabilidade local, a qual pode se propagar até o topo da massa. Neste tipo de ruptura, o solo colapsa atrás da face devido à sucessiva eliminação do efeito de arqueamento do solo. Experimentos reportados em Clouterre (1991) indicaram este tipo de ruptura para etapas com alturas superiores a 2m de escavação (Figura 53).
- iv. Ruptura por erosão interna do solo ou “piping”. Este tipo de ruptura é similar ao modo anterior. Durante a escavação, a poropressão existente em bolsões de água no solo juntamente com as forças de percolação reduzem a estabilidade do solo localmente. Este tipo de ruptura pode ser resultado da heterogeneidade do solo e/ou por falta de sistemas de drenagem durante as etapas de construção.

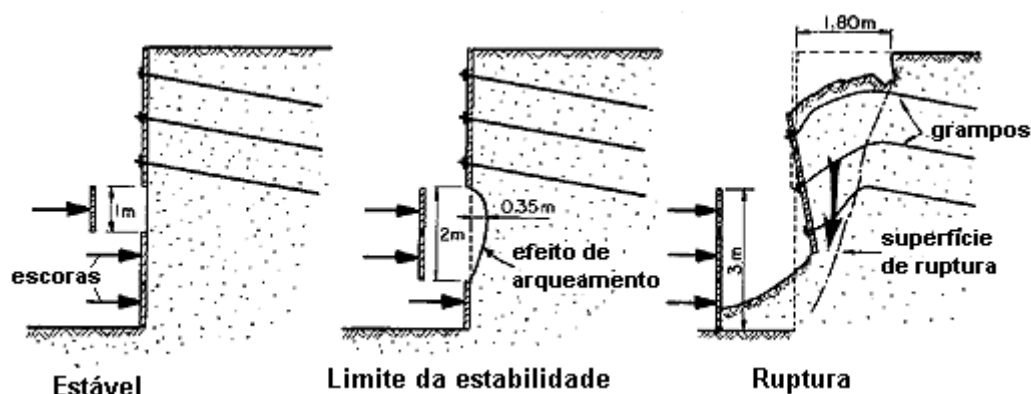


Figura 53. Ruptura devido à altura elevada nas etapas de escavação em areia de “Fontainebleau” com $\phi=38^\circ$ e $c=4\text{kPa}$ (Clouterre, 1991).

B) Ruptura externa:

Ruptura externa de um talude em solo grampeado ocorre geralmente por deslizamento do terreno ao longo de uma superfície de ruptura, afetando a massa global. Este tipo de ruptura pode ocorrer em todos os tipos de estruturas de contenção e pode ser resultado da má qualidade do solo da fundação ou por comprimento insuficiente dos grampos. As análises da estabilidade externa consideram a massa de solo reforçada como um bloco rígido monolítico no qual devem ser feitas as verificações de estabilidade global, segurança ao tombamento do monolito e segurança ao deslizamento da base da estrutura.

C) Ruptura mista:

Pode ocorrer como resultado de um processo de instabilidade interna e externa, conforme demonstra a Figura 52.

Schlosser et al. (1993), em 3 obras experimentais em larga escala, confirmam a configuração de ruptura interna associada à subestimação do atrito lateral solo-grampo (ruptura por arrancamento dos grampos) e quebra dos grampos. Mecanismo de ruptura mista também foi observado e atribuído, provavelmente, à insuficiência no comprimento dos grampos.

3.3.2.

Parâmetros preliminares

A concepção de uma estrutura em solo grampeado envolve a escolha do comprimento (L), ângulo de instalação (α), espaçamento (s_v e s_h) e resistência dos grampos de modo a garantir a estabilidade interna e externa da obra. Estes

parâmetros dependem de uma série de fatores, em particular da altura da escavação (H), do ângulo de inclinação do talude (β), do tipo de grampo utilizado (cravado ou injetado), da qualidade dos grampos envolvidos (a qual depende do valor de q_s) e de qualquer restrição imposta pelo meio-ambiente (condições pluviométricas, obstáculos naturais tais como cupinzeiros, formigueiros, etc.).

Ortigão et al. (1993) relatam que, no final da década de 70 e início da década de 80 no Brasil, a definição dos comprimentos dos grampos era baseada na experiência com cortinas ancoradas, procurando-se ancorar todo o reforço além da superfície de ruptura (Figura 54a). Com o desenvolvimento da técnica, a concepção de taludes em solo grampeado passou a se assemelhar a dimensionamento de muros de peso, com grampos curtos (Figura 54b), para obras de pequena e média altura (até 8m). Para alturas maiores, o projeto pode e deve ser otimizado, analisando-se a obra para as sucessivas fases de execução e adotando-se o reforço mínimo necessário (Figura 54c).

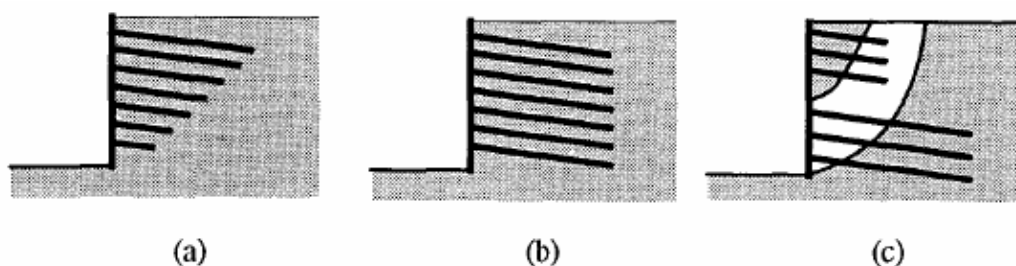


Figura 54. Otimização de comprimento dos grampos: (a) projetos baseados na experiência com cortinas ancoradas; (b) solução típica para taludes com $H < 8\text{m}$; (c) solução otimizada, típica para taludes com $H > 8\text{m}$ (Ortigão et al., 1993).

Bruce e Jewell (1986 e 1987) analisaram casos de obras em solo grampeado na França, Inglaterra e Estados Unidos. A Tabela 19 sintetiza as observações dos autores para taludes em solos granulares com inclinações superiores a 80° . Uma discussão sobre os índices definidos nesta tabela pode ser vista em Woodward (1990).

Empregando os índices propostos por Bruce e Jewell (1986 e 1987), a Tabela 20 ilustra os valores obtidos por Barley (1993) para diversas obras na Grã-Bretanha.

Tabela 19. Índices característicos das obras internacionais em solo granular grampeado com inclinação superior a 80° (Bruce e Jewell, 1986 e 1987)

Índice	Grampos injetados	Grampos Cravados
comprimento	0,5 a 0,8	0,5 a 0,6
contato	0,3 a 0,6	0,6 a 1,1
resistência	0,004 a 0,008	1,3 a 1,9
desempenho	0,001 a 0,003	---

Índice de comprimento= $L_{\text{máx}}/H$;
 Índice de contato (ou aderência)=($\phi_{\text{furo}} \cdot L$)/ $s_v \cdot s_h$;
 Índice de resistência=($\phi_{\text{aço}}$)²/ $s_v \cdot s_h$;
 Índice de desempenho= $\delta_h^{\text{máx}}/H$

Tabela 20. Índices característicos em obras com grampos injetados na Grã-Bretanha (Barley, 1993)

Índice	Local das obras		
	Birmingham	Dolywern	Thurrock
comprimento	1,00	0,42	1,00
contato	0,36	0,16	0,15
resistência	0,28	0,28	0,20

Algumas variações nos índices obtidos na Tabela 20, em comparação com os valores da Tabela 19, foram justificadas pelos valores de H de cada caso. Segundo Barley (1993) estes valores foram representativos da altura de suporte efetiva (H_1) e não da altura da parede (H), conforme demonstra a Figura 55.

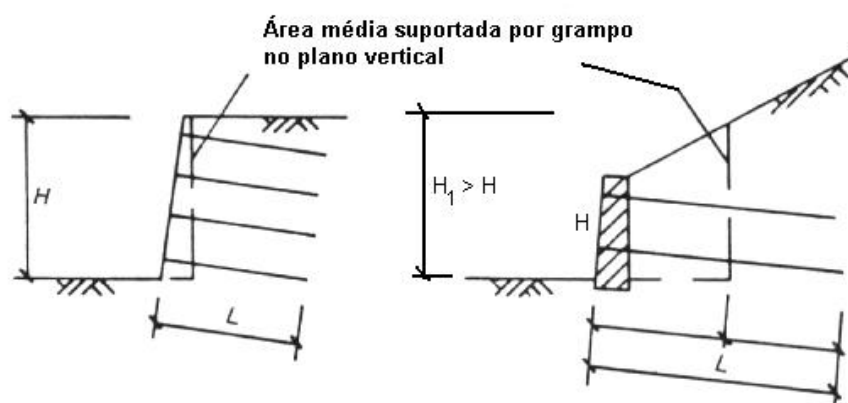


Figura 55. Modelo de análise dos parâmetros de solo grampeado (Barley, 1993).

A Tabela 21 fornece valores típicos de projetos para muros com altura $H \leq 5\text{m}$, em solos homogêneos, sem nível d'água, sem sobrecargas e com paramento vertical. Estes valores representam a experiência adquirida pelo Projeto National Clouterre (1991) na execução das obras e análises paramétricas de projetos de

cerca de 100.000m² de paramentos de solo grampeado. Os valores fornecidos pela Tabela 21 tratam apenas de grampos executados após perfurações e injetados com calda de cimento.

Tabela 21. Valores típicos de projetos em estruturas de solo grampeado - $H \leq 5\text{m}$, solos homogêneos, sem NA, sem sobrecargas, paramento vertical, grampos injetados (Clouterre, 1991)

Parâmetro	Valor
Comprimento dos grampos (L)	0,8 a 1,2H
Número de grampos por m ² de paramento	0,15 a 0,4
Diâmetro dos grampos	20 a 25mm
Resistência à tração da barra de aço (T_G)	100 a 600kN
Densidade do grampeamento (d)	0,13 a 0,60
Ângulo de inclinação de grampo com a horizontal (α)	0° a 20°
Inclinação do paramento com a vertical (η)	0° a 10°
Inclinação da superfície do terreno (θ_T)	0° a 5°

A Figura 56 apresenta uma coletânea de valores típicos de parâmetros de projetos de obras nacionais realizadas em solos residuais. Os resultados indicam que grande parte dos valores de s_v/L situa-se entre 0,2 e 0,4. A relação de L/H apresenta grande variabilidade, porém na maioria das obras está entre 0,4 e 0,8.

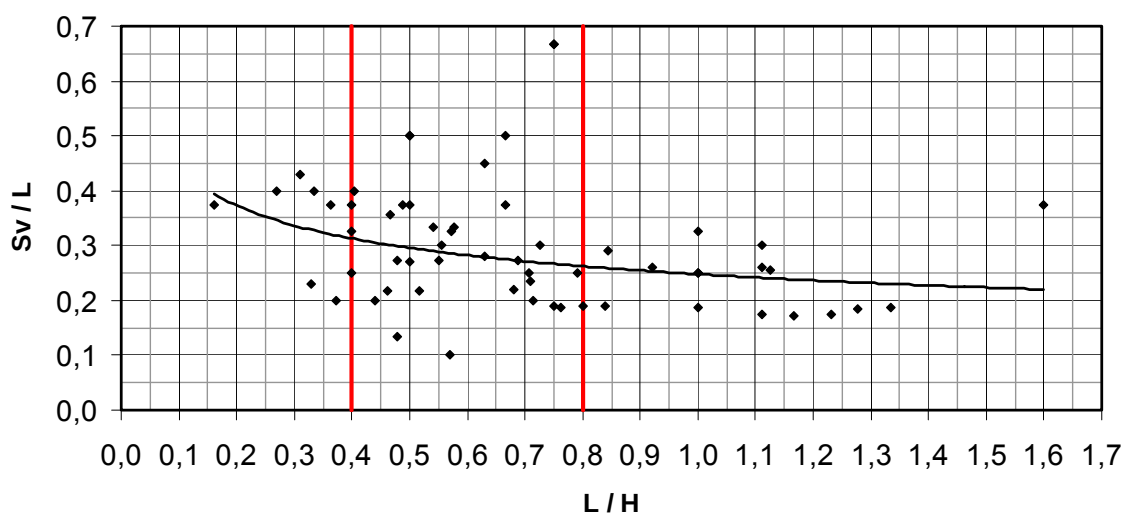


Figura 56. Parâmetros de projetos de taludes grampeados em solos residuais brasileiros.

Com a evolução do uso da técnica de solo grampeado, os comprimentos dos grampos em relação à altura (L/H) aumentaram tanto quanto seu espaçamento.

Guimarães Filho (1994) relata que na maioria dos casos a relação (L/H) situa-se próxima a 0,70.

Através de modelagem numérica de taludes grampeados, Lima (2002) reporta que, para escavações de baixa altura ($H \leq 5\text{m}$), a relação de $L/H \geq 0,7$ e $s_v/L \leq 50\%$ pode ser usada como critério preliminar de projeto para escavações em solos residuais gnáissicos jovens, típicos do Rio de Janeiro. Para escavações maiores que 5m, a relação s_v/L máxima deve ser reduzida para 25%.

A fim de minimizar o comprimento dos grampos, Bazar (2001) sugeriu um novo procedimento que consiste em um pós-tensionamento dos grampos, em escavações permanentes de grande altura ($H > 25\text{m}$). Trata-se de uma técnica intermediária entre o solo grampeado e cortinas ancoradas. O procedimento consiste em aplicar carga nos grampos após a sua execução, modificando o comportamento do sistema de passivo para ativo.

Para efeito de pré-dimensionamento de estruturas em solo grampeado é rotineiro o emprego dos ábacos de estabilidade recomendados pelo projeto Clouterre (1991).

Convém ressaltar que a distribuição dos grampos na face dos taludes (espaçamento vertical, s_v e espaçamento horizontal, s_h) e o seu comprimento são fatores decisivos na escolha e desenvolvimento de projetos em solo grampeado. Esses fatores dependem do conhecimento das cargas máximas admitidas nos grampos (função do atrito entre a calda de cimento e solo) e dos mecanismos de ruptura associados. Resultados de estudos numéricos realizados por Gerscovich et al. (2002) demonstraram a influência das relações entre o comprimento do grampo e a altura da escavação (L/H) e o espaçamento vertical (s_v) no comportamento tensão-deformação de estruturas grampeadas.

O comportamento efetivo de uma estrutura de contenção em solo grampeado pode induzir a deformações que inviabilizam o uso da técnica, particularmente em áreas urbanas. Estes deslocamentos podem ser estimados conforme descrito no item 3.2.6. Os valores destes deslocamentos dependem de uma série de fatores, particularmente da altura da estrutura, do ângulo de inclinação da parede, da densidade e rigidez dos grampos e do tipo de solo (Clouterre, 1991).

Os grampos posicionados nas regiões mais elevadas da parede contribuem mais para a redução dos deslocamentos horizontais na face, enquanto que os grampos inferiores promovem um aumento da estabilidade nos casos de superfícies de ruptura que passam pela base da estrutura (Hao e Azzam, 2001).

Por questões executivas (método de instalação, tipo de solo, etc.), os grampos são levemente inclinados para baixo (5° a 15° com a horizontal), embora os grampos sejam mais eficientes na redução dos deslocamentos quando instalados horizontalmente (Clouterre, 1991, Güler e Bozkurt, 2004). Gerscovich et al. (2002) mostraram que a inclinação do grampo pouco afeta os deslocamentos máximos no topo da escavação, para ângulos inferiores a 15° . Estes resultados são particularmente interessantes do ponto de vista de execução, pois inclinações da ordem de 10° facilitam os procedimentos de injeção de calda de cimento no furo. Para inclinações iguais a 30° , os deslocamentos são significativamente mais elevados, assim como as cargas transmitidas aos grampos.

3.3.3. Métodos de dimensionamento

Diversos métodos de projeto foram propostos para simular o comportamento do solo grampeado.

Para a análise da estabilidade de encostas e escavações, com ou sem a introdução de inclusões passivas (grampos), são escolhidos métodos de análise por equilíbrio limite (Bishop Simplificado, Sarma ou Janbu, por exemplo) e métodos de análise baseados no comportamento tensão-deformação do maciço grampeado.

Os métodos de análises por equilíbrio limite consistem na determinação do equilíbrio de uma massa ativa de solo, localizada entre uma determinada área do talude delimitada por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou de geometria qualquer. O equilíbrio desta massa de solo ativa é analisado pelos métodos convencionais, tais como, o método das fatias de Bishop, Bishop Simplificado, Janbu ou Fellenius, por exemplo.

Nestes métodos, o solo é dividido em fatias verticais, as quais são analisadas por equilíbrio estático. A estabilidade da estrutura é verificada através de um sistema de equilíbrio de forças estáticas que atuam na massa de solo limitada pela superfície potencial de ruptura. O fator de segurança (FS) é considerado como constante ao longo da superfície de ruptura e é definido pela razão entre a resistência ao cisalhamento do solo (τ_r) e a tensão cisalhante mobilizada (τ_{mob}) ao longo da superfície de ruptura. O sistema de equilíbrio do solo é determinado usando a redução de parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito interno).

Quando se introduz o reforço nos taludes (grampos, neste caso), as forças mobilizadas (forças axiais e, eventualmente, forças cisalhantes e momentos fletores) nos elementos de reforço devem ser consideradas no equilíbrio estático. Essas

forças dependem das características do mecanismo de interação solo-inclusão (atrito lateral e pressões laterais entre o solo e o grampo).

Existem na literatura diversos métodos de cálculo de estruturas grampeadas. As hipóteses adotadas pelos diferentes métodos estão sumariadas na Tabela 22. Através destes métodos é possível analisar a estabilidade da estrutura ao longo de superfícies de ruptura interna, externa ou mista.

A estabilidade interna é a capacidade da massa de solo reforçado atuar monoliticamente, sem o colapso de qualquer um dos seus componentes (ruptura, arrancamento ou corrosão). Enquanto que a estabilidade externa refere-se à segurança da estrutura em relação ao deslizamento pela fundação, tombamento e capacidade de carga do solo de fundação. A estabilidade interna, externa e a associação de ambas (ruptura mista) em estruturas em solo grampeado devem sempre ser verificadas.

Tabela 22. Características dos métodos de cálculo em solo grampeado (adaptado de Abramson et al., 1996)

Método	Multicritério (Francês)	Alemão	Davis	Davis Modificado	Cardiff	Escoamento	Cinemático
Referência	Schlosser (1982 e 1983)	Stocker et al. (1979) e Gässler e Gudehus, 1981)	Shen et al. (1981)	Elias e Juran (1990)	Bridle (1989) e Bridle e Barr (1990)	Anthoine (1990)	Juran et al. (1988 e 1990)
Análise	Equilíbrio limite – momentos Estabilidade global	Equilíbrio limite – forças Estabilidade global	Equilíbrio limite – forças Estabilidade global	Equilíbrio limite – forças Estabilidade global	Equilíbrio limite – momentos Estabilidade global	Teoria do escoamento Estabilidade global	Análise de tensões internas Estabilidade local
Propriedades do material pré-definidas	Parâmetros do solo (c' , ϕ') Força limite nos grampos Rigidez à flexão dos grampos	Parâmetros do solo (c , ϕ) Atrito lateral	Parâmetros do solo (c , ϕ) Força limite nos grampos Atrito lateral	Parâmetros do solo (c , ϕ) Força limite nos grampos Atrito lateral	Parâmetros do solo (c , ϕ) Força limite nos grampos Rigidez à flexão dos grampos	Parâmetros do solo (c , ϕ) Força limite nos grampos	Parâmetros do solo (c' , ϕ') Parâmetro adimensional de rigidez à flexão (N)
Solicitações nos grampos	Tração, cisalhamento e flexão	Tração	Tração	Tração	Tração, cisalhamento e flexão	Tração	Tração, cisalhamento e flexão
Superfície de ruptura	Circular ou polinomial	Bilinear	Parabólica	Parabólica	Espiral logarítmica	Espiral logarítmica	Espiral logarítmica
Mecanismo de ruptura	Misto ^a	Arrancamento dos grampos	Misto	Misto	Misto	Misto	Misto
NA	sim	não	não	não	não	não	sim
Solo estratificado	sim	não	não	não	não	não	sim
Geometria da estrutura	qualquer	Face vertical ou inclinada	Face vertical	Face vertical ou inclinada	Face vertical ou inclinada	Face vertical ou inclinada	Face vertical ou inclinada

^aMecanismo de ruptura misto: ruptura relacionada com o arrancamento dos grampos ou pelo escoamento do aço.

O Método Multicritério (Schlosser, 1982 e 1983), adotado na França, é uma extensão dos métodos clássicos de equilíbrio limite (métodos das fatias), permitindo que a rigidez à flexão e a resistência ao cisalhamento nos grampos sejam consideradas quando necessário. A análise é baseada em quatro critérios:

1. Ruptura por quebra ou ruptura dos grampos (perda da resistência dos elementos de reforço). Este critério diz respeito à resistência do material de reforço empregado que deve satisfazer às tensões admissíveis na tração e cisalhamento;
2. Ruptura por arrancamento dos grampos (perda de resistência na interface solo-grampo) quando o valor da tensão cisalhante no contato solo-grampo alcança o valor admissível. Segundo Mitchell e Villet (1987), a mobilização deste mecanismo é função da orientação dos reforços em relação à superfície potencial de deslizamento. O efeito da orientação dos reforços em solo grampeado também foi estudado por Jewell e Pedley (1990a, 1990b, 1990c e 1990d). Os autores executaram ensaios de cisalhamento direto em amostras de solo arenoso com barras passivas com diferentes orientações em relação à superfície de ruptura. Os resultados dos ensaios confirmaram que o desenvolvimento de esforços de tração nos reforços depende fundamentalmente da orientação do grampo. Jewell e Pedley (1990a, 1990b, 1990c e 1990d) concluíram que os reforços têm 2 importantes efeitos: reduzir as tensões cisalhantes impostas pelo solo e aumentar os valores de tensões normais na superfície de ruptura;
3. Ruptura por tensão normal solo-grampo. A tensão aplicada pelo terreno na direção normal ao eixo de um elemento de reforço (p) atinge um valor máximo ($p_{MÁX}$). Este critério advém das hipóteses adotadas na análise do comportamento de estacas sujeitas a carregamento horizontal, em que a pressão de reação do terreno (p) está limitada por um valor ($p_{MÁX}$), além do qual o solo escoar ao redor da estaca. Mitchell e Villet (1987) afirmam que o desenvolvimento da pressão de reação do terreno contra a superfície normal à direção de arrancamento dos grampos é função da rigidez à flexão dos grampos. Apesar dos esforços de tração serem dominantes no mecanismo do reforço, empuxos passivos de terra podem se desenvolver em oposição aos grampos em ambos os lados da superfície de ruptura, quando os elementos de reforços são rígidos (Figura 57). Grampos considerados flexíveis (Figura 57a) se deformarão até que o equilíbrio seja alcançado. Todavia, grampos rígidos (Figura

57b) resistirão às deformações e, conseqüentemente, empuxos laterais de terra passivos serão mobilizados em ambos os lados da superfície potencial de ruptura, e tensões cisalhantes surgirão na seção transversal do reforço para manter o estado de equilíbrio. Grampos rígidos, dependendo do seu alinhamento (inclinação), podem ser submetidos a esforços cisalhantes e momentos fletores, além dos esforços axiais (Mitchell e Villet, 1987).

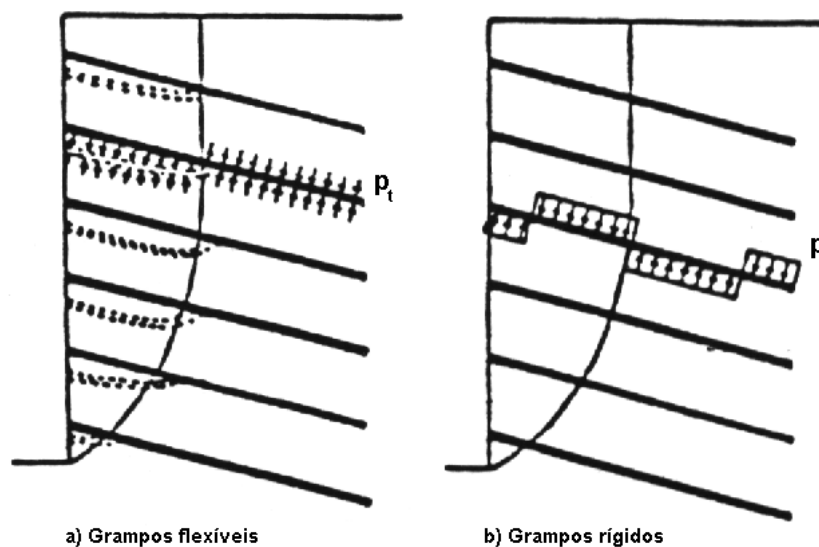


Figura 57. Influência da rigidez dos grampos no reforço (Mitchell e Villet, 1987).

4. Ruptura do solo da fundação quando tensões aplicadas ao terreno são superiores às tensões admissíveis do solo (Resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura – equação de Mohr-Coulomb).

O mecanismo de ruptura de estruturas grampeadas foi estudado por Cardoso e Fernandes (1994). Estes autores também discutem a influência da rigidez dos grampos no comportamento da massa de solo reforçada e mostram que, em casos práticos, nos quais grampos flexíveis são mais utilizados, a ruptura do grampo é mais improvável de ocorrer. Segundo os autores, uma vez que os grampos são considerados flexíveis, o comportamento do sistema reforçado é prioritariamente influenciado pelas deformações plásticas nos grampos primeiramente e, numa escala menor, por uma possível ruptura (dependendo da ductilidade dos materiais constituintes dos grampos) de uma ou mais inclusões. Em outras palavras, o comportamento do maciço reforçado depende da resistência no contato na interface solo-grampo. Se os reforços são

flexíveis e curtos, a ruptura se dará por arrancamento dos grampos ao invés da ruptura dos mesmos. Isto ocorre porque os mecanismos de interação solo-grampo, nestes casos, conduzem à concentração de altas tensões cisalhantes nas interfaces solo-grampo na extremidade do grampo distante da parede.

É importante notar que a superfície de ruptura observada no solo em ambos os casos de reforços flexíveis ou rígidos são bastante similares. Porém, no caso de grampos flexíveis, a superfície potencial de ruptura no solo desenvolve-se ao longo dos pontos de ruptura nos grampos, ao passo que no caso de inclusões rígidas, a superfície potencial de ruptura não coincide com os pontos de ruptura nas inclusões (Mitchell e Villet, 1987).

O efeito do ângulo de inclinação dos grampos merece ser mais bem discutido, uma vez que, estes condicionam as contribuições de tração, cisalhamento e flexão além dos deslocamentos na estrutura.

Jewell e Pedley (1990a, 1990b, 1990c e 1990d), através de estudos experimentais e numéricos, criticaram a consideração de flexão composta nos grampos, adotada na análise multicritério. Segundo os autores, a consideração de esforços cisalhantes resistentes nos grampos não exerce papel importante em grampos de pequenos diâmetros, sendo sua contribuição entre 10% a 15% na estabilidade global (Schlosser, 1991).

Segundo Ortigão et al. (1995 e 1997), apenas esforços de tração apresentam significativa importância na estabilidade interna de estruturas em solo grampeado. Esforços cisalhantes e momentos fletores nos grampos respondem por uma parcela menor que 3% na estabilidade global. Resultados de análises de estabilidade por equilíbrio limite demonstram que, na prática, a influência dos esforços cisalhantes e momentos fletores é muito pequena no FS calculado, mesmo em grampos mais rígidos.

Plumelle et al. (1990) afirmam que a rigidez à flexão dos grampos é mobilizada somente para grandes deformações, fornecendo uma contribuição ao aumento da segurança da estrutura.

Para fins de projeto, momentos fletores e esforços cisalhantes são omitidos. Isto pode ser aceitável se os grampos apresentarem baixos valores de momento de inércia (pequena seção transversal), forem instalados horizontalmente no solo (ou com inclinações inferiores a 20°) e não houver sobrecarga atuando na superfície horizontal do talude.

Estudos mais detalhados do método Multicritério são apresentados por Schlosser (1982 e 1983), Schlosser e Unterreiner (1990) e Clouterre (1991).

O método Alemão (Stocker et al., 1979; Gässler e Gudehus, 1981) baseia-se na idéia de que o conjunto solo-reforço forma uma estrutura rígida comportando-se com um muro de peso. Este método originou-se de resultados de ensaios “in situ” em uma prova de carga com ancoragens verticais (Gässler e Gudehus, 1981), restringindo-se os deslocamentos horizontais na superfície do terreno. Guimarães Filho (1994) contestou a validade dos ensaios, afirmando que os deslocamentos horizontais inerentes aos ensaios não condizem com casos reais de reforço de taludes com solo grampeado, pois as superfícies de deslizamento admitidas foram induzidas pela placa de carga.

O modelo Alemão pressupõe o desenvolvimento de dois monolitos delimitados por uma superfície de ruptura bi-linear: uma região representada pelo muro de gravidade (cunha trapezoidal) e outra, triangular, representando uma cunha ativa de terra. No caso de sobrecarga elevada e próxima ao bordo, o mecanismo de Coulomb (cunha triangular) deve ser considerado. Dois exemplos de cálculo, demonstrando a influência da posição e valor da sobrecarga no método, são encontrados em Veloso e Magro (1986). Outros exemplos podem ser vistos em Gässler (1988).

Love (1995) também propôs um método de cálculo baseado no mecanismo de desenvolvimento de uma cunha de ruptura bi-linear.

O método de Davis (Shen et al., 1981) é muito difundido nos Estados Unidos. O modelo baseia-se em estruturas convencionais de escoramento, onde os grampos são apenas elementos de contenção e não de melhoramento do solo, similarmente ao atirantamento (Dyminski, 1994). O atrito máximo na interface solo-grampo é admitido como constante e o valor da tração aplicada em cada grampo na superfície de ruptura é então calculado. Elias e Juran (1990) propuseram modificações no método de Davis em relação à geometria da estrutura. Mitchell e Villet (1987) utilizaram o método de Davis para o cálculo dos reforços em estruturas grampeadas. Para efeito de dimensionamento, a região do terreno que recebe os reforços constitui um maciço monolítico, procedendo-se as análises de estabilidade interna e externa. Na estabilidade interna, são calculadas as forças que tracionam as barras (grampos), que devem ser inferiores à carga admissível sob o ponto de vista estrutural e à força limite proporcionada pelo atrito solo/grampo. A estabilidade global (externa) consiste em verificar o equilíbrio do talude segundo superfícies potenciais de ruptura que passem por trás da zona reforçada. No presente caso, os autores utilizaram o programa STABL para análises que admitiram superfícies que passam tanto

atrás da zona reforçada como as que interceptam parcial ou totalmente os grampos, o que possibilita uma verificação adicional da estabilidade interna.

Um método matemático rigoroso, usando uma superfície log-espiral, foi proposto como “análise limite cinemática aproximada” para o projeto de estruturas de contenção em solo grampeado (Juran et al., 1988 e 1990). Este método estabelece uma estimativa da máxima tensão e forças cisalhantes mobilizadas. O método também permite a avaliação do efeito dos principais parâmetros de projeto (geometria da estrutura, sobrecargas, posição da linha freática, estratificação do solo, inclinação do talude, espaçamento e rigidez dos grampos) na magnitude e localização das tensões máximas e momentos fletores desenvolvidos nos grampos.

É importante notar a incompatibilidade entre os métodos de cálculo por equilíbrio limite (Tabela 22) em relação à consideração das forças entre fatias, distribuição de empuxos de terra e forças e rigidez dos grampos. Em resumo, uma adequada análise por equilíbrio limite deve:

- Analisar os diferentes modos de ruptura (ruptura externa, interna e mista);
- Levar em consideração os esforços de tração nos grampos flexíveis (no caso de grampos com rigidez à flexão considerável, forças cisalhantes e momentos fletores devem ser considerados - Schlosser e Unterreiner, 1990);

Ainda em relação ao conceito de equilíbrio limite, Zirlis et al. (1999) apresentam dois outros métodos de análise de estruturas grampeadas. O primeiro, denominado Método do Pseudo Muro de Gravidade, consiste na consideração de um “monolito” com comportamento comparável a um muro de pedra. O dimensionamento é realizado por equilíbrio externo e interno do maciço reforçado. O equilíbrio externo é assegurado quando um valor mínimo de B (largura do monolito) atende aos 4 modos de instabilização da estrutura (Figura 58).

O equilíbrio interno é estabelecido investigando-se superfícies potenciais de ruptura passando através dos reforços. Variando-se a posição, quantidade, inclinação e capacidade de carga dos reforços, consegue-se estabelecer o equilíbrio e, conseqüentemente, a combinação otimizada de espaçamentos verticais e horizontais que satisfaça a segurança exigida com relação a rupturas internas.

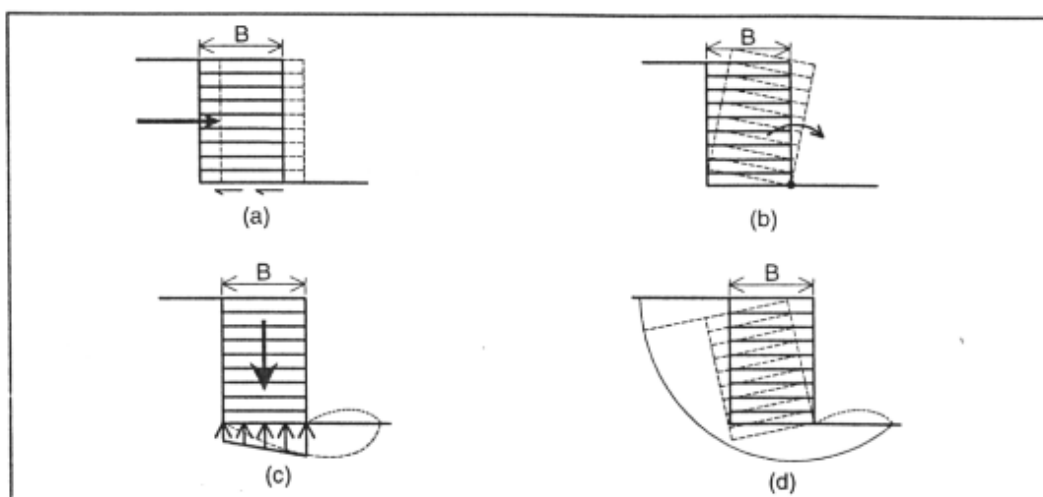


Figura 58. Modos de instabilização externa (Zirlis et al., 1999).

O segundo método apresentado por Zirlis et al. (1999) é definido como “Método das Cunhas”, baseando-se no equilíbrio limite do mecanismo de ruptura de uma cunha bipartida.

Além de métodos baseados na teoria do equilíbrio limite, a Tabela 22 apresenta também métodos baseados na análise limite e métodos de cálculo baseados no escoamento do material (em particular, o método de aproximação cinemática). Esses métodos são, mecanicamente, mais rigorosos e têm sido desenvolvidos, em geral, para solos homogêneos, geometria simples, sem presença de água e sem esforços cisalhantes e momentos fletores atuando nos grampos (Anthoine, 1990).

Em todos os métodos é assumido que os deslocamentos e deformações são relativamente pequenos, o bastante para que não haja quaisquer mudanças na geometria da estrutura anteriormente à ruptura. No caso de grampos flexíveis, a reorientação dos grampos devido à movimentação do maciço ao longo superfície de ruptura é desconsiderada.

É importante ressaltar que os métodos baseados em equilíbrio limite não permitem o cálculo das forças que se desenvolvem ao longo dos grampos à medida que os estágios de escavação prosseguem (estrutura em serviço), assim como, a estimativa dos deslocamentos. Desta maneira, os posicionamentos dos grampos não podem ser otimizados para limitar as deformações ao longo da estrutura. Adicionalmente, não se podem prever condições de ruptura progressiva devido à quebra dos grampos.

Long et al. (1990) demonstraram a importância de algumas variáveis, tais como, a forma assumida para a superfície de ruptura, inclinação da parede, altura da parede, resistência do solo, resistência dos grampos, inclinação dos grampos e comprimento dos grampos, na análise da estabilidade global de uma massa de solo reforçada utilizando-se a técnica de solo grampeado. Os autores realizaram análises de estabilidade através dos diversos métodos de equilíbrio limite e observaram que a consideração de superfícies circulares, bi-lineares ou em cunha tripartida podem levar a valores de FS muito próximos.

Ainda com relação ao Fator de Segurança (FS) estabelecido pelos métodos propostos na Tabela 22, Juran e Elias (1990) relatam que o FS relacionado com a estabilidade local em cada nível de grampo pode ser significativamente mais crítico que o FS relacionado à estabilidade global da estrutura. Assim, torna-se essencial, em projetos de solo grampeado, a determinação dos esforços nos grampos (tração e cisalhamento) e momentos mobilizados sob condições de trabalho da estrutura. Como sugestão, o FS local pode ser calculado pelo Método Cinemático (Juran et al., 1988), enquanto que o FS global poderia ser calculado pelo método de Davis ou pelo método Francês. Comparações entre esses dois métodos demonstram que fatores de segurança mais baixos são fornecidos pelo método de Davis (Juran et al., 1990).

O fator de segurança global representa a margem de segurança a qual deve ser levada em consideração em função de incertezas na determinação das propriedades dos materiais envolvidos, nas condições de carregamentos e erros inerentes à metodologia de cálculo. Fatores de segurança parciais podem ser considerados individualmente na determinação das propriedades do solo, das forças externas atuantes na estrutura, nas propriedades do material da interface solo-grampo e na resistência ao escoamento do aço dos grampos (Schlosser et al., 1992). Para estruturas temporárias, Cardoso e Fernandes (1994) sugerem que o fator de segurança global deve ser superior a 1,3, enquanto que, para estruturas permanentes, superiores a 1,5.

Dyminski et al. (1996) concluem que as análises baseadas no equilíbrio limite não são as mais adequadas para taludes grampeados uma vez que, apresentam uma situação de estática razoavelmente complexa, onde as deformações do maciço e dos reforços são bastante importantes para a compreensão deste comportamento.

A análise de estabilidade de taludes submetidos à sobrecarga em solo grampeado através de métodos probabilísticos (Probabilidade de Ruptura) é

explicitada por Gässler e Gudehus (1983), onde é estimada a probabilidade de ruptura em função das variáveis: peso específico do solo, ângulo de atrito do solo, resistência ao arrancamento dos grampos e sobrecarga. Hettler e Schwing (1989) também discutem métodos baseados no conhecimento de parâmetros estatísticos.

3.3.4. Comparação entre métodos

Pockoski e Duncan (2000) apresentaram uma comparação entre os diversos programas computacionais para o dimensionamento de taludes reforçados com grampos. Foram relatadas a facilidade de uso, aplicabilidade, acurácia e eficiência de 8 “softwares” para uma série de casos práticos. Estudos semelhantes foram realizados por Vieira (1996) para o caso de três programas computacionais desenvolvidos na Universidade de Brasília.

Uma outra comparação entre os diversos métodos de análise existentes para estruturas em solo grampeado foi apresentada por Camargo (2005) e Hachich e Camargo (2003 e 2006). Segundo os autores, o método de Cardiff (Bridle, 1989; Bridle e Barr, 1990) apresentou erros grosseiros em sua formulação e resultados discrepantes em comparação a todos os demais. Todavia, os autores ressaltaram que uma versão corrigida do método, apresentada por Bridle e Davies (1997), não foi introduzida na comparação. Já o método Multicritério (Schlosser, 1982 e 1983) demonstrou ser o mais completo, intuitivo e versátil de todos os processos analisados (Camargo, 2005).

3.3.5. Análises tensão-deformação

A análise da estabilidade de taludes grampeados com base em análises tensão x deformação é realizada com o auxílio de programas computacionais baseados nos métodos dos elementos finitos (MEF) ou das diferenças finitas (MDF). O estudo do comportamento tensão x deformação de uma estrutura em solo grampeado é uma opção interessante, uma vez que as diferentes etapas de construção da obra podem ser avaliadas.

Silva (1999) e Silva et al. (2001) comprovaram a eficiência de um modelo computacional implementado para análise de estruturas grampeadas. Com esta ferramenta foi possível avaliar esforços axiais e cisalhantes, solicitados na

interface grampo/nata, nata/solo e no próprio aço (grampo) além de, momentos fletores de um material “equivalente”, formado pela combinação da rigidez do grampo e da nata. Testes preliminares comprovaram a eficiência da instalação de grampos na horizontal e mostraram que o efeito do reforço é equivalente ao aumento de tensão confinante ou da coesão do maciço terroso. Adicionalmente, os estudos mostraram que a rigidez à flexão dos grampos é muito importante quando as cargas se aproximam da condição de colapso.

Análises da rigidez dos grampos em estudos paramétricos realizados por Lima (1996) e Ehrlich et al. (1996) têm demonstrado a importância da rigidez à flexão no controle do escoamento do solo. Segundo os autores, grampos com rigidez à flexão elevada e inclinações próximas a zero são mais eficientes no controle da plastificação do material, por estarem associados a menores deslocamentos horizontais. Quanto maior a inclinação dos grampos, maior será a influência da rigidez à flexão nas tensões internas. Para grampos rígidos, o aumento da inclinação das barras reduz as tensões nos grampos e aumenta os momentos fletores. Em grampos flexíveis, verifica-se um comportamento inverso.

Segundo Lima (1996), a flexão afeta o comportamento do modelo de ancoragem, para o caso de taludes de pequenas dimensões. O autor também chama atenção para o fato de que as análises realizadas sob deformação plana podem ser ditas aproximadas, e que certamente análises 3D seriam mais representativas do comportamento real do maciço. Entretanto tais análises são muito mais dispendiosas do ponto de vista computacional. O autor sugere então, a simulação de um “efeito tridimensional” a partir da consideração do espaçamento entre grampos, já que este é, geralmente, fixado como unitário.

Unterreiner et al. (1995) confirmaram que análises numéricas bidimensionais são aceitáveis pelo menos para pequenas deformações, durante a fase de construção, quando a estrutura está distante da ruptura.

Lima (2002), com o auxílio do programa computacional FLAC (Itasca, 1996), estudou a influência dos parâmetros de projeto no comportamento de escavações grampeadas. Foi simulado o comportamento tensão-deformação de taludes em solos residuais, usualmente encontrados nas encostas do Rio de Janeiro. Segundo o autor, a influência da inclinação do talude é significativa nos deslocamentos horizontais, os quais crescem de magnitude à medida que o talude torna-se mais íngreme. A execução de escavações com taludes ligeiramente inclinados reduzem significativamente a magnitude dos

deslocamentos no topo. Esta redução chega a 75% quando se passa de uma escavação vertical ($\beta=90^\circ$) para uma inclinação de $\beta=80^\circ$ (Lima et al., 2002).

Lima et al. (2003b e 2005a) demonstraram a aplicação do programa computacional FLAC (Itasca, 1996) em simulações de escavações grampeadas obtendo-se, a cada etapa construtiva, deslocamentos, tensões, forças axiais nos grampos, etc.

Lima et al. (2005b) e Gerscovich et al. (2005) compararam o comportamento tensão-deformação de taludes em solo grampeado, a partir do uso do programa computacional FLAC (método das diferenças finitas; Itasca, 1996) e do programa computacional PLAXIS (método dos elementos finitos; Brinkgreve e Vermeer, 1998). Os deslocamentos horizontais a 1,0m da face da escavação e os esforços axiais desenvolvidos ao longo dos grampos, na última etapa de escavação, foram comparados para os programas computacionais utilizados. As análises numéricas ressaltaram que os deslocamentos horizontais ao longo da profundidade e a distribuição dos esforços axiais nos grampos são significativamente influenciados pelo tipo de modelagem do grampo, além do sistema de fixação do mesmo na parede.

3.3.6.

Considerações especiais de projeto

Tendo em vista que a concepção de um talude em solo grampeado constitui-se em uma técnica de reforço do terreno “in situ”, é comum encontrar situações específicas de obra que acarretam em considerações especiais de projeto, como as comentadas a seguir.

No caso de reforço de taludes em solos residuais, o maciço pode ser bastante heterogêneo. Esta heterogeneidade, reflexo dos processos genéticos, diagenéticos e intempéricos, conduz a valores de peso específico e resistência ao cisalhamento dos solos, além da resistência ao cisalhamento no contato solo-grampo (q_s), bastantes distintos ao longo da profundidade de escavação. Em princípio, tais fatores implicam em dificuldades computacionais no que diz respeito às considerações adotadas nas análises de estabilidade em equilíbrio limite, visto que, a maioria dos programas é restrita a solos relativamente simples, homogêneos ou dispostos em camadas horizontais.

As análises de estabilidade devem considerar os modelos de superfícies potenciais de ruptura globais correspondentes ao tipo de solo. Adicionalmente,

os solos residuais quase sempre exibem superfícies específicas de deslizamento, definidas por estruturas reliquias, com resistências significativamente menores que as da massa de solo. Desta forma deve-se avaliar as superfícies de ruptura localizadas, delimitadas pela heterogeneidade do maciço (planos de fraqueza) e controlada pela resistência das estruturas reliquias.

Os aspectos geológicos são muito importantes no estudo de estabilidade de taludes grampeados, pois podem indicar a presença de heterogeneidade e anisotropia nos maciços. Recomenda-se a realização de mapeamento geológico-geotécnico a fim de auxiliar a interpretação dos mecanismos de instabilização da massa reforçada (Gomes Silva, 2006).

3.4.

Obras de solo grampeado instrumentadas

O conceito básico da técnica de solo grampeado consiste no uso de inclusões passivas para reforçar o solo “in situ”. As inclusões são instaladas durante a construção, imediatamente após cada etapa de escavação, para restringir deformações no maciço à medida que se executa o corte no talude. A mobilização efetiva da resistência dos grampos delimita os deslocamentos no solo. Conseqüentemente, o desempenho da obra em solo grampeado deve ser verificado através de monitoramento dos deslocamentos da massa reforçada, além da medição dos esforços mobilizados nos grampos, ao longo das diversas etapas de execução e operação.

3.4.1.

Parâmetros a serem monitorados

Os principais parâmetros a serem monitorados para a avaliação do comportamento de taludes em solo grampeado são:

- Movimentações horizontais e verticais da face: podem ser obtidas por marcos superficiais na face, levantamento topográfico e inclinômetros instalados tipicamente a 1m da face. As movimentações na superfície do terreno podem ser obtidas por nível óptico. Movimentações em pontos pré-determinados na massa grampeada podem ser obtidas através da instalação de “tell tales” (alongômetros);

- Movimentações locais ou deterioração do revestimento da face: podem ser observadas durante inspeções diárias ao longo da execução da obra e, eventualmente, utilizando-se medidores de trincas;
- Drenagem da massa reforçada: pode ser monitorada visualmente ou por piezômetros instalados no talude;
- Performance de qualquer estrutura próxima à crista do talude grampeado (edificações, encontros ou fundações de pontes, rodovias, etc.): possíveis movimentações de estruturas vizinhas podem ser avaliadas com a instalação de marcos superficiais e levantamento topográfico com aparelho óptico;
- Esforços atuantes nos grampos, com especial atenção para a magnitude e localização dos esforços axiais máximos: medidores de carga ou deformação tais como os “strain-gauges” instalados ao longo do comprimento do grampo determinam a magnitude e localização dos esforços axiais máximos no reforço. Idealmente, os “strain-gauges” devem ser colados em pares diametralmente opostos, para se avaliar o efeito da flexão nos grampos. Em geral, são fixados a cada 1,5m;
- Esforços atuantes na extremidade do elemento de reforço, próximo à face de escavação: podem ser obtidos com o auxílio de células de carga instaladas na extremidade do grampo (próxima à face) ou por leituras dos “strain-gauges” localizados na região de interesse;
- Precipitação pluviométrica: podem ser utilizados pluviômetros do tipo gangorra ou báscula;
- Infiltração da água no terreno: provoca redução da sucção e aumento de poropressões e, conseqüentemente, pode causar deslocamentos do talude. Pode ser avaliada com o auxílio de piezômetros e indicadores de nível d’água.

3.4.2.

Instrumentos típicos de monitoramento de taludes grampeados

Alguns dos instrumentos típicos de monitoramento de taludes grampeados serão apresentados a seguir. Uma revisão mais completa sobre o assunto pode ser vista em Dunnicliff e Green (1988).

i. Medidores de Nível d’água

Objetiva a determinação da posição da linha freática. Trata-se de um instrumento bastante simples. Em princípio, basta a execução de um furo de

sondagem ou poço, com a correspondente determinação da cota do nível d'água através de um cabo elétrico com dois condutores (Figura 59). O cabo é graduado de metro em metro e, nas extremidades, há um sensor constituído por dois eletrodos dispostos concentricamente, isolados entre si. O sensor é introduzido no tubo do instrumento e ao atingir o nível d'água, fecha-se o circuito elétrico e a condição de leitura é percebida por sinal sonoro.

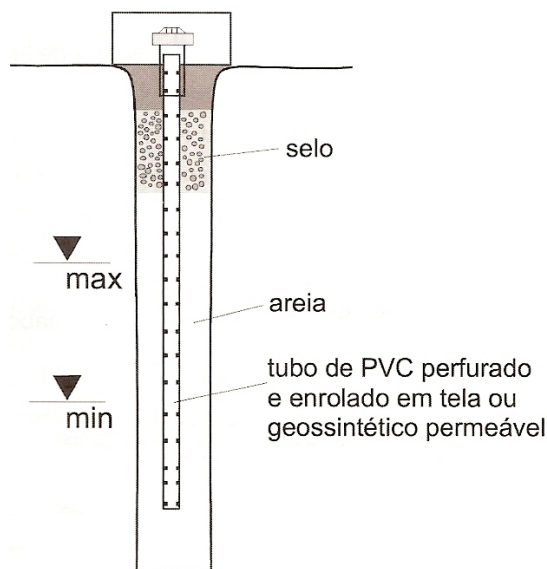


Figura 59. Medidor de nível d'água (Ortigão e Sayão, 2000).

ii. Piezômetro

É um instrumento utilizado para a medição da pressão da água intersticial em maciços de terra. Vários tipos de piezômetros estão disponíveis no mercado (Dunnicliff e Green, 1988), sendo o piezômetro de corda vibrante e o tipo Casagrande os mais confiáveis e de maior uso (Ortigão e Sayão, 2000).

O piezômetro de corda vibrante é um piezômetro elétrico no qual a presença de água intersticial, transmitida através de uma pedra porosa do instrumento, provoca a deflexão de uma membrana cuja deformabilidade é medida por um transdutor de corda vibrante.

O piezômetro tipo Casagrande (Figura 60) é composto de um tubo vertical ligado a uma ponta porosa por onde a água pode livremente entrar ou sair. Mede-se a poropressão através da altura de coluna d'água no tubo com o auxílio de um instrumento indicador de nível d'água (torpedo contendo uma chave elétrica, fio graduado e um carretel, semelhante ao empregado em medidores de nível d'água). Os procedimentos e recomendações para a

instalação do piezômetro no maciço são apresentados em Dunnicliff e Green (1988), Cruz (1996) e Ortigão e Sayão (2000).

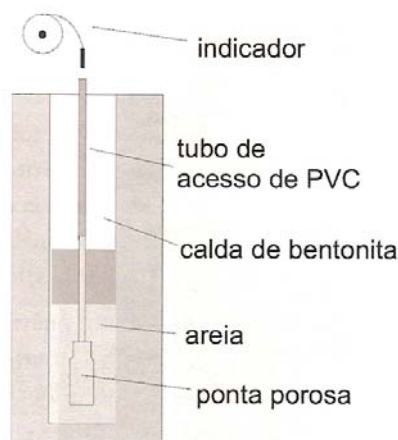


Figura 60. Piezômetro Casagrande (Ortigão e Sayão, 2000).

iii. Marcos superficiais

São dispositivos instalados na crista e regiões localizadas de taludes, que possibilitam o controle geodésico dos deslocamentos verticais e horizontais do maciço. São geralmente constituídos por pilarete de concreto, dotados de plaquetas metálicas ou por pinos metálicos.

iv. Tell tales (alongômetros)

Trata-se de um instrumento para monitoramento dos deslocamentos horizontais de pontos específicos em uma mesma cota do talude. É constituído por um fio ou trena de aço, tensionado com sua extremidade interna (ponto de medição) ancorada e a extremidade externa livre, na qual é fixado um peso. A extremidade livre de cada fio é posicionada verticalmente, na face do talude, através de um mecanismo de roldanas. A movimentação vertical do peso é obtida por leituras de réguas milimetradas fixadas ao quadro de suporte das roldanas. Admite-se que a movimentação vertical do peso pode ser considerada idêntica à movimentação horizontal da outra extremidade do fio de aço (região ancorada). Os fios de aço encontram-se dentro de uma tubulação rígida de PVC para proteção contra o atrito do solo confinante (Figura 61).

Geralmente, os “tell tales” são instalados sem dificuldades em furos inclinados, sendo imunes a oscilações térmicas e elétricas e de fácil montagem, operação e manutenção. As leituras e cálculos são relativamente rápidas e simples, no entanto este instrumento apresenta resolução limitada a 0,5mm em

função da escala milimétrica utilizada (Nunes et al., 2006). A precisão é de $\pm 5 - 20\text{mm}$ (Dunnicliff e Green, 1988).

A verificação do desempenho deste instrumento pode ser vista nos trabalhos de GCO (1979), Castro (1999), Becker e Nunes (2002 e 2003) e Nunes et al. (2006).

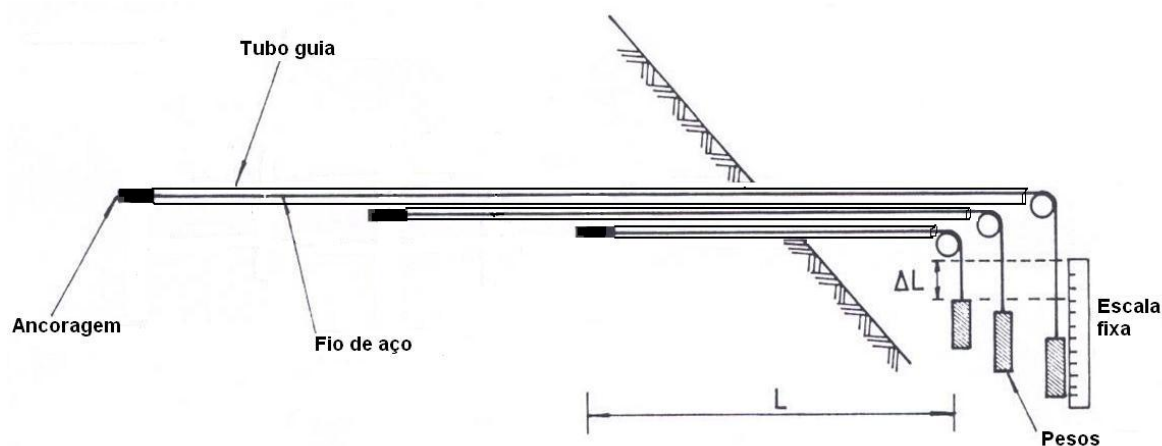


Figura 61. Configuração com 3 “tell tales” (GCO, 1979).

v. Inclínômetros

Instrumento destinado à observação dos deslocamentos horizontais do maciço de terra que consiste de duas unidades: um sensor formado por um pêndulo agindo sob ação da gravidade montado no interior de um torpedo usinado em liga de alumínio e uma unidade de leitura, na superfície do terreno. A inclinação do torpedo em relação à vertical é registrada por meio de um sinal elétrico registrado no equipamento de leitura.

A movimentação do torpedo no interior da massa de solo é realizada pelos tubos do inclinômetro, o qual é dotado de ranhuras que controlam a orientação do torpedo. O tubo é orientado por ocasião da instalação de tal forma que as ranhuras concordem com os eixos principais da obra. Estes tubos de revestimento de plástico ou alumínio (com cerca de 80mm de diâmetro) são instalados no interior de um furo de sondagem (com pelo menos 100mm de diâmetro) até uma profundidade abaixo da zona suscetível de movimentação.

O espaço entre o furo de sondagem e os tubos deve ser preenchido com mistura de calda de cimento-bentonita (1:10), pelo método ascendente e através de mangueira de injeção. Deve-se evitar a utilização de areia, pois esta alternativa causa maior dispersão de resultados (Cruz, 1996). É importante ressaltar que, no fundo do furo de sondagem, o tubo de acesso do torpedo deve estar bem ancorado. Adicionalmente, visto a necessidade de conservar os tubos

desobstruídos, deve ser prevista a construção de caixas de proteção de acesso ao interior do tubo. As fases de instalação do tubo de acesso do torpedo estão ilustradas na Figura 62.

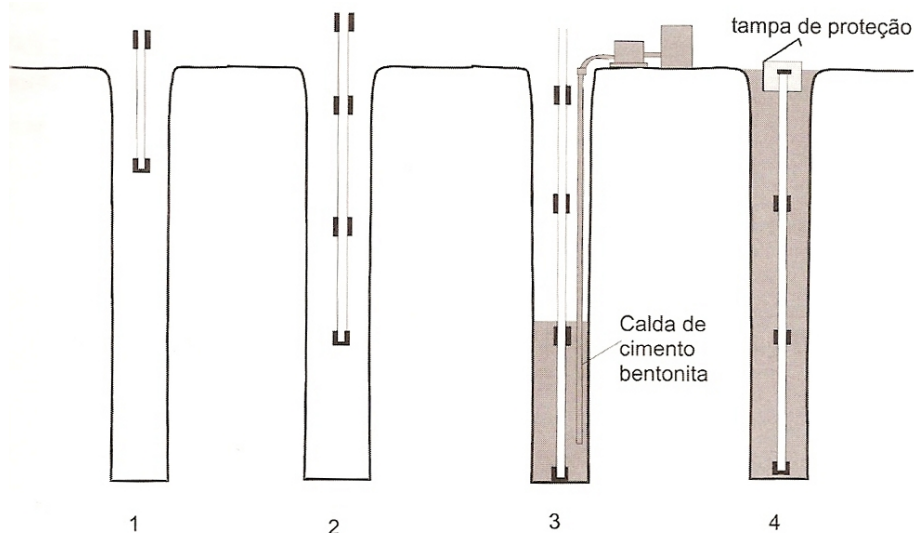


Figura 62. Etapas de instalação do tubo de acesso (Ortigão e Sayão, 2000).

O torpedo utilizado é a prova d'água e tem 6cm de diâmetro e 38,1cm de comprimento. No interior do torpedo está alojado o pêndulo citado anteriormente. O torpedo contém 4 rodas diametralmente opostas duas a duas e espaçadas entre si de 2 pés (60,96cm). A conexão entre o torpedo e a unidade de leitura é feita por um cabo elétrico, com núcleo de aço revestido por neoprene, a prova d'água, com marcações coloridas a cada 1 pé (30,48cm).

A unidade de leitura consiste numa caixa de controle com um indicador digital, no interior da qual encontra-se uma bateria recarregável de 6 volts, com autonomia de 12 horas. A leitura digital mede a inclinação do tubo de revestimento a intervalos freqüentes de profundidades.

Usualmente são efetuadas quatro séries de leituras, com as rodas fixas do sensor (torpedo) voltadas para montante e jusante, em um único par de ranhuras diametralmente opostas (Figura 63). Este procedimento permite obter a leituras de deslocamentos nas duas direções ortogonais entre si.

O cálculo dos deslocamentos horizontais utiliza o valor da medição angular feita através do aparelho e a distância vertical medida no cabo elétrico. A equação (9) apresenta a formulação para a obtenção dos deslocamentos horizontais. O princípio de funcionamento do inclinômetro está ilustrado na Figura 64.

$$\delta_h = \sum L_m \cdot \sin \theta_t \quad \text{eq.(9)}$$

Onde: δ_h = deslocamento horizontal na profundidade;

L_m = distância entre medidas;

θ_t = inclinação do tubo em relação à vertical, fornecida pela equação (10):

$$\theta_t = \sin^{-1} \frac{\text{leitura}_N - \text{leitura}_S}{4 \cdot 10^4} \quad \text{eq.(10)}$$

Onde:

Leitura_N = leitura fornecida pelo instrumento na direção N (Figura 63);

Leitura_S = leitura fornecida pelo instrumento na direção S (Figura 63);

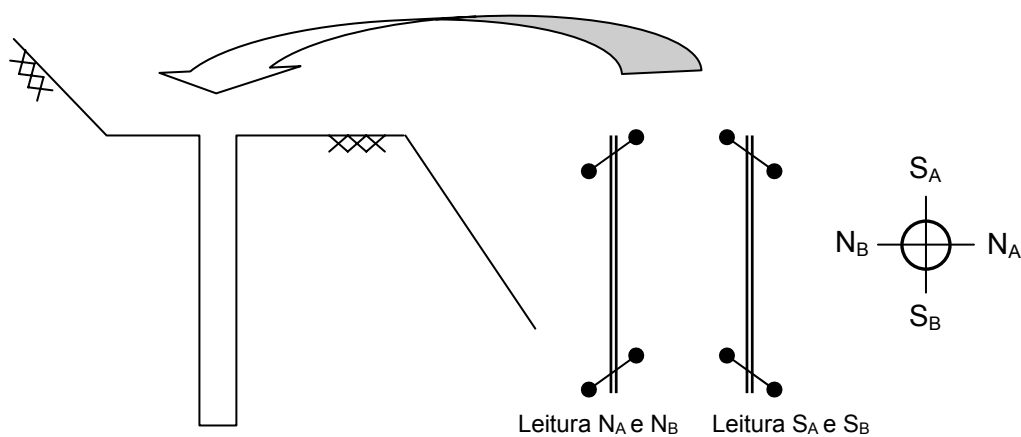


Figura 63. Indicação das leituras do inclinômetro.

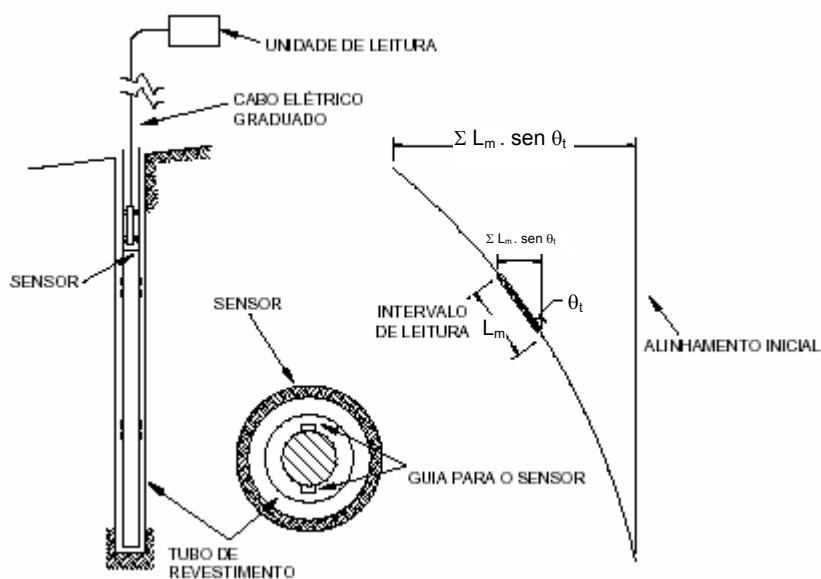


Figura 64. Princípio de funcionamento do inclinômetro (Dunnicliff e Green, 1988).

Alguns fatores podem afetar a precisão das leituras, tais como: a precisão do transdutor, projeto e estado das guias das rodas, alinhamento do tubo, procedimento de reaterro do tubo, efeito da variação de temperatura (em tubos plásticos), manuseio da sonda e distância entre as leituras (a máxima precisão alcançada é aquela que emprega um intervalo de leitura igual ao espaçamento entre as rodas, equivalente a 50cm).

No Brasil, as unidades de leitura mais utilizadas são da marca SINCO (“Slope Indicator Company”), existentes em dois modelos: série 200-B e Digitilt. As diferenças mais significativas entre os dois modelos dizem respeito a resolução e precisão. O modelo Digitilt tem resolução dez vezes maior e a precisão cinco vezes melhor que o modelo 200-B, de $\pm 1 - 13\text{mm}$ em 30m (Cruz, 1996). A Figura 65 ilustra o equipamento do modelo Digitilt, apresentando dois modelos de caixas de leituras.



(a) Torpedo, cabo e roldana



Digitilt Datamate 50310900



Digitilt Indicator 50309

(b) Caixas de leitura

Figura 65. Equipamento de inclinômetro tipo “Digitilt” (SINCO, 2004).

A calibração do equipamento deve ser feita regularmente e o procedimento é relativamente simples. Consiste na colocação do torpedo em um tubo ranhurado, com cerca de 50cm, fixo a uma parede. Inclina-se o tubo para valores pré-determinados e conhecidos de distorção angular (em geral de 0° a 30°, em intervalos de 5°), obtendo-se valores conhecidos de deslocamentos e comparando-os com os obtidos pelo equipamento.

As recomendações sobre a instalação do tubo de acesso do inclinômetro, assim como, as especificações técnicas do equipamento, procedimento de leituras e de medições foram reportadas por Jucá et al. (1980), Cruz (1996), Ortigão e Sayão (2000), SINCO (2004), Nunes et al. (2006).

vi. Células de carga

Consiste em um instrumento empregado para monitorar as cargas nos grampos, seja para a fase de controle de qualidade (ensaios de arrancamento) ou ao longo da vida útil da estrutura. A célula de carga é instalada na cabeça do grampo, especificamente entre o cabeçote de ancoragem e a placa de distribuição de carga (com espessura maior que 30mm). Pode ser mecânica ou de corda vibrante. Em ambos os casos, têm-se uma associação entre a carga e deformação da célula, obtida por calibração realizada em laboratório.

Nos ensaios de arrancamento, recomenda-se o uso de células de carga, para se obter a magnitude das cargas no ensaio. O uso de macacos hidráulicos, mesmo que aferidos, pode levar a erros enormes que facilmente atingem a 20% da carga. Esta diferença é, em grande parte, associada ao desalinhamento da carga, que faz com que o pistão seja submetido a uma força lateral que aumenta consideravelmente o atrito (Ortigão e Sayão, 2000; Springer, 2006).

vii. Strain-gauges

As deformações em peças de concreto ou aço podem ser medidas de diversas maneiras (e conseqüentemente, com sensores baseados em diferentes princípios físicos), tais como: sensores mecânicos (paquímetros, micrômetros), sensores magnéticos (indutivos, efeito Hall), sensores ópticos (células fotoelétricas, por exemplo) e por sensores elétricos resistivos (“strain-gauges”).

O “strain-gauge” consiste em um extensômetro elétrico de resistência. É empregado para a medição de deformação superficial em peças e modelos, utilizando-se como princípio de funcionamento o fato da resistência elétrica de um filamento metálico variar com a deformação aplicada. Consta essencialmente

de uma grade metálica sensível, ligada a uma base que se cola à peça ou estrutura que se deseja monitorar. O fio sensível tem, na maioria dos extensômetros, um diâmetro aproximado de 0,01mm e é constituído por ligas metálicas especiais. A grade fica embebida entre duas folhas de papel ou dentro de uma fina película de plástico. Nas extremidades do fio sensível estão soldados dois outros de maior diâmetro que constituem o elemento de ligação do extensômetro ao circuito de medição.

As primeiras aplicações da extensometria (técnica que utiliza “strain-gauges” para análises experimental de tensões e deformações em estruturas) foram efetuadas há quase dois séculos passados. Thomsom (Lord Kelvin), em 1856, fez experimentos com cobre e ferro e concluiu que a resistência elétrica de ambos mudava quando os materiais sofriam deformações. Para realizar as medições, ele fez uso de uma “Ponte de Wheatstone” e um galvanômetro (indicador). Tal descoberta, entretanto ficou muitos anos sem utilidade prática. No entanto, a partir do século passado, o “strain gauge” passou por inúmeros aperfeiçoamentos, sendo considerado o único sistema de medição de deformação que contempla todas as propriedades requeridas para o desempenho ótimo, capaz de fornecer medidas com precisão de 10^{-6} mm/mm. Os “strain-gauges” vem sendo utilizados desde a 2ª Guerra Mundial nos mais variados ramos da engenharia. As aplicações para o “strain-gauge” são praticamente ilimitadas.

A ponte de Wheatstone é o circuito mais utilizado com extensômetros elétricos de resistência, tanto para medidas de deformações estáticas quanto dinâmicas e foi descoberta pelo físico inglês Sir Charles Wheatstone em 1843, para a medição de resistências elétricas. Neste tipo de circuito em ponte, permite-se eliminar com facilidade a influência da temperatura do extensômetro. As resistências desconhecidas são comparadas com resistências bem conhecidas. A ponte de Wheatstone se ajusta bem para instrumentação de pequenas variações de resistências, portanto, sendo perfeitamente aplicada na medição de variação de resistência em “strain-gauges”. Sendo os “strain-gauges” sensores normalmente conectados eletricamente ao circuito tipo Ponte de Wheatstone, a saída de sinal elétrico (em mV ou V) está associada à variação da resistência elétrica do extensômetro, assim, qualquer grandeza física que produzir uma variação de resistência elétrica pode ser medida através deste sensor.

Na análise experimental de tensões as deformações específicas podem ser determinadas por meio de variação de resistência elétrica, do “strain gauge”, dada pela seguinte equação (Adams, 1975):

$$\frac{\Delta R}{R} = Gf \cdot \varepsilon \quad \text{eq.(11)}$$

onde Gf é a constante característica do extensômetro (informado pelo fabricante), R é a resistência elétrica do fio (em Ω), ΔR é a variação da resistência elétrica do fio (em Ω) e ε é a deformação específica do “strain-gauge” (m/m).

As deformações também podem ser calculadas a partir das leituras (em Volts) do sinal de saída da ponte de Wheatstone, registradas por um sistema de aquisição de dados (Nunes e Castilhos, 2002; Nunes et al., 2002 e 2006). Esta conversão é expressa por Perry e Lissner (1962), a partir da equação (12):

$$\varepsilon = \frac{\Delta R}{R \cdot Gf} = \frac{4 \cdot \Delta L}{(V_{exc} + 2 \cdot \Delta L \cdot Gf)} \quad \text{eq.(12)}$$

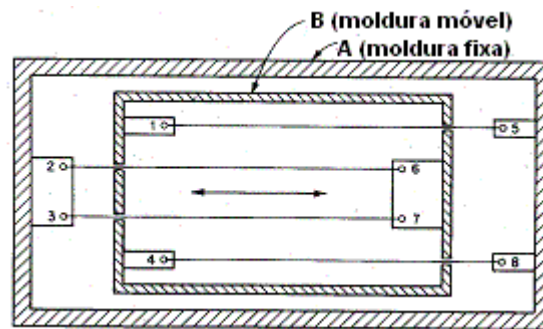
onde: ΔL = variação de voltagem dos terminais (da ponte de Wheatstone); V_{exc} = voltagem de excitação (Ponte de Wheatstone); ε = deformação específica (do extensômetro elétrico)

A maioria dos fabricantes oferece a opção de “strain-gauges” para aço com resistência de 120 ou 350 Ω . Estes são mais sensíveis, porém de maior custo que os primeiros. Ambos devem ser alimentados por uma fonte estável (Nunes et al., 2006).

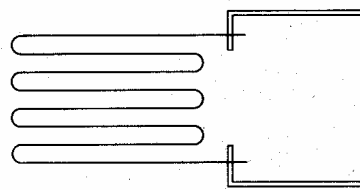
Os “strain-gauges” podem ser classificados, entre outros aspectos, quanto à sua configuração em “strain-gauges” de filamentos soltos, filamentos colados, de filmes metálicos colados, entre outros (Adams, 1975; WSM, 1976; Zaro, 2003). A Figura 66 ilustra alguns tipos destes “strain-gauges”.

O desempenho satisfatório do “strain gauge” depende de diversos aspectos, entre outros: da escolha da cola adequada (normalmente indicada pelo fabricante), do material de base, da “operação” de colagem do extensômetro no metal-base. Os adesivos normalmente utilizados na colagem de “strain-gauges” podem ser nitrocelulose, cianacrilato, cerâmicos e fenólico. Eles devem apresentar elevada resistência mecânica, boa aderência, facilidade de aplicação e baixa sensibilidade ao efeito da temperatura sobre o seu desempenho.

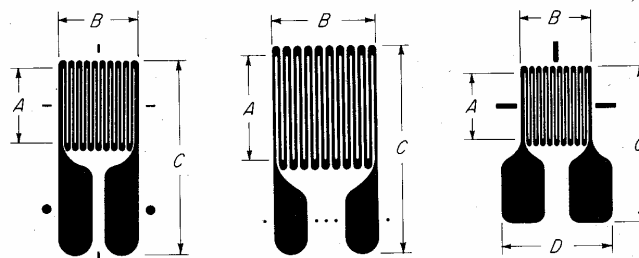
A superfície da amostra deve ser “preparada” antes de efetuar a colagem do “strain-gauge”. É aconselhável seguir as recomendações do fabricante, principalmente, quanto ao tipo de cola utilizada. Com pequenas variações, entretanto, o procedimento de preparação da superfície, colagem, e proteção do “strain-gauge”, podem ser aqueles recomendados por Zaro (2003), Springer (2006) e Nunes et al. (2006).



(a) “Strain-gauge” com filamentos soltos



(b) “Strain-gauge” de filamentos colados



(c) “Strain-gauge” de filmes metálicos colados

Figura 66. Tipos de “strain-gauges” (Adams, 1975; WSM, 1976; Zaro, 2003).

Na investigação experimental, a ponte de Wheatstone é o circuito básico utilizado para medidas com strain gauges, podendo estes ocupar diferentes disposições nos ramos da ponte. Contudo, para a realização destas medidas deve-se levar em consideração certos fatores, tais como: cabos elétricos de ligação dos extensômetros, terminais dos extensômetros, compensação de temperatura e outros.

viii. Sistema de aquisição de dados (SAD)

O sistema de aquisição de dados é um equipamento que registra as leituras fornecidas pelos instrumentos de medição, através de canais que recebem as leituras e as armazenam na memória de um computador acoplado via serial. Este tipo de equipamento pode ser utilizado para observar a variação das tensões atuantes nos grampos, durante as sucessivas etapas de grampeamento do talude.

3.4.3. Métodos de monitoramento

O Departamento de Transporte dos Estados Unidos (Byrne et al., 1998; Lazarte et al., 2003) sugere que a instrumentação de obras grampeadas deve compreender a utilização de inclinômetros, marcos superficiais no topo da estrutura, células de carga e “strain-gauges”. Os inclinômetros e os marcos superficiais devem ser usados para medir a movimentação da massa de solo reforçado em diferentes pontos durante e após a construção. Células de carga devem ser instaladas na extremidade de grampos pré-definidos (junto à face) para se medir os esforços de tração na cabeça do elemento de reforço. Os “strain-gauges” devem ser colados em grampos pré-definidos para se obter a distribuição e desenvolvimento dos esforços atuantes nas barras, os quais acarretarão em informações importantes para o aperfeiçoamento da técnica. É recomendável que o monitoramento seja realizado por um período mínimo de 2 anos após a construção da estrutura. A Figura 67 ilustra o esquema proposto pelo órgão.

A Fundação Instituto de Geotécnica do Município de Rio de Janeiro (GeoRio) têm utilizado pluviômetros (tipo gangorra ou báscula), piezômetros (tipo Casagrande), indicadores de nível d’água e medidores de deslocamentos (marcos superficiais e inclinômetros) no monitoramento de encostas na cidade do Rio de Janeiro. Além destes, têm sido utilizados também medidores de convergência, medidores de inclinação, células de carga, entre outros (Ortigão e Sayão, 2000; Sayão et al., 2005; Nunes et al., 2006).

Sandroni e da Silva (2005) sugeriram que o maciço em solo grampeado deve, preferencialmente, ser instrumentado com inclinômetros e, se for o caso, com piezômetros de tubo aberto e medidores de NA. Adicionalmente, os deslocamentos devem ser medidos em diversos pontos da face e da superfície

do terreno com nível óptico ou com estação global. O projeto deve especificar a instrumentação e fixar um programa mínimo de leituras, em função das sucessivas etapas da obra.

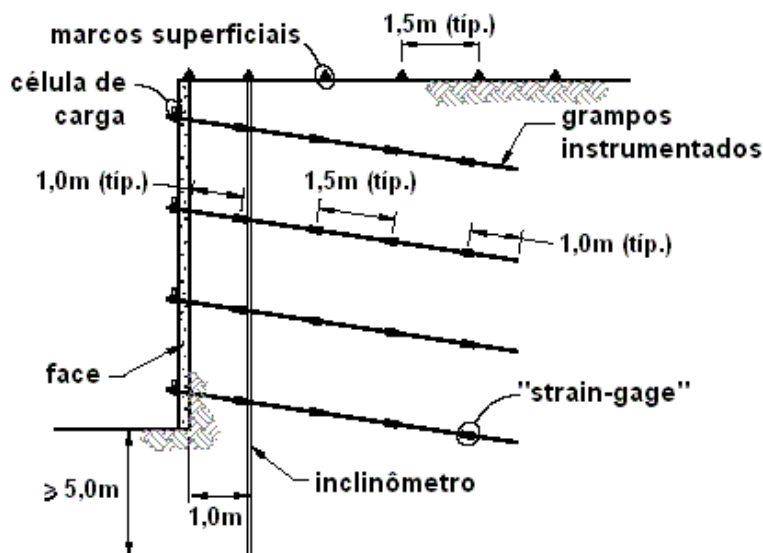


Figura 67. Esquema da instrumentação (Byrne et al., 1998; Lazarte et al., 2003).

3.4.4.

Casos históricos de taludes instrumentados

Os programas de monitoramento e instrumentação de obras em solo grampeado tiveram início na década de 70 com o surgimento da técnica, principalmente em países como a Alemanha (Gässler, 1992 e 1993), Estados Unidos (Shen et al., 1981) e França (Clouterre, 1991).

Na França, o projeto nacional de pesquisa denominado Clouterre (Clouterre, 1991) abrangeu, durante o período de 1986 a 1991, um programa de instrumentação de três obras em solo grampeado. Na ocasião foram monitorados os deslocamentos da estrutura com inclinômetros, executados ensaios de arrancamento e obtidas as deformações ao longo dos elementos de reforço, com a utilização de “strain-gauges” (Plumelle et al., 1989).

Cartier e Gigan (1983) apresentaram os detalhes do monitoramento de duas escavações grampeadas realizadas na França. A primeira escavação foi executada em solo siltoso com 11,60m de altura, reforçada com grampos cravados. Foram monitorados os deslocamentos na face com marcos superficiais e executados ensaios de arrancamento. A segunda escavação, de cunho experimental com 5,5m de altura, teve como objetivo avaliar a interação

solo-grampo através da instrumentação dos reforços e monitoramento dos deslocamentos. Nas barras de aço cravadas, com 5,5m de comprimento, foram fixados 4 “strain-gauges”. Após a execução da escavação, foi observado que as tensões de tração ao longo dos reforços são mínimas junto à face e máximas no terço central do reforço. Não foram verificados momentos fletores nas barras. Os deslocamentos horizontais máximos, fornecidos por inclinômetro, foram da ordem de 0,1%H.

Stocker e Riedinger (1990) apresentaram um programa de instrumentação de uma escavação grampeada com 17m de profundidade em silte-argiloso, para a construção de um edifício residencial. A obra foi monitorada e instrumentada com inclinômetros, células de carga, extensômetros e “strain-gauges” por um período de 10 anos. Os deslocamentos da face da escavação cessaram após o terceiro ano da obra concluída e variaram entre 0,1%H a 0,36%. Todavia, houve acréscimo de deslocamentos após a conclusão da obra entre 0,06%H e 0,15% associados à execução da estrutura. Com relação aos esforços axiais nos grampos, as leituras indicaram uma significativa influência das condições ambientais nos resultados. Quando a temperatura na superfície do terreno alcançava valores negativos, a magnitude dos esforços axiais aumentava.

Plumelle et al. (1990) reportaram os detalhes do monitoramento e instrumentação de uma escavação experimental realizada na França durante o projeto Clouterre (Clouterre, 1991). A Figura 68 apresenta os detalhes da escavação. Os deslocamentos horizontais da massa reforçada foram medidos com o auxílio de 3 inclinômetros instalados a distância de 2, 4 e 8m da face. As forças axiais nos reforços foram calculadas a partir da instalação de “strain-gauges” a cada 0,5m em todos os grampos. Os resultados obtidos pelo monitoramento indicaram, no final da construção, deslocamentos horizontais no topo da escavação da ordem de 0,3%H. Também foi observado que os esforços axiais nos grampos superiores localizaram-se entre 2,0m e 2,5m da face e não junto à parede da escavação.

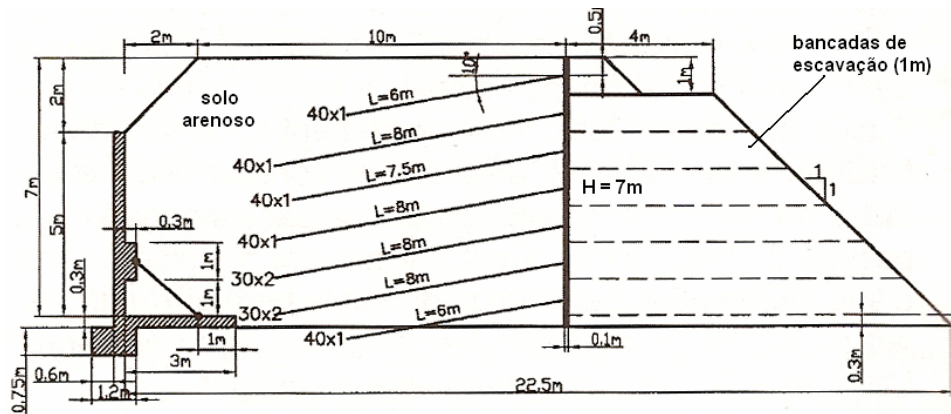


Figura 68. Escavação experimental em solo grampeado (Plumelle et al., 1990).

Drumm et al. (1996) apresentaram um plano de monitoramento de um talude reforçado com grampos sobre o qual foi lançada pilha de estêreis oriundos de atividade de mineração. O programa englobou a instrumentação de 4 seções típicas e teve como objetivo abordar o desenvolvimento das tensões nos grampos e os deslocamentos da massa grampeada durante a construção e vida útil da estrutura. Foram instalados 1 tubo de inclinômetro e 40 "strain-gauges" em cada seção. Os resultados da instrumentação não foram publicados no trabalho. A Figura 69 apresenta a geometria do talude e a Figura 70 a seção típica instrumentada.

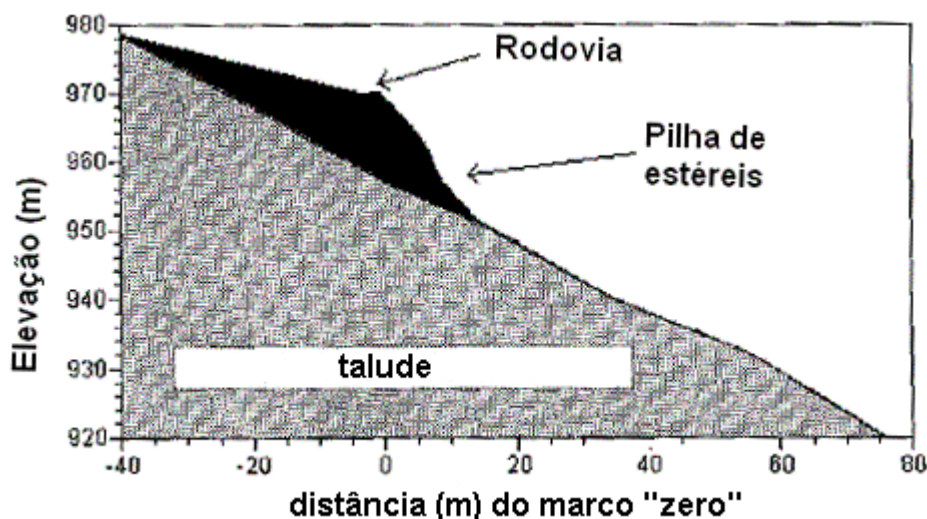


Figura 69. Geometria do talude (Drumm et al., 1996).

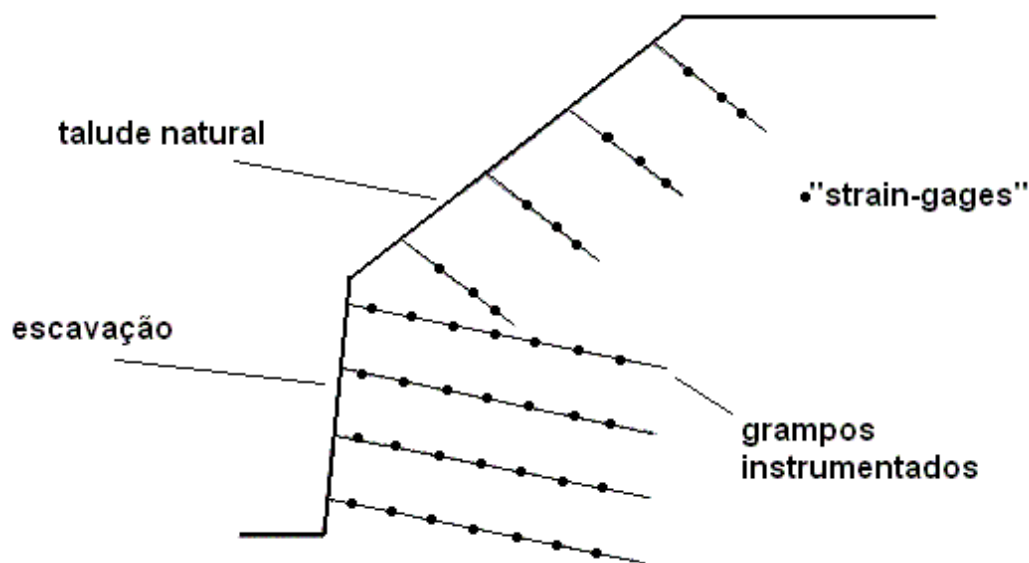


Figura 70. Seção típica instrumentada (Drumm et al., 1996).

Shiu et al. (1997) e Wong et al. (1997) apresentam os detalhes construtivos e resultados de instrumentação e monitoramento de uma escavação grampeada com cerca de 10m de altura em solo residual. O desempenho do talude foi verificado com a execução de ensaios de arrancamento instrumentados (com “strain-gauges”), instalação de 5 tubos de inclinômetros com 16m cada (distantes 0,3m da face), execução de grampos instrumentados com “strain-gauges” e células de carga na face da escavação. Os detalhes dos instrumentos estão ilustrados na Figura 71. Durante a escavação, a frequência das leituras foi diária e após o final da obra foram obtidas medidas a cada 3 ou 4 dias. No final da escavação, os deslocamentos horizontais fornecidos pelos inclinômetros apresentaram valores máximos da ordem de 26mm (0,26%H). Após 3 meses da conclusão da obra, eles aumentaram para 31mm (0,31%H) e após 36 meses, para 37mm (0,37%H). Este aumento, segundo Wong et al. (1997), seria atribuído ao aumento do grau de saturação do talude devido à infiltração de água das chuvas e conseqüente perda da parcela de sucção no solo. Com relação à distribuição das forças axiais nos grampos superiores, as leituras fornecidas pelos “strain-gauges” indicaram o ponto de tração máxima, distante 4m da face. Em alguns extensômetros, o esforço axial calculado foi o mesmo obtido em ensaios de arrancamento. Os resultados da instrumentação foram comparados com aqueles obtidos por modelagem numérica, com o auxílio do programa FLAC (Itasca, 1996). A discrepância entre os valores obtidos, segundo os autores, estaria associada às análises numéricas bidimensionais,

que não englobam de forma satisfatória a interação solo-grampo, a estimativa incorreta dos parâmetros de deformabilidade do solo e a não implementação do efeito da sucção durante o processo de infiltração de água no solo. Uma discussão sobre a influência destes fatores no comportamento tensão-deformação de taludes grampeados pode ser vista em (Cardoso e Carreto, 1989; Kirsten, 1991; Kirsten e Dell, 1991; Caliendo et al., 1995; Briaud e Lim, 1997; Ann et al., 2004; Proto Silva, 2005).

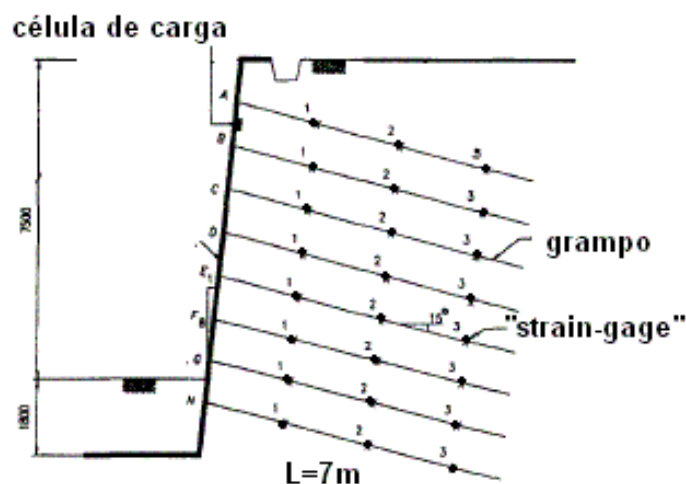
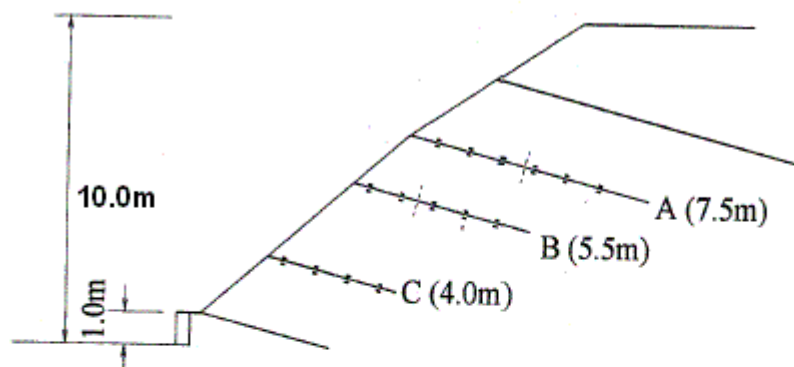
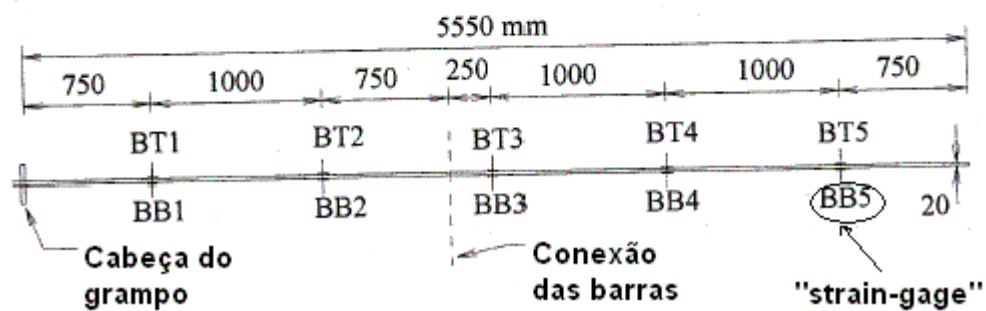


Figura 71. Seção instrumentada (Wong et al., 1997).

Barley et al. (1999) descreveram um programa de monitoramento, de 18 meses de duração, de um talude em solo residual grampeado ($H=12\text{m}$) em Exmouth, Inglaterra. O objetivo do programa foi o de monitorar os esforços atuantes em três grampos injetados, instrumentados com “strain-gauges” (Figura 72a). Os “strain-gauges” foram colados na superfície preparada da barra e protegidos contra danos ou contato da água, com polietano “Flexonoss”. Os extensômetros elétricos apresentaram resistência de 350Ω com faixa de trabalho de $\pm 1500\mu\epsilon$. Eles foram posicionados na face superior e inferior das barras de 7,5m, 5,5m e 4m com espaçamento médio de 1m (Figura 72b).



(a) Talude instrumentado



(b) Posicionamento dos "strain-gauges"

Figura 72. Obra instrumentada na Inglaterra (Barley et al., 1999).

Os resultados iniciais da instrumentação, obtidos por Barley et al. (1999), estão apresentados na Figura 73. A força axial nos grampos foi obtida multiplicando-se as deformações axiais pelo módulo de elasticidade da barra e pela seção transversal da barra. A magnitude das forças axiais, em função do tempo de leitura, mostrou uma tendência de acréscimo de carga nos grampos. Pequenas variações, segundo os autores, podem ser associadas à variação do teor de umidade do solo. Forças negativas nos grampos podem estar associadas à expansão e contração do solo, em função das condições climáticas (Barley et al., 1999).

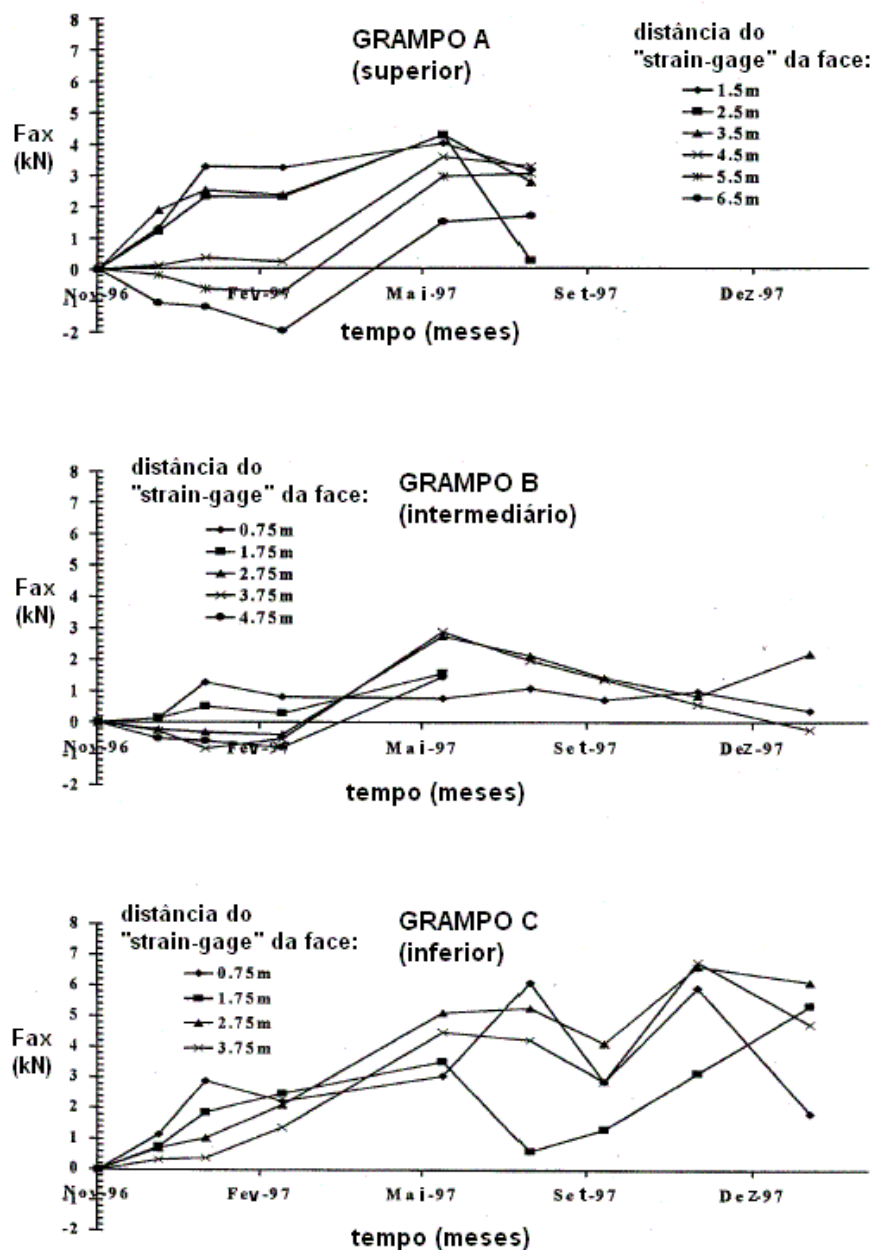


Figura 73. Força axial em cada "strain-gauge" vs. tempo (Barley et al., 1999).

Oral e Sheahan (1998) e Sheahan (2000) descreveram a execução de uma escavação temporária estabilizada com grampos em argila mole. O projeto previu o monitoramento da escavação com 7 inclinômetros verticais, 1 inclinômetro horizontal (inclinação de 20°), 4 piezômetros, 3 células de carga incorporadas às cabeças dos grampos e "strain-gauges" instalados em 3 grampos. Os resultados do monitoramento indicaram um padrão de deslocamentos compatível com os reportados na literatura, com valores máximos no topo da escavação. A pesquisa também indicou a possibilidade de aplicação da técnica em solos de baixa consistência.

Durgunoglu et al. (2003) reportaram a aplicação da técnica de solo grampeado para a contenção de escavação para um edifício comercial na Turquia. No caso estudado, os deslocamentos e o comportamento do sistema de reforço foram monitorados por 40 inclinômetros instalados no perímetro da escavação e avaliados por modelagem numérica com o programa FLAC (Itasca, 1996). Segundo os dados fornecidos pelos inclinômetros, os deslocamentos laterais aumentaram com o progresso da escavação e cessaram após 30 a 40 dias do final da escavação. Adicionalmente, os autores recomendaram que, escavações superiores a 10m de profundidade devam ser monitoradas com inclinômetros, extensômetros e “strain-gauges” e dimensionadas com o auxílio de análises computacionais.

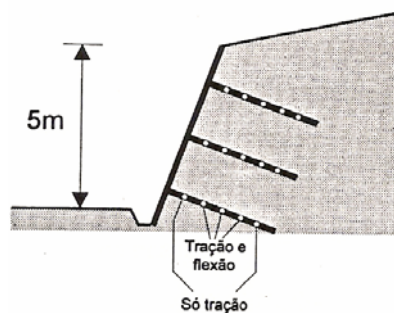
Recentemente, Turner e Jensen (2005) apresentaram um caso de estabilização de um talude em solo grampeado, no qual foi empregado um programa de monitoramento e instrumentação com inclinômetros e barras instrumentadas com “strain-gauges”. Os resultados dos esforços axiais nos grampos indicaram que os métodos preconizados pela FHWA (Byrne et al., 1998) para a avaliação da tração do grampo são conservadores.

Outros resultados de instrumentação de campo em estruturas de solo grampeado são apresentados em Shen et al. (1981), Gässler e Gudehus (1981), Juran e Elias (1990), Stocker e Riedinger (1990), Kirkgard e Hammock (1993), Shiu et al. (1997), Sayão et al. (2005) e Nunes et al. (2006). Programas experimentais em escala reduzida são reportados por Kim et al. (1995), Raju et al. (1997), Dell’Avanzi et al. (2006) e França et al. (2006).

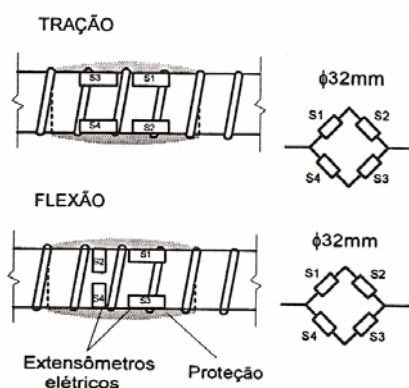
No Brasil existem poucas obras instrumentadas (menos de 10%, conforme as obras documentadas nas Tabelas 8 a 11) e na sua grande maioria, a verificação do desempenho é feita apenas com controles de deslocamentos superficiais (marcos topográficos) e de deslocamentos ao longo de uma perfuração, com a instalação de tubos de inclinômetros.

A primeira obra instrumentada, realizada no Rio de Janeiro, foi executada pela GeoRio no morro da Formiga, na Tijuca (Ortigão et al., 1992b). A instrumentação para o acompanhamento do comportamento constou da instalação de extensômetros elétricos para a observação das tensões e momentos fletores no reforço (Figura 74a). Grampos especiais foram preparados no laboratório com “strain-gauges” colados em ponte completa de Wheatstone de acordo com o esquema ilustrado pela Figura 74b. Uma proteção com várias camadas de gel e borracha foi executada ao redor dos extensômetros. As

leituras iniciais foram obtidas após a instalação dos grampos. Após dois meses de monitoramento, os resultados demonstraram que não houve mobilização significativa da tração e flexão.



(a) detalhe da obra



(b) detalhes dos grampos instrumentados

Figura 74. Obra experimental instrumentada no RJ (Ortigão et al., 1992b).

Azambuja et al. (2001 e 2003) apresentaram uma obra de contenção em solo grampeado em Porto Alegre (RS). O caso descrito foi instrumentado com marcos superficiais e dois inclinômetros, além da execução de ensaios de arrancamento. Os deslocamentos obtidos por instrumentação forneceram valores maiores que os estimados na fase de projeto. Na maioria dos registros obtidos reportou-se a deformações verticais nulas à distância da crista inferiores a $1,5H$. Em algumas contenções, foram observadas trincas de tração e recalques a distâncias de até $2H$.

Pitta et al. (2003) relataram o desempenho de uma escavação em solo grampeado em São Paulo (Hospital Beneficência Portuguesa). O projeto da instrumentação envolveu a medição de recalques e deslocamentos horizontais da crista do talude, em vários pontos da obra. Os deslocamentos horizontais obtidos variam entre $0,04\%H$ e $0,20\%H$. Os recalques observados oscilaram entre $0,12\%H$ e $0,14\%H$. Na opinião dos autores, a observação dos

deslocamentos deve ser obrigatória durante a construção dos arrimos em solo grampeado. Esta prática, executada por meio da instalação de tubos de inclinômetros no talude, é reportada em Décourt et al. (2003a e 2003b), Sayão et al. (2005) e Nunes et al. (2006).

Feijó e Ehrlich (2005 e 2006) apresentaram os resultados de monitoramento de uma obra experimental de grampeamento executada em 1997. A obra consistiu de uma escavação em solo residual maduro não saturado com 6m de altura (Figura 75). Foram definidas 3 seções típicas para a instrumentação. Em cada uma das seções foram monitorados 6 grampos a fim de se verificar a evolução da distribuição de tensões ao longo dos grampos. Foram também acompanhados os deslocamentos horizontais durante a escavação com a instalação de inclinômetros em cada seção. A medição das deformações foi obtida com o uso de “strain-gauges”, através da leitura direta da variação de sua resistência, utilizando-se o método dos 4 fios (Feijó et al., 2002). As deformações nas barras mostraram-se muito pequenas (equivalente à carga de 10kN), assinalando que o maciço encontra-se longe da ruptura. Com relação aos resultados da inclinometria, os valores obtidos indicaram pequenas movimentações próximas à face da escavação, no topo da estrutura. Este comportamento, segundo os autores, estaria associado a menor compacidade do material nessa região, a variações da sucção do solo e a densidade de grampos.

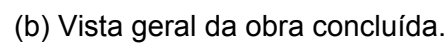
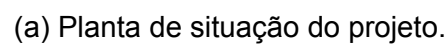


Figura 75. Detalhes da obra experimental em solo grampeado (Feijó e Erlich, 2005 e 2006).