

2. Revisão Bibliográfica

2.1. Introdução

As cortinas ou paredes ancoradas se constituem, muitas vezes, em uma alternativa bastante viável para grande parte dos casos nos que se tem que escavar o terreno e o espaço de trabalho é pequeno. Apesar do largo emprego deste tipo de contenção, o empirismo ainda permeia importantes aspectos do seu projeto e da sua prática executiva. Também é comum o dimensionamento dessas estruturas considerando-se apenas o Método de Equilíbrio Limite Simplificado, analisando-se apenas a ruptura da massa de solo (estabilidade interna e externa), sem levar em consideração o comportamento mecânico e as deformações sofridas pelo solo e pelos elementos construtivos. Terzaghi (1943) já citava que as contenções são estruturas cujo projeto é condicionado por cargas que dependem dos deslocamentos da estrutura. No entanto, a prática corrente praticamente ainda não se utiliza deste conhecimento. Aliado a isso, tem-se o fato de que os esforços atuantes na estrutura variam com os estágios de construção da obra, podendo levar ao subdimensionamento de elementos estruturais em determinada etapa da execução (Alves, 2013).

Diante disso, o comportamento desse tipo de estrutura pode e deve ser estudado através da utilização de instrumentação de campo. A utilização desse tipo de ferramenta representa um grande avanço nas soluções de problemas geotécnicos, tendo em vista que os resultados obtidos por meio dessas instrumentações viabilizam uma melhor compreensão dos fenômenos que ocorrem na interação solo-estrutura e no comportamento das estruturas.

Segundo Dunncliff (1988), a instrumentação geotécnica envolve a união das capacidades dos instrumentos de medida e das capacidades das pessoas. A prática da instrumentação não se restringe apenas à

seleção de instrumentos, sendo na verdade um processo que começa com a definição do objetivo e termina com a análise rigorosa dos dados coletados. Cada passo neste processo é relevante para o sucesso do programa de instrumentação.

Dunnicliff (1988) classifica os instrumentos de medida em duas categorias, dependendo da finalidade:

- a) Instrumentos usados para determinar as propriedades de solos e rochas em itálico: medem parâmetros geotécnicos como resistência, compressibilidade e permeabilidade, sendo usados normalmente durante a fase de projeto das obras (ex. piezocone, palheta, pressiômetro).
- b) Instrumentos usados para monitorar o comportamento da obra sobre solo ou rocha durante as fases de construção e de operação, adicionalmente é possível sua utilização na parte de projeto: podem envolver medidas de poropressão subterrânea, tensão total, deformações em solos e rochas e carga o esforço em estruturas. (ex. piezômetros, células de carga, extensômetros, inclinômetros, eletrônicos).

No presente trabalho apresentaremos a medição de deslocamentos horizontais baseado em eletrônicos, então, considera-se apenas a segunda categoria de instrumentos citada.

Torna-se oportuno distinguir a “instrumentação” dos “ensaios de campo”, uma vez que ambos medem grandezas. Enquanto na instrumentação observa-se e medem-se os eventos conforme ocorrem naturalmente no campo, os ensaios correspondem à medição de eventos propositadamente provocados (Kanji, 1990).

2.2. Conceitos básicos em instrumentação

Cada projeto geotécnico envolve incertezas e todo trabalho de construção que envolve solos e rochas corre o risco de se deparar com surpresas devido às condições de incerteza do solo o do comportamento do solo. Esta circunstancia é o resultado de se lidar com os materiais

criados pela natureza, que raramente oferecem condições uniformes. Considerando que o perfil geológico-geotécnico de um determinado local é definido por sondagens pontuais e discretas, espaçadas normalmente de 50m a 200m entre si, existe a possibilidade de alguma característica mais desfavorável (material menos resistente ou uma camada mais espessa) de um determinado material não seja detectado pelas investigações que normalmente se executam para os estudos. Procura-se minimizar os riscos dos efeitos dessas heterogeneidades com o uso do monitoramento geotécnico.

A informação de um programa de instrumentação geotécnica fornece ao especialista geotécnico os dados que se podem utilizar para realizar um projeto fiável e eficiente. Por tanto, a instrumentação de campo é vital para a prática da engenharia geotécnica. O sucesso do programa de instrumentação de campo está ligado ao desenvolvimento das necessidades bem definidas e objetivos específicos para coletar e interpretar as informações da instrumentação de campo

Durante a fase de projeto, a instrumentação de campo é utilizada para uma grande variedade de propósitos, incluindo a seguinte:

- ✓ Definição das condições iniciais.
- ✓ Cálculo dos parâmetros do solo.
- ✓ Estabelece o comportamento do solo e da rocha quando é carregado ou descarregado.
- ✓ Confirmação de parâmetros de provas anteriores.
- ✓ Determinação dos fatos de uma ruptura ou situação de emergência.

Planejamento avançado é necessário para atender a esses objetivos de projeto. O processo de planejamento inclui a seleção e considerações sobre a instalação e estabelecimento de um orçamento para a instalação e interpretação dos instrumentos. Muitas vezes é difícil obter financiamento suficiente para cobrir o custo da instrumentação de campo antes da construção. Conseqüentemente, o programa de instrumentação é muitas vezes adiada para a fase de construção de um projeto. Neste caso, os objetivos mudam de avaliação de desempenho para confirmação de hipóteses de engenharia ou métodos de projeto.

O mais comum é o desenvolvimento do programa de instrumentação na etapa de construção. Neste caso, a instrumentação se utilizada para:

- ✓ Indicação de rotura eminente.
- ✓ Fornecimento de alertas/alarmes.
- ✓ Revelação de incertezas/desconhecimentos.
- ✓ Avaliação de critérios críticos adotados de projeto.
- ✓ Acesso aos métodos e procedimentos do contratado.
- ✓ Minimização de perturbações em estruturas vizinhas/adjacentes.
- ✓ Controle construtivo.
- ✓ Controle operacional.
- ✓ Indicação de soluções mitigadoras para um determinado problema.
- ✓ Melhoria do desempenho.
- ✓ Avança o estado-da-arte e da- prática.
- ✓ Documentação do desempenho para acessar os danos.
- ✓ Informação aos investidores.
- ✓ Satisfação aos agentes reguladores.
- ✓ Redução de ações judiciais.
- ✓ Comprovação de que tudo está ok.

Os objetivos da instrumentação de campo durante a fase de construção mudam dependendo do tamanho e tipo de construção, das condições geotécnicas e do horário de projeto. Alguns tipos de instrumentação somente são requeridos se os tempos de construção são o suficientemente longos para fazer a coleta de dados uteis e relevante.

Entre as principais características dos equipamentos de instrumentação, pode-se citar:

- a)** Sensibilidade: capacidade do instrumento de acusar as variações iniciais da grandeza que está sendo medida, e não somente quando uma variação significativa já ocorreu.
- b)** Exatidão: aproximação dos valores medidos ao valor real da grandeza, podendo ser considerado sinônimo de grau de correção. A acurácia de um instrumento é avaliada durante sua calibração, quando o valor medido pelo instrumento é

comparado a um valor padrão conhecido. É usual expressar a acurácia como uma faixa centrada no valor zero. Uma acurácia de $\pm 1\text{mm}$ significa que o valor medido difere no máximo 1mm do valor real.

c) Precisão: A precisão pode ser considerada sinônimo de reprodutibilidade e de repetibilidade. Também é comum expressar a precisão através do sinal \pm .

A diferença entre acurácia e precisão está ilustrada Figura 1. O centro do alvo representa o valor real. No caso A, a medida não é precisa, nem acurada. No caso B, a medida não tem precisão, mas, se forem feitas leituras suficientes, a média será acurada. No caso C, a medida é precisa, mas não acurada. No caso D a medida é tanto precisa quanto acurada.

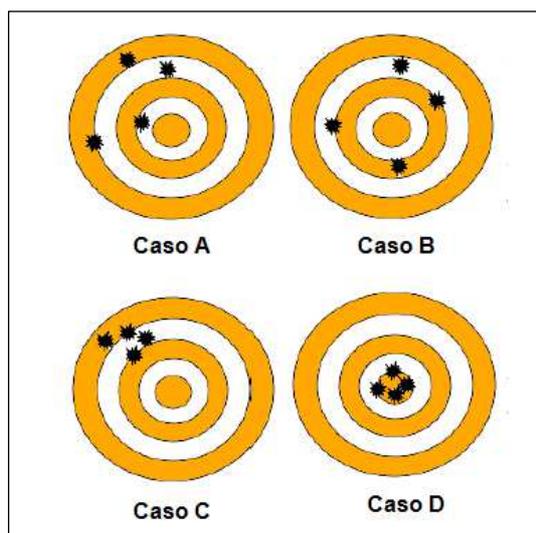


Figura 1. Diferencia entre exatidão e precisão (Dunnicliff 1988).

d) Faixa de trabalho: significa a extensão da faixa de valores que pode ser medida; alguns medidores precisam ser “zerados” periodicamente, por não oferecerem o curso adequado ao valor total a ser medido ou registrado. O inconveniente da “zeragem” está na possibilidade de perder-se o registro de algumas operações e na necessidade de correção dos valores medidos, levando a eventuais erros nas grandezas medidas.

- e) Robustez: o equipamento de instrumentação geotécnica deve ser robusto o bastante para resistir ao transporte, montagem, manuseio e instalação na obra.
- f) Durabilidade: a vida do instrumento deve ser no mínimo igual ao do período de vida útil da obra, devendo ser resistente à corrosão e a outros fatores de deterioração, tais como umidade e variações de temperatura.
- g) Confiabilidade: esta característica depende de praticamente todos os fatores acima, e corresponde ao grau de certeza de que o equipamento funcionará adequadamente.

Cada um destes requisitos para os instrumentos geotécnicos é indispensável para o sucesso de um programa de instrumentação, portanto não seria adequado eleger os requisitos mais importantes. Ao selecionar os equipamentos para a instrumentação de uma obra, deve ser considerado que cada instrumento atenda a todas as exigências listadas acima, minimizando a possibilidade de erros de leitura, quebras e imprecisão das grandezas medidas.

2.3. Critérios para execução

Como critérios para executar uma instrumentação de qualidade, podem-se citar os trabalhos de Dunnicliff (1988) e de Kanji (1990). Os autores levantam uma série de questões, visando esclarecer a importância e a necessidade da instrumentação de obras geotécnicas. A primeira destas questões envolve os motivos que levam à adoção da instrumentação, ou seja, “o porquê instrumentar?”. As respostas para esta pergunta são dadas a seguir:

- a) Para garantir a adequação do projeto à realidade da obra: as amostras utilizadas em ensaios de laboratório são, na grande maioria das vezes, de pequenas dimensões. Por isso, ao comparar a escala da obra com a escala da amostra, certamente ocorrerão incertezas quanto à representatividade do ensaio de laboratório. Ao efetuar-se instrumentações de campo, diminui-se

este efeito de escala, garantindo o acompanhamento da obra progressivamente, durante sua construção e operação. Desta forma, torna-se possível comparar as hipóteses de projeto com o comportamento real da obra. Incluem-se neste caso as poropressões de período construtivo, as pressões de terra no maciço e em suas interfaces com estruturas de concreto, as deformações verticais e horizontais do maciço e também nas fundações. Este tipo de investigação é de importância ainda maior nos casos de enrocamentos, em que a dimensão dos fragmentos de rocha dificulta a possibilidade prática de ensaios de laboratório.

- b)** Para garantir a segurança da obra durante o período construtivo e durante a operação: existe a possibilidade de que os maciços apresentem comportamentos não previstos, devido às novas condições a que estão submetidos nas fases de construção e operação. A finalidade da instrumentação, nestes casos, é detectar problemas com suficiente antecedência, permitindo a intervenção com medidas corretivas. Ocorrências locais como vazamentos por fissuras em barragens podem refletir-se no comportamento do material. Se houver instrumentação e observação adequadas, o problema pode ser detectado e corrigido antes da ocorrência de um colapso.
- c)** Para promover economia de recursos: embora nos projetos de instrumentação seja dada grande ênfase à segurança, um dos objetivos principais é o de obter maior economia global do empreendimento. A instrumentação permite determinar quando uma segurança mínima aceitável é alcançada, garantindo que o dimensionamento de equipamentos, materiais e mão de obra serão adequados.

Outro questionamento feito pelos autores acerca dos critérios para a instrumentação diz respeito aos equipamentos a serem utilizados.

Para determinar os equipamentos que atendam às necessidades da instrumentação de campo, torna-se necessário conhecer as grandezas usualmente medidas: deslocamentos (que, quando referidos a um

comprimento conhecido, podem ser convertidos em deformações), pressões (que podem ser convertidas em forças, conhecendo-se a área de aplicação), vazão, topografia, temperatura, vibração. Os principais tipos de equipamentos para controle de cada tipo de grandeza a ser medida são listados a seguir:

a) Medidas de deslocamentos

1. Medidores de deslocamentos verticais ou de recalques:

- ✓ Pino de recalque superficial
- ✓ Marco de recalque superficial
- ✓ Placa de recalque superficial
- ✓ Medidor magnético de recalque (MMR)
- ✓ Medidor de recalque de hastes tipo KM
- ✓ Medidor de recalque tipo USBR
- ✓ Medidor de recalque telescópico IPT
- ✓ Medidor hidrostático de recalque (caixa sueca)

2. Medidores de deslocamentos horizontais:

- ✓ Extensômetros múltiplos horizontais
- ✓ Extensômetros magnéticos
- ✓ Extensômetros de fibra óptica
- ✓ Extensômetros de hastes múltiplas
- ✓ Inclinômetros

b) Medidas de deslocamentos de superfície

- ✓ Medidor de movimento angular (eletrônicos)
- ✓ Medidor de abertura das juntas
- ✓ Medidor triortogonal da junta perimetral
- ✓ Marcos topográfico

c) Medidas de pressões/cargas:

- ✓ Piezômetros
- ✓ Medidor de NA (pneumático, hidráulico, elétrico, corda vibrante).
- ✓ Células de pressão total
- ✓ Células de carga

d) Outros:

- ✓ Vazão (hidrômetros, medidores em canal - Parshall)
- ✓ Vibração: Sismógrafos.

Em um programa de instrumentação, deve-se também dimensionar a quantidade de instrumentos necessários aos objetivos que se deseja alcançar, ou seja, o quanto instrumentar.

**2.4.
Frequência de leitura**

As frequências das leituras da instrumentação devem ser adequadas aos desempenhos previstos no projeto para as fases de construção da obra. Deve-se possibilitar o acompanhamento das velocidades de variação das grandezas medidas, considerando a precisão dos instrumentos e a importância dessas grandezas na avaliação do desempenho da obra.

A literatura recomenda frequências mínimas de leituras, devendo ser intensificadas ou ajustadas quando da ocorrência de fatores especiais, tais como:

- ✓ Tendências desfavoráveis à segurança da obra;
- ✓ Fenômenos naturais desfavoráveis à segurança
- ✓ Alterações nos procedimentos construtivos
- ✓ Alteração das condições geológicas ou geotécnicas previstas em projeto.

Após a fase de instalação é recomendável que cada instrumento seja lido preferencialmente na mesma hora do dia: os instrumentos devem então ser divididos em grupos de observação em um mesmo dia e suas leituras devem ser programadas com sequência e itinerário fixo.

Uma recomendação importante é que os técnicos de instrumentação de um determinado tipo de instrumento sejam sempre os mesmos, evitando-se trocas frequentes nas equipes de leitura, o que acaba tendo reflexo na precisão dos dados adquiridos. Em caso de substituições programadas do técnico, é recomendável que o substituto o acompanhe

por algumas campanhas de leituras, de forma a minimizar a possibilidade de erro.

2.5.

Medidores de deslocamentos

A seguir são apresentados alguns equipamentos utilizados para a medição direta ou indireta de deslocamentos na instrumentação geotécnica, com breve explicação dos respectivos princípios de funcionamento, os conceitos correspondentes aos instrumentos de medição de movimentos angulares (eletrônicos) são apresentados detalhadamente no Capítulo 3.

2.5.1.

Conceitos de Instrumentos

1) Sistemas pneumáticos

São utilizados por piezômetros pneumáticos e células de pressão. O arranjo básico é o mostrado na Figura 2, onde P é a pressão de interesse a ser registrada. Uma pressão crescente de gás é aplicada ao tubo de entrada e, quando a pressão do gás excede P , o diafragma se deforma, permitindo que o gás circule para o tubo de saída. Um detector de fluxo de gás é instalado no sistema, comprovando a ocorrência de fluxo. O suprimento de gás é interrompido na válvula de entrada, e qualquer pressão nos tubos maior que o valor de P é dissipado. Isto faz que o diafragma volte à sua posição original, garantindo a pressão nos tubos igual a P . Esta pressão é lida em um medidor elétrico.

2) Sistemas de corda vibrante

São utilizados em sensores de pressão para piezômetros, células de pressão, medidores hidrostáticos de recalque e em medidores de deformação. Os equipamentos de corda vibrante são basicamente compostos de um fio de aço grampeado e tensionado, o qual fica livre para vibrar em sua frequência natural. Tal como uma corda de piano, a frequência de vibração do fio de aço varia. O fio pode então ser usado como sensor de pressão como, mostrado na Figura 3. Uma espiral

elétrica é presa magneticamente próxima à metade do fio, sendo esta espiral utilizada para medir o período ou a frequência de vibração. A frequência f depende da curvatura do diafragma e da pressão P .

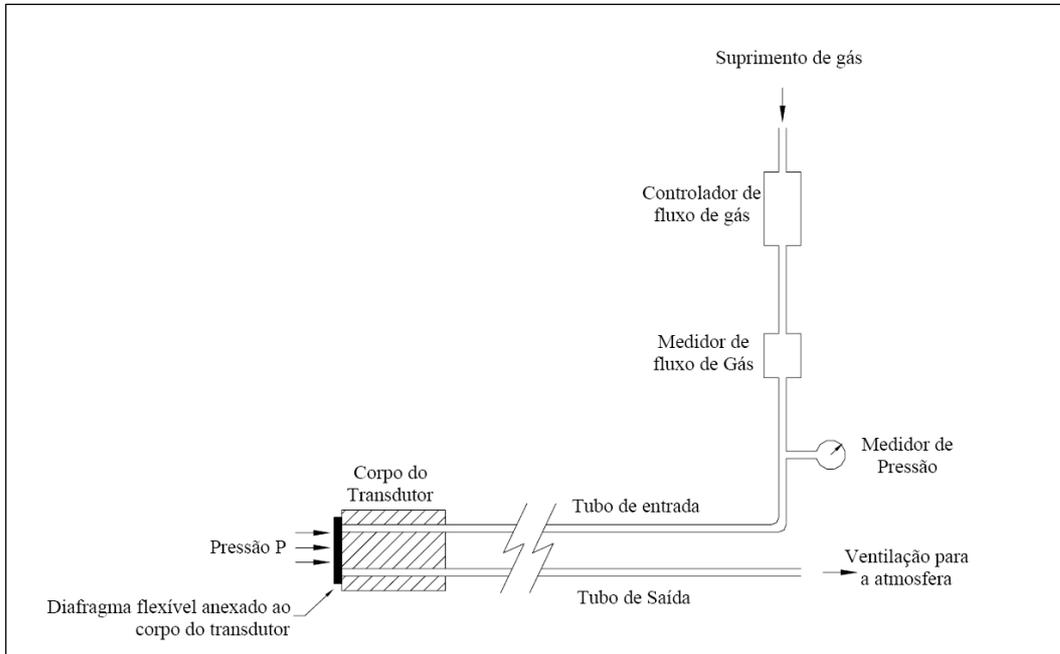


Figura 2. Transdutor pneumático fechado com dois tubos e leitura de fluxo de gás (Dunnicliff, 1988)

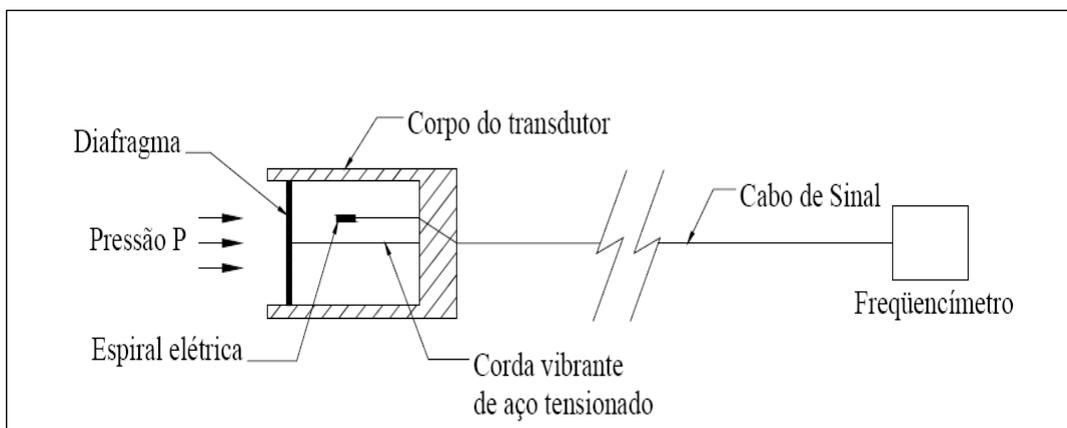


Figura 3. Esquema do sensor de corda vibrante (Dunnicliff, 1988)

3) Sistemas de medição de deformações por resistência elétrica

A maior parte dos métodos eletro-eletrônicos de medida consiste de três componentes: um transdutor, um sistema de aquisição de dados e um sistema de ligação entre estes dois componentes.

Um transdutor eletrônico é um componente que converte alterações físicas em um sinal elétrico de saída. Sistemas de aquisição de dados vão desde simples unidades portáteis até complexos sistemas automatizados.

Um medidor de deformações por resistência elétrica é um condutor com a característica básica de modificar sua resistência em proporção direta com a mudança em seu comprimento. A relação entre variação unitária de resistência ΔR e variação unitária de comprimento ΔL é dada pelo fator de medição GF onde:

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{\Delta L}{L} \times GF \quad \text{Equação 1}$$

A resistência medida pode ser fortemente influenciada por fatores como comprimento do cabo, contato, umidade e temperatura. Entretanto, a correção para estes fatores pode ser feita através da medição individual da resistência de vários componentes do sistema (cabo, contato, etc...).

4) Transdutores elétricos para medição de deslocamento linear

Um transformador variável diferencial linear, ou LVDT (linear variable differential transformer) consiste em um núcleo magnético móvel passando através de uma bobina primária e de duas bobinas secundárias. Uma tensão alternada é aplicada à primeira bobina, induzindo uma tensão alternada à segunda bobina, com magnitude que depende da proximidade do núcleo magnético de cada bobina secundária. Esta voltagem secundária é conectada em série, e a saída do LVDT é a diferença entre estas duas voltagens. Quando o núcleo está na posição média, a voltagem é zero. Quando o núcleo se afasta do centro, a voltagem de saída cresce linearmente com a magnitude, com polaridade

dependendo do sentido do movimento do núcleo. A Figura 4 ilustra o esquema de funcionamento do LVDT.

Desde que o núcleo do LVDT não toque nas bobinas, não há atrito. Não há histerese e os LVDTs são particularmente capazes de medir movimentos dinâmicos e deslocamentos muito pequenos. Muitos tipos de LVDTs têm excelente resistência à umidade e corrosão e boa estabilidade de longo prazo nas leituras. Porém, a transmissão de correntes alternadas através de cabos longos introduz efeitos indesejáveis, que podem degradar seriamente o sinal de saída.

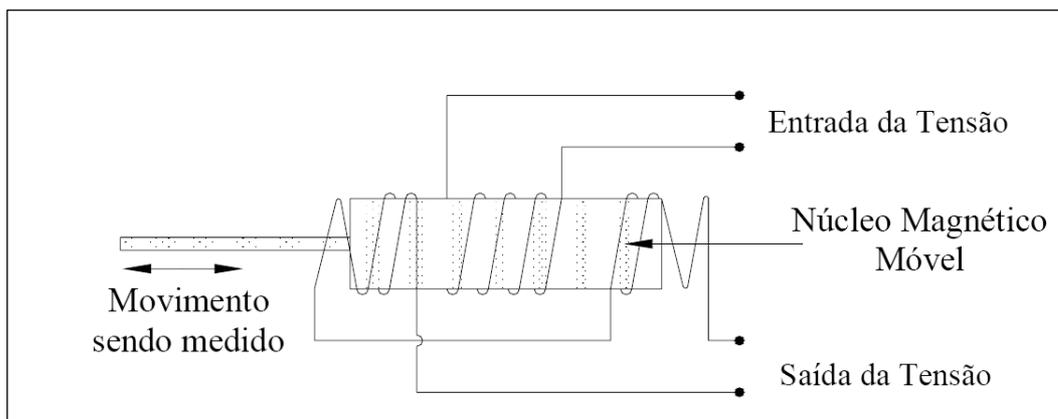


Figura 4. Esquema de LVDT (Dunnicliff. 1988)

2.5.2. Alguns equipamentos utilizados

A seguir serão apresentados os principais e mais comuns medidores de deslocamentos horizontais utilizados na instrumentação geotécnica.

2.5.2.1. Extensômetros magnéticos

Os extensômetros magnéticos são instrumentos que medem os deslocamentos verticais e horizontais no interior da massa de solo. Estes instrumentos são compostos de tubo de PVC, que serve de guia para instalação dos anéis, de anéis magnéticos ou alvos também denominados aranhas magnéticas e de uma sonda magnética portátil com interruptor de lâminas. As aranhas magnéticas são posicionadas no terreno a diversas profundidades, de maneira a possibilitar o monitoramento dos

deslocamentos na região através da passagem da sonda no interior do tubo, suspenso por uma trena milimétrica (Figura 5). A sonda detecta a mudança de posição dos anéis, devido ao movimento do solo. No caso do extensômetro horizontal, o tubo é instalado horizontalmente no terreno antes do lançamento do aterro (Formigueri, 2003).

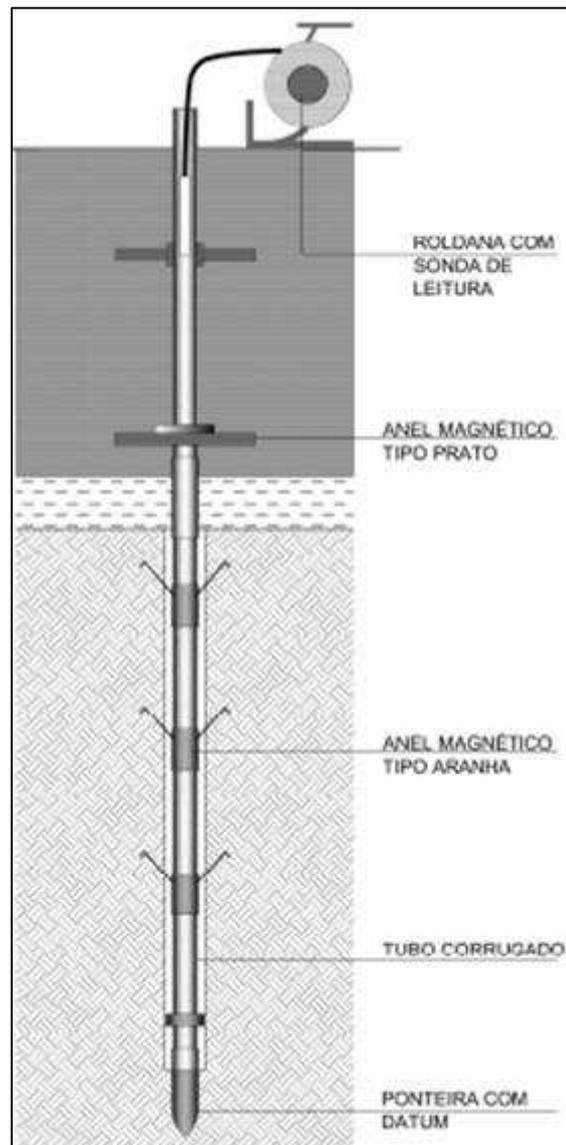


Figura 5. Extensômetro magnético (Gil et. al., 2008)

As sondas de extensômetros são definidas como dispositivos para monitorar as alterações de distância entre dois ou mais pontos ao longo de um eixo comum. As leituras feitas com a sonda são relativas a uma “referência” magnética localizada no terreno que não se espera mover ou a medições topográficas realizadas ao ponto de medição no topo do tubo.

Sucessivas leituras de cada aranha são tomadas comparadas com leituras iniciais das mesmas aranhas. Qualquer diferença na leitura fornece a medição de movimentação necessária (DUNNICLIFF, 1988).

Obter um conjunto de leituras iniciais é particularmente importante, sendo recomendável que o usuário obtenha três conjuntos de leituras de três passagens separadas através do tubo. Faz-se a média das leituras para cada ímã. Alternativamente, encontrar dois conjuntos fechados de dados e usar um deles como o conjunto inicial (SLOPE INDICATOR, 2002).

Extensômetros tem o objetivo de determinar as movimentações de solos para estimar a velocidade de execução das obras bem como eventuais ações ou correções a serem tomadas. São tipicamente usados para monitorar recalques, compressões em aterros, movimentos ao longo de escavações, esforços na base de cortes em escavações e deformações laterais. Instalações em perfurações utilizando tubos rígidos de plástico com aranhas magnéticas convencionais devem ser usados somente para acompanhamento de pequenas compressões verticais (DUNNICLIFF, 1988).

Conforme comentado anteriormente DUNNICLIFF (1988) cita as seguintes aplicações:

- ✓ Acompanhamento de recalques ou esforços em escavações, fundações, e aterros;
- ✓ Acompanhamento de recalques ou esforços acima de túneis e outras aberturas de metrô;
- ✓ Acompanhamento convergência nas paredes do túnel;
- ✓ Monitorar deslocamento lateral.

2.5.2.2.

Extensômetros de hastes múltiplas

Objetiva a determinação da deformabilidade de maciços rochosos e/ou deslocamentos dos blocos de estruturas de concreto na direção horizontal.

Este equipamento é constituído por placas de deslocamento (circulares ou quadradas), acopladas a hastes de leitura em aço inóx, conforme indicado na Figura 6. As placas são instaladas nos pontos de interesse do maciço e as hastes, solidárias às respectivas placas, são conduzidas até a cabine de leitura à jusante da barragem. Para permitir deslocamentos das placas no interior do maciço, são instaladas luvas de emenda na tubulação que conduz as hastes para a cabine de leitura. A referência das leituras é feita a partir da medição inicial (logo após a instalação) de cada haste, sendo medidos os deslocamentos a partir de uma placa fixada na saída das hastes na cabine de leitura. As medidas são feitas com uma régua graduada em milímetros.

As principais vantagens a serem citadas são a facilidade de leitura, a possibilidade de instalação de um número razoável de placas de deslocamento e a reduzida dispersão de leituras.

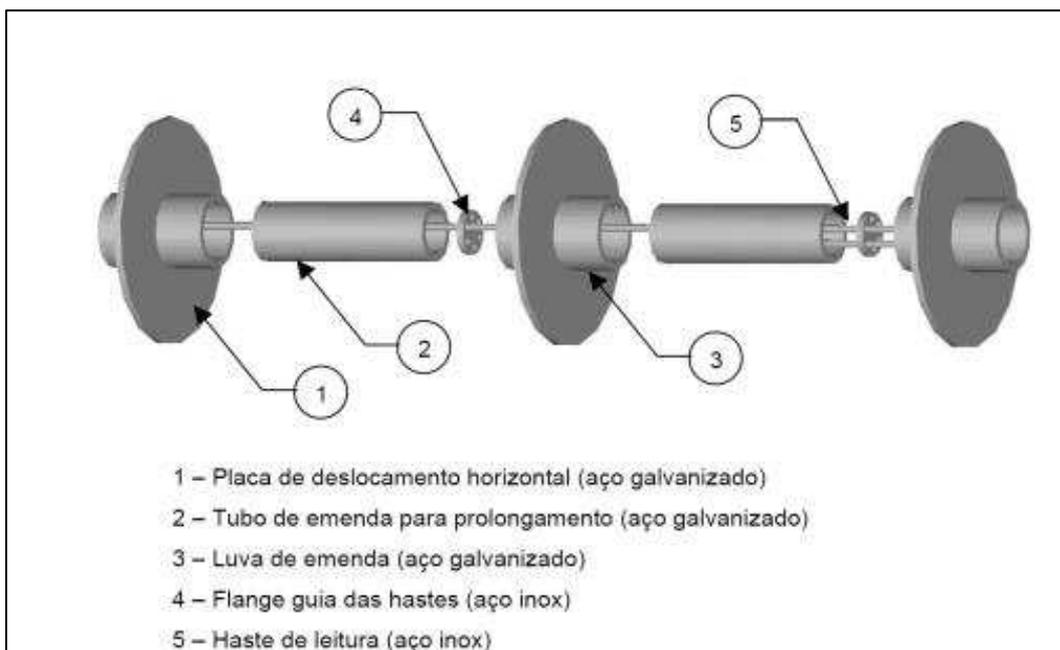


Figura 6. Componentes do Extensômetro Horizontal de Hastas Múltiplas (Belitardo e Pereira, 2001, com modificações)

Como limitações, pode-se citar a complexidade construtiva, a necessidade de proteção contra a oxidação das peças galvanizadas, a

dificuldade para se executar reparos no conjunto e a possível ocorrência de deslocamentos repentinos de difícil interpretação.

2.5.2.3. Inclinômetros

Estes instrumentos são utilizados com o objetivo de determinar deslocamentos horizontais, superficiais e em subsuperfície. Consistem de um conjunto de segmentos de tubos de plástico ou de alumínio, confeccionados especialmente para esta finalidade, montados através de luvas telescópicas em posição subvertical. Tais tubos possuem dois pares de ranhuras, diametralmente opostas, com os dois diâmetros assim formados perpendiculares entre si, dispostos na barragem nas direções montante/jusante e ombreira esquerda/ ombreira direita. As ranhuras servem de guia para as rodas do sensor introduzido para efetuar as leituras, conforme mostra a Figura 7.

A instalação do tubo de inclinômetro pode ser feita em furo de sondagem, o qual deve se prolongar até camadas de alta rigidez ou até alcançar profundidades não afetadas pela construção do aterro da barragem.

Quando instalados em furo de sondagem, o espaço entre o furo e os tubos deve ser preenchido com mistura de solo, cimento e bentonita, e não com areia, pois esta última alternativa causa maior dispersão de resultados.

À medida que o aterro sobe, os tubos de inclinômetro são simplesmente emendados, procedendo-se a compactação cuidadosa (manual) no entorno dos tubos.

Os equipamentos de leitura mais utilizados são da marca SINCO (Slope Indicator Company), existentes em dois modelos – série 200-B (mais antigo) e Digitilt (mais moderno).

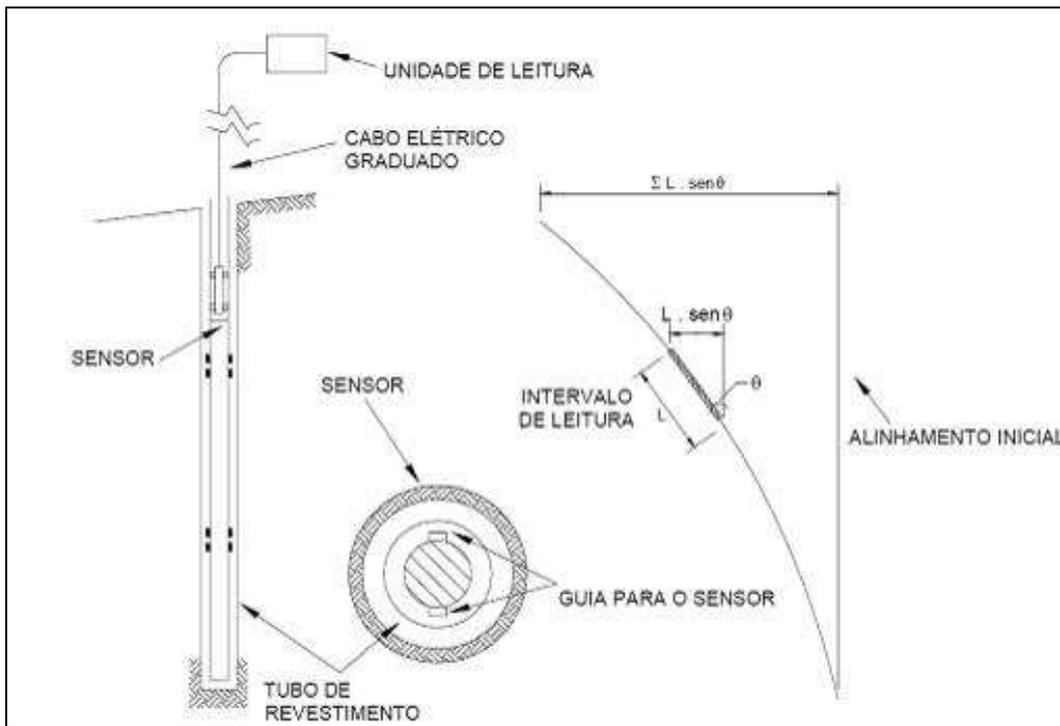


Figura 7. Princípio de operação do inclinômetro (Dunnicliff, 1988)

Os inclinômetros apresentam como principais características: a possibilidade da determinação dos componentes dos deslocamentos horizontais em duas direções ortogonais, ao longo do comprimento do instrumento; leitura e cálculo (manual) relativamente demorados; interferência na praça de trabalho; a possibilidade de instalação em furos verticais ou inclinados.

2.6. Cortinas Ancoradas

Quando o empuxo lateral é combatido apenas pelo engaste da cortina no solo (ficha), a cortina é dita em balanço. Caso a ficha não seja suficiente para equilibrar o empuxo lateral, pode-se considerar o uso de tirantes, a fim de providenciar um suporte lateral adequado.

A grande vantagem do uso de tirantes é que, uma vez instalados, a escavação fica livre de qualquer obstrução, permitindo a execução de trabalhos no seu interior. Além disso, quando os tirantes são previamente tracionados (protendidos) pode haver uma redução da deflexão da parede

e do assentamento do solo adjacente, dependendo da magnitude da carga de protensão.

A desvantagem do uso de tirantes está no tempo de instalação e protensão dos tirantes, que aumenta o tempo de obra. Ademais, como os elementos se estendem além dos limites do terreno, é necessário cuidado especial com relação a possíveis obstáculos presentes no terreno vizinho, como fundações de estruturas, por exemplo, além de autorização prévia.

2.6.1. Tirantes

Segundo a NBR 5626, 2006; os tirantes são definidos como peças especialmente montadas, tendo como componente principal um ou mais elementos resistentes à tração, que são introduzidos no terreno, em perfuração própria, nas quais, por meio de injeções de calda de cimento (ou outro aglutinante) em partes dos elementos, forma um bulbo de ancoragem que é ligado à estrutura através do elemento resistente à tração e da cabeça do tirante.

O tirante é formado por:

- ✓ Cabeça: é a parte que suporta a estrutura do paramento. Existem várias configurações para a cabeça, dependendo do tipo de tirante, mas genericamente, suas partes podem ser divididas em placa de apoio, cunha de grau e bloco de ancoragem.
- ✓ Trecho livre: nessa região o elemento constituinte do tirante (barras, fios ou cordoalhas) é isolado da calda de cimento. Normalmente usa-se um tubo ou mangueira (bainha) para proteger essa região.
- ✓ Trecho ancorado: nessa região o elemento constituinte do tirante (barras, fios ou cordoalhas) está em contato com a nata de cimento, a qual forma o bulbo de ancoragem. É essa a região responsável por transmitir os esforços de tração do tirante para o terreno, através do atrito gerado entre o bulbo e o solo.

A Figura 8 ilustra as partes constituintes de um tirante.

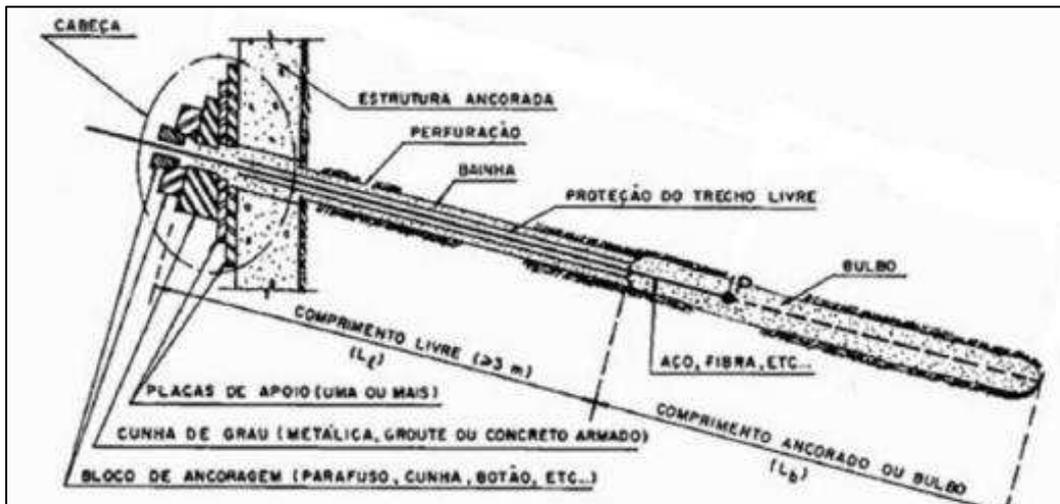


Figura 8. Partes constituintes de um tirante (YASSUDA e DIAS, 1996).

2.6.1.1.

Classificação dos Tirantes

2.6.1.1.1.

Quanto à Constituição

Com relação à constituição do elemento principal do tirante resistente à tração, normalmente se usam os seguintes tipos:

- ✓ Tirante monobarra: esse tipo de tirante é constituído por uma única barra de aço. Normalmente, possui protuberâncias ao longo de todo o seu comprimento, as quais servem como rosca, permitindo a emenda de barras através de luvas especiais, além da fixação de porca na região da cabeça do tirante. O trecho livre é coberto por uma bainha, com diâmetro levemente maior do que o diâmetro da barra. O trecho ancorado possui vários espaçadores, em intervalos de 2 a 3 metros, a fim de manter a barra centralizada no furo. A cabeça do tirante é formada pela placa de apoio, cunha de grau e pelo bloco de ancoragem, que nesse caso, consiste em uma porca.

- ✓ Tirante de fios: como o próprio nome diz a parte resistente à tração do tirante é formada por fios, geralmente com 8 ou 9 mm de diâmetro (YASSUDA e DIAS, 1996). A quantidade desses fios depende da carga de trabalho a qual o tirante está submetido. O trecho ancorado possui espaçadores, os quais são responsáveis por manter os fios afastados uns dos outros, a fim de envolvê-los melhor com a calda de cimento. No trecho livre, os fios são normalmente envolvidos por bainhas individuais e logo depois por uma bainha coletiva. A cabeça é formada pela placa de apoio, cunha de grau e pelo bloco de ancoragem, que nesse caso, possui vários furos, por onde os fios passam individualmente e são presos por clavetes.
- ✓ Tirante de múltiplas barras: a parte resistente à tração é formada por mais de uma barra de aço.
- ✓ Tirante de cordoalhas: nesse tipo de tirante, cordoalhas de aço são usadas para constituir a parte resistente à tração.

Tanto nos tirantes de múltiplas barras quanto nos de cordoalhas, os elementos constituintes da cabeça, do trecho livre e do trecho ancorado são praticamente idênticos aos usados para os tirantes de fios.

2.6.1.1.2. Quanto à Vida Útil

Os tirantes podem ser considerados permanentes, quando usados em construções com mais de dois anos de duração, e provisórios, quando se destinam a obras com tempo de duração menor que dois anos (NBR 5629, 2006). Essa classificação é importante, pois as especificações em normas, como a NBR 5629 (2006), costumam fazer distinção entre tirantes permanentes e temporários, como, por exemplo, na indicação do fator de segurança que deve ser usado em cada caso.

2.6.1.1.3.

Quanto à Forma de Trabalho

São classificados em ativos, quando há a protensão dos mesmos, e passivos, quando não são protendidos. Nesse último caso, o tirante começa a trabalhar, ou seja, adquire carga, apenas quando há deslocamento da cortina em relação à escavação, passando assim a reagir aos esforços impostos pelo maciço adjacente à cortina.

2.6.1.1.4.

Quanto ao Sistema de Injeção

Existem dois sistemas possíveis de injeção de nata de cimento no tirante: a injeção em um único estágio e a injeção em múltiplos estágios.

O sistema de injeção em um único estágio é geralmente usado nos casos em que o tirante é executado em material de boa capacidade de suporte, normalmente rocha, ou quando não há grande vantagem em se executar mais de um estágio de injeção, visto que praticamente não levará ao alargamento adicional do bulbo, nem ao aumento do atrito com o maciço (YASSUDA e DIAS, 1996).

No sistema de múltiplas injeções ocorre primeiramente o preenchimento do furo com a calda a baixa pressão, de modo que ela vaze pela boca do furo. Num segundo momento, após a cura do cimento, injeta-se mais calda de cimento, no estágio conhecido como primário. Nesse estágio, são usadas as chamadas válvulas “manchete”, que consistem em furos em um tubo de PVC, sendo cada furo recoberto com borracha flexível, a qual se levanta quando a calda de cimento é aplicada sob pressão. A injeção é feita até que se atinja uma pressão desejada. Caso não se atinja essa pressão, são executados outros estágios, chamados de estágio secundário, terciário, etc.

2.6.1.2.

Ensaio para o Controle de Qualidade

A NBR 5629 (2006) recomenda, em obra, a execução de ensaios a fim de avaliar o desempenho do tirante no terreno. Esses ensaios se

dividem em: ensaio básico, ensaio de qualificação (obrigatório em 1% dos tirantes da obra, com um mínimo de dois ensaios por obra), ensaio de recebimento (executado em todos os tirantes da obra) e ensaio de fluência (obrigatório em 1% dos tirantes da obra, com um mínimo de dois ensaios por obra). Os detalhes dos ensaios podem ser consultados na referida norma.

2.6.1.3. Execução

Para uma correta execução do tirante, a locação deve ser cuidadosamente feita, levando-se em conta as tolerâncias de projeto. Após a locação, o furo pode ser executado com qualquer sistema de perfuração que tenha condições de garantir perfeitos alinhamento, diâmetro, comprimento e inclinação do furo, além da estabilidade de suas paredes. É comum o uso de fluidos estabilizantes ou tubos de proteção para evitar desmoronamentos da parede do furo, desde que não comprometam as características de resistência do tirante (YASSUDA e DIAS, 1996).

Os elementos do tirante (barras ou cordoalhas) devem ser protegidos contra corrosão, por quaisquer dos métodos descritos na NBR 5629 (2006).

A colocação do tirante no furo pode ser feita tanto antes quanto depois da injeção de calda de cimento (ou outro aglutinante). Normalmente, a calda é produzida a partir da mistura de água e cimento Portland na proporção água/cimento igual a 0,5, em peso. (YASSUDA e DIAS, 1996).

Após a cura do aglutinante, pode ser feita a protensão, com uso de um cilindro hidráulico acionado por bomba, devendo a força de tração aplicada ser coincidente com o eixo do tirante.

2.6.2. Modos de Ruptura em Cortinas Ancoradas

As escavações nas proximidades de edifícios nem sempre são conduzidas de forma segura e projetadas adequadamente, podendo resultar em acidentes (MILITITSKY, 2012).

De acordo com Gaba *et al.* (2003), a ruptura de contenções escoradas são raramente ocasionados por erros na determinação dos esforços ou dimensionamento das cortinas propriamente ditas. Geralmente, são associados a fatores como: conhecimento inadequado das condições geológico-geotécnicas e hidrológicas locais, projeto deficiente com mau detalhamento construtivo e de especificações, mão de obra de má qualidade na execução dos sistemas de suporte, sequência construtiva inadequada resultando empuxos diferentes e superiores aos de projeto e controle inadequado das etapas construtivas, tais como escavações além das cotas definidas para implantação dos escoramentos e sobrecargas não consideradas de equipamentos pesados adjacentes.

De modo geral, os modos de ruptura de uma cortina ancorada podem ser classificados da seguinte forma (STROM e EBELING, 2002):

- ✓ Ruptura da barra do tirante (ou fios, ou cordoalhas) (Figura 9a);
- ✓ Insuficiência de atrito entre o bulbo e o solo (Figura 9b);
- ✓ Insuficiência de protensão do tirante (Figura 9c);
- ✓ Baixa rigidez à flexão da cortina (Figura 9d);
- ✓ Ruptura por insuficiência do empuxo passivo na região da ficha (Figura 9e);
- ✓ Ruptura por rotação antes da colocação do primeiro nível de tirantes (Figura 9f);
- ✓ Puncionamento da base, que ocorre quando o solo de fundação tem baixa capacidade de suporte (Figura 9g);
- ✓ Ruptura por tombamento (Figura 9h);
- ✓ Ruptura por cisalhamento (Figura 9i);
- ✓ Ruptura global (Figura 9j).

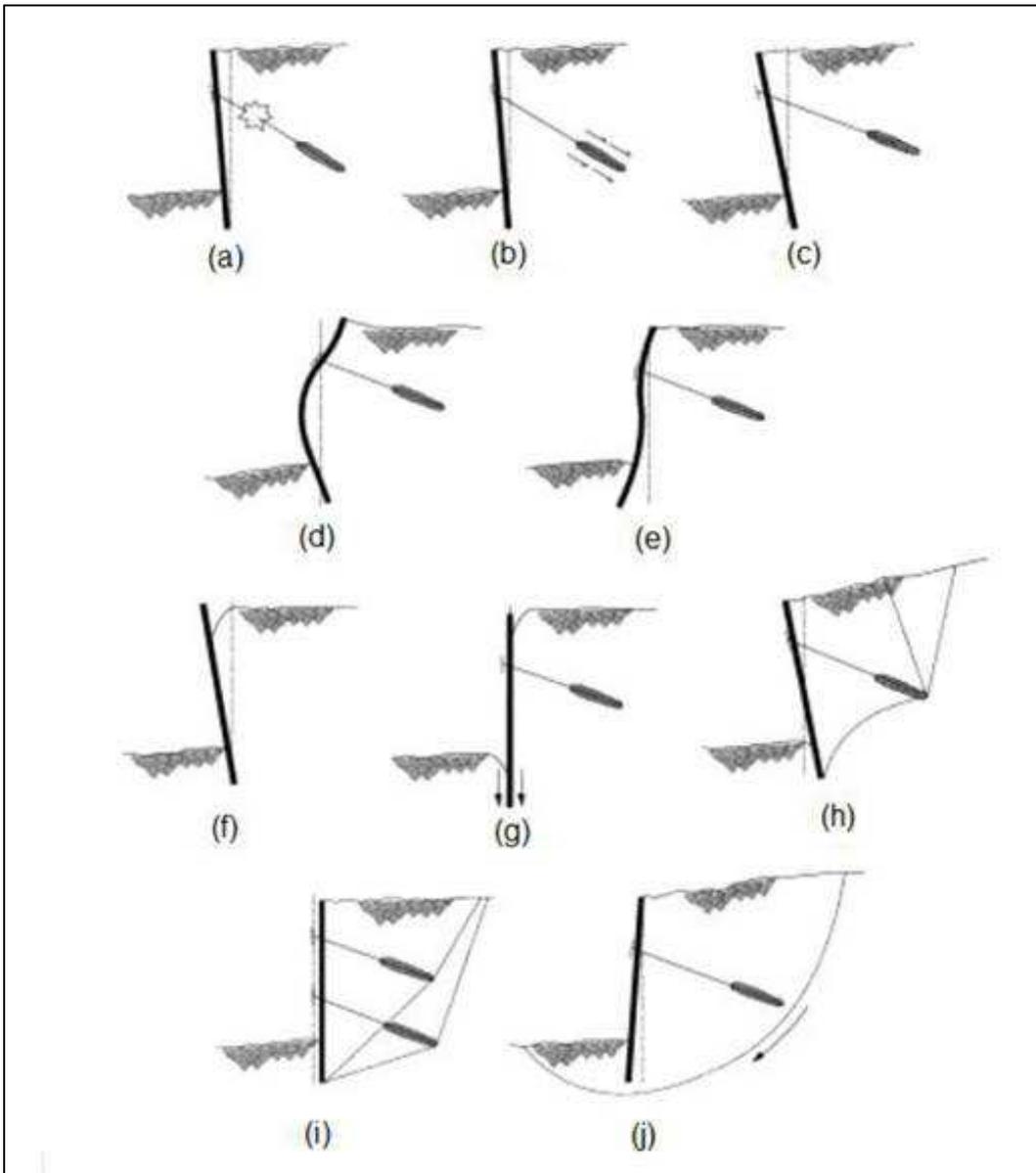


Figura 9. Modos de ruptura em cortinas ancoradas (STROM e EBELING, 2002).

2.6.3. Cálculo do Empuxo Sobre a Cortina

O empuxo de terra sobre uma estrutura de contenção corresponde à resultante das forças aplicadas pela massa de solo circundante, sobre a estrutura. A forma de distribuição de tensões na estrutura e o valor dessas tensões dependem da interação entre o solo e a própria estrutura.

Quando uma estrutura de contenção rotaciona em torno de sua base, como é o caso dos muros de arrimo, as tensões geostáticas a ela

aplicadas se distribuem de forma triangular. Nesses casos, o empuxo de terra pode ser calculado pelas Teorias de Rankine e Coulomb. Nas estruturas de contenção ancoradas ou escoradas, entretanto, as teorias de empuxo de terra de Rankine e Coulomb não podem ser utilizadas, pois o processo de deformações nesse tipo de estrutura é diferente do que ocorre nos muros de arrimo, gerando distribuições de tensão diferentes, ao longo da mesma (Marzionna et al. 1996).

Arends (1970) recomendou o uso dos diagramas empíricos de Terzaghi e Peck (1967), para utilização em escoramentos de valas escoradas a céu aberto. Tais diagramas foram elaborados a partir de medições experimentais de tensões horizontais em paredes escoradas com estroncas (Figura 10).

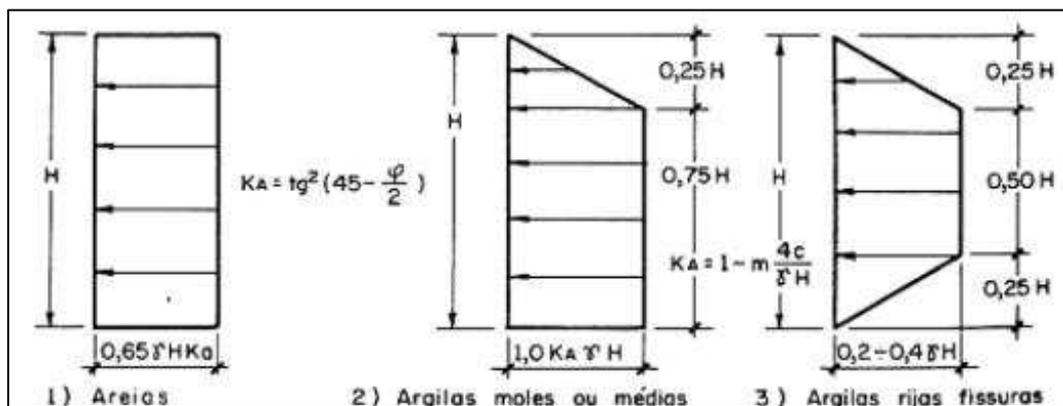


Figura 10. Diagramas empíricos de Terzaghi e Peck (1967).

Esses diagramas ainda são muito utilizados no dimensionamento de estruturas escoradas, sendo também estendidos aos casos de cortinas ancoradas (Martins *et al.*, 2002). É importante ressaltar as limitações desses diagramas, tendo em vista que foram obtidos a partir de medições experimentais que não levaram em consideração vários aspectos construtivos que podem influenciar as tensões horizontais atuantes em parede de apoios múltiplos.

Para se calcular o empuxo total sobre a cortina, deve-se levar em consideração, além do empuxo de terra, a parcela referente às sobrecargas nas proximidades da contenção, além das pressões exercidas pela água presente no solo.

Gaba *et al.* (2003) apresentam diagramas de distribuição de tensões sobre cortinas multi-escoradas, conforme mostra a Figura 11. Esses diagramas foram elaborados a partir da observação de 81 casos históricos, dos quais 60 são referentes a cortinas flexíveis (cortina de estacas metálicas e cortinas tipo Berlim) e 21 referentes a cortinas rígidas (paredes-diafragma e paredes de estacas secantes e contíguas). As letras A, B e C se referem ao tipo de solo contido (Tabela 1) e as letras S e F indicam quando a cortina é, respectivamente, rígida ou flexível.

Tabela 1. Tipos de solo contido (Gaba *et al.*, 2003).

Classificação do Solo	Descrição
A	Solos argilosos normalmente e levemente sobreadensados (argilas de moles a rijas).
B	Solos argilosos muito sobreadensados (argilas de rijas a muito rijas).
C	Solos granulares.

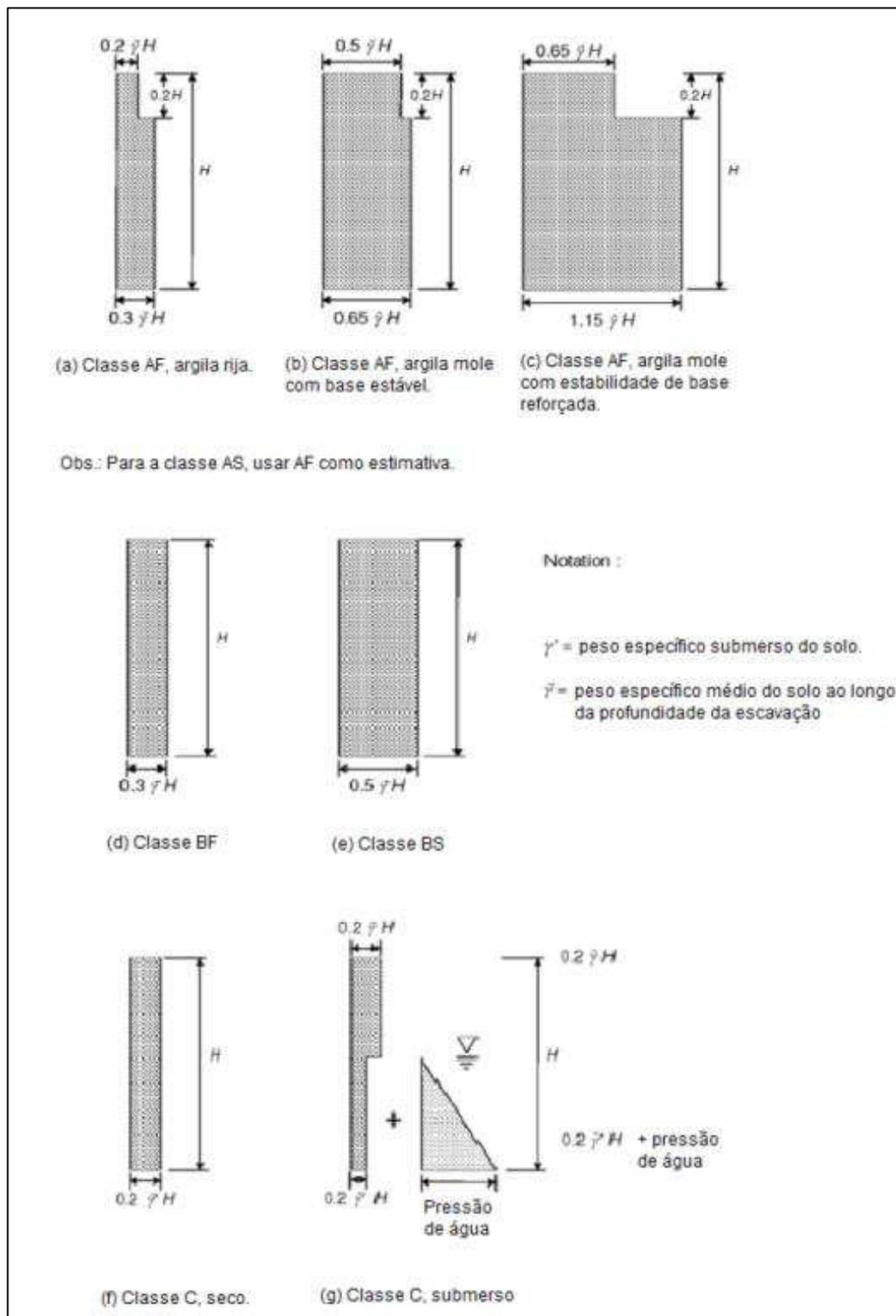


Figura 11. Distribuição de tensões sobre cortina multiescorada, proposto por Gaba *et al.* (2003).

2.6.4. Método de Costa Nunes e Velloso (1963)

Para situações simples envolvendo maciço de solo homogêneo com terrapleno horizontal, ou com inclinação δ inferior a 30° , Costa Nunes e Velloso (1963) sugeriram um método baseado em considerações de equilíbrio das forças horizontais e verticais que atuam na cunha mostrada na Figura 12.

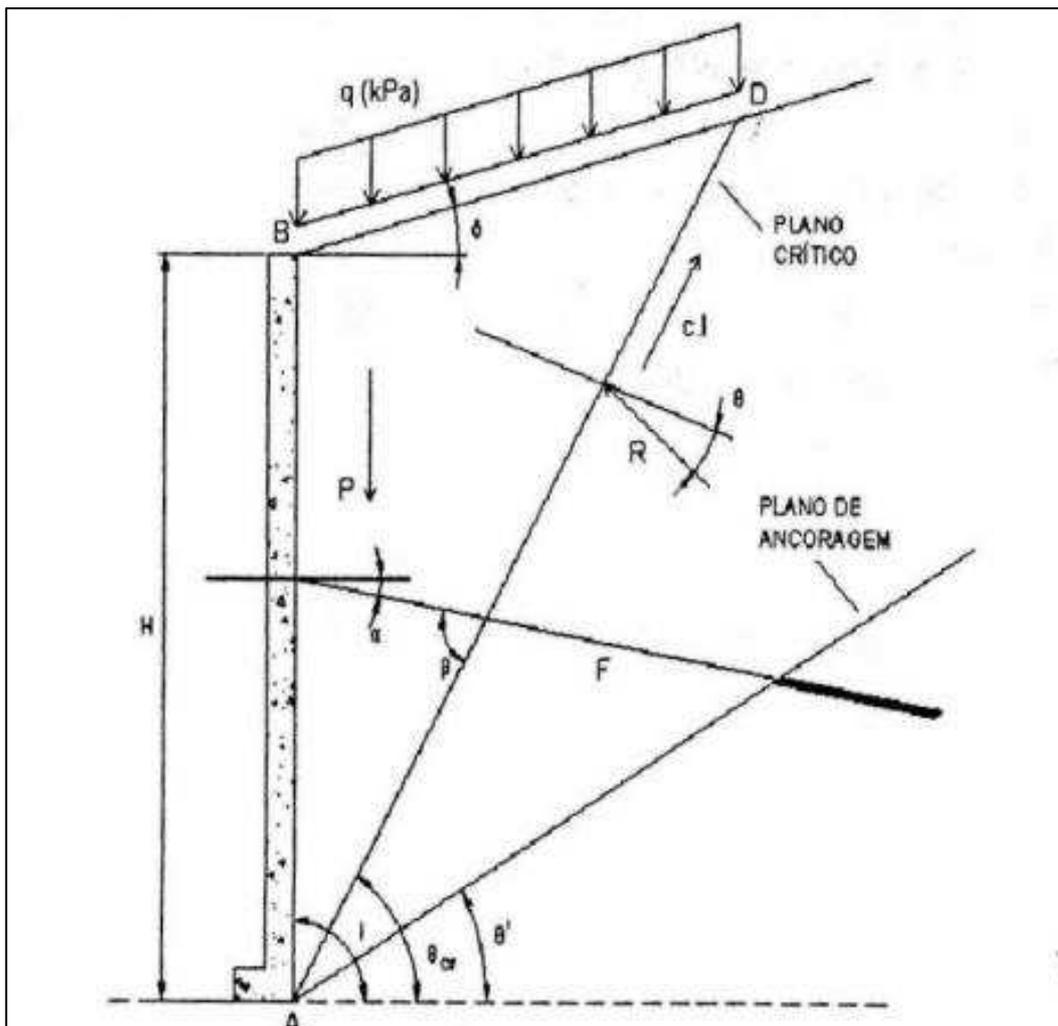


Figura 12. Análise de Estabilidade pelo método de Costa Nunes e Velloso (GeoRio, 2000).

O fator de segurança foi determinado pela seguinte expressão (Hoek Bray, 1981) considerando um talude com ausência de água.

$$FS = \frac{c \cdot A + (W \cdot \cos\delta + T \cdot \cos\alpha) \cdot \tan\varphi}{W \cdot \sin\delta - T \cdot \sin\alpha}$$

Equação 2

Onde:

c é a coesão do solo.

A é a área da superfície potencial de ruptura por metro linear.

W é o peso da cunha mais a componente devida ao carregamento distribuído na superfície do talude, por metro linear.

θ_{cr} inclinação da superfície potencial de ruptura definida por $\theta_{cr} = \frac{i+\varphi}{2}$

T é a força na ancoragem por metro linear.

α é o ângulo de inclinação da ancoragem com a horizontal.

φ é o ângulo de resistência ao cisalhamento do solo.

2.6.5.

Análise da estabilidade global do sistema de contenção

Para que a estabilidade global do sistema parede-maciço-ancoragem seja garantida, devem-se analisar os aspectos relacionados à segurança contra a ruptura de duas superfícies diferentes: uma externa (ruptura global generalizada) e uma interna (ruptura em cunha). Essas superfícies são mostradas na Figura 13.

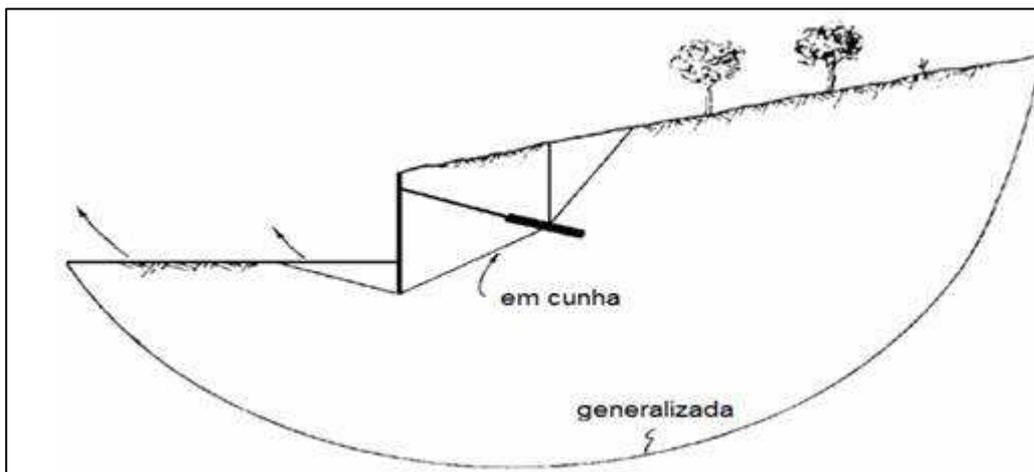


Figura 13. Tipos de ruptura na análise de estabilidade global em estruturas ancoradas (More, 2003).

Na análise de estabilidade global generalizada, os mecanismos de ruptura têm pouca ou nenhuma relação com a execução da escavação. Normalmente, essa análise é realizada utilizando-se métodos convencionais de estabilidade de taludes, como por exemplo, os métodos de Cullman, Fellenius, Taylor ou Janbu.

A verificação consiste em se garantir um fator de segurança adequado, definido pela Equação 3

$$FS = \frac{\sum MR}{\sum MA} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

$\sum MR$ é o somatório dos momentos resistentes na massa de solo e

$\sum MA$ é o somatório dos momentos atuantes na massa de solo.

A NBR 5629 (1996) admite, para esta análise, um fator de segurança mínimo de 1,5.

Na análise de segurança interna, a superfície de ruptura engloba apenas o solo adjacente à cortina e ocorre como consequência direta da variação no estado de tensões do solo devido à escavação. A estabilidade do conjunto está fortemente condicionada à posição dos bulbos de ancoragem.

A análise da estabilidade interna é feita através do equilíbrio limite da cunha que pode vir a ser mobilizada. Esse tipo de análise foi originalmente proposta por Kranz (1953) para cortinas de estacas-prancha. O método foi inicialmente desenvolvido para o caso de ancoragem isolada, sendo posteriormente estendido ao caso de se ter mais de um nível de tirantes no sistema de contenção.

A verificação da segurança de um tirante isolado é realizada considerando-se uma superfície de deslizamento simplificada, iniciando no pé da ficha da parede, chegando até o ponto médio do bulbo e, verticalmente, interceptando a superfície do terreno (Figura 14).

Através da consideração dos valores e direções das diversas cargas atuantes na cunha em questão, é possível estabelecer o polígono de

forças do qual é deduzida a força de ancoragem compatível com a segurança da massa (Figura 14). O fator de segurança definido por Kranz (1953) é determinado pela Equação 4. É importante salientar que a análise discutida restringe-se a solo homogêneo, ou seja, admite-se que toda cunha encontra-se em um único material.

$$FS = \frac{F_a^{ult}}{F_a^{trabalho}}$$

Equação 4

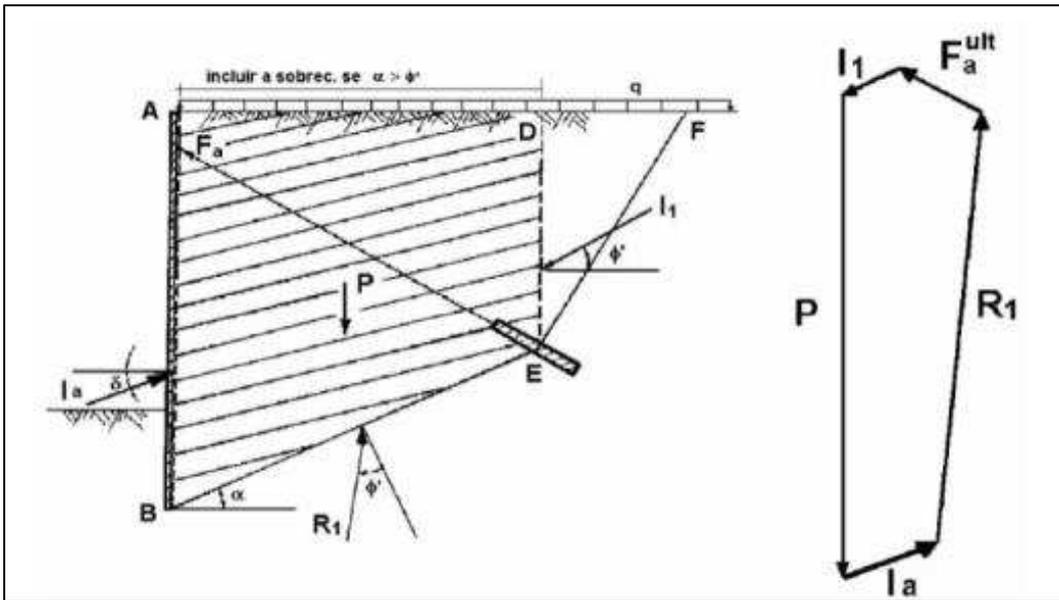


Figura 14. Superfície de ruptura interna simplificada (Yassuda e Dias, 1996).

Na Figura 14 e na Equação 4:

I_a é o empuxo ativo atuante na parede de contenção;

I_1 o empuxo ativo atuante na cunha;

P é o peso próprio da cunha;

φ é o ângulo de atrito interno do solo;

δ é o ângulo de atrito entre a parede e o solo;

F_a^{ult} é a carga máxima que pode ocorrer no tirante;

$F_a^{trabalho}$ é a carga de trabalho do tirante.

Para os casos em que o sistema de contenção apresenta mais de uma linha de tirantes, são válidos os mesmos princípios anteriormente

expostos. Entretanto, é necessário se analisar diversas superfícies de deslizamento, passando por apenas um tirante ou ligando os pontos médios dos bulbos das ancoragens envolvidas.

2.6.6. Capacidade de carga das ancoragens

A capacidade de carga do bulbo de ancoragem corresponde à carga de arrancamento do tirante. Essa capacidade de carga depende das dimensões do bulbo (diâmetro e comprimento), da pressão efetiva ao redor do bulbo (peso do solo e pressão de injeção) e das características do solo.

2.6.6.1. Método NBR 5629 (2006)

O método proposto pela NBR 5629 (2006) para cálculo da capacidade de carga das ancoragens não leva em consideração o efeito da injeção, e por isso, é considerado como uma formulação conservadora.

Para tirantes executados em solos arenosos a norma recomenda a utilização da Equação 5:

$$T = \sigma_z^f U L_b k_f \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

T = capacidade de carga do bulbo;

σ_z^f = tensão efetiva no ponto médio da ancoragem;

U = perímetro médio da seção transversal da ancoragem;

L_b = comprimento do bulbo de ancoragem;

k_f = coeficiente de ancoragem indicado na Tabela 2.

Tabela 2. Coeficientes de ancoragem kf (NBR 5629, 2006).

Solo	Compacidade		
	Fofa	Compacta	Muito Compacta
Silte	0,1	0,4	1
Areia Fina	0,2	0,6	1,5
Areia Média	0,5	1,2	2
Areia Grossa e Pedregulho	1	2	3

No caso de tirantes executados em solos argilosos, a NBR 5629 (2006) recomenda a utilização da Equação 6:

$$T = \alpha UL_b S_u \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

α = coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento (para e para);

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada do solo argiloso.

2.6.6.2. Método de Ostermayer (1975)

O método de Ostermayer (1975) consiste na utilização de gráficos, elaborados a partir de resultados de aproximadamente 300 ensaios de campo, em ancoragens na Alemanha. Os gráficos relacionam o comprimento de ancoragem à capacidade de carga das mesmas.

Os gráficos obtidos por Ostermayer (1975) para as ancoragens em solos granulares, relacionando a capacidade de carga e o comprimento do bulbo, são mostrados na Figura 15. Esses gráficos, porém, não fazem menção ao procedimento de injeção (estágio único ou estágios múltiplos) utilizado na execução das ancoragens.

A Figura 16 mostra os resultados obtidos para solos coesivos, dessa vez, apresentando os resultados para tirantes executados com e sem reinjeção.

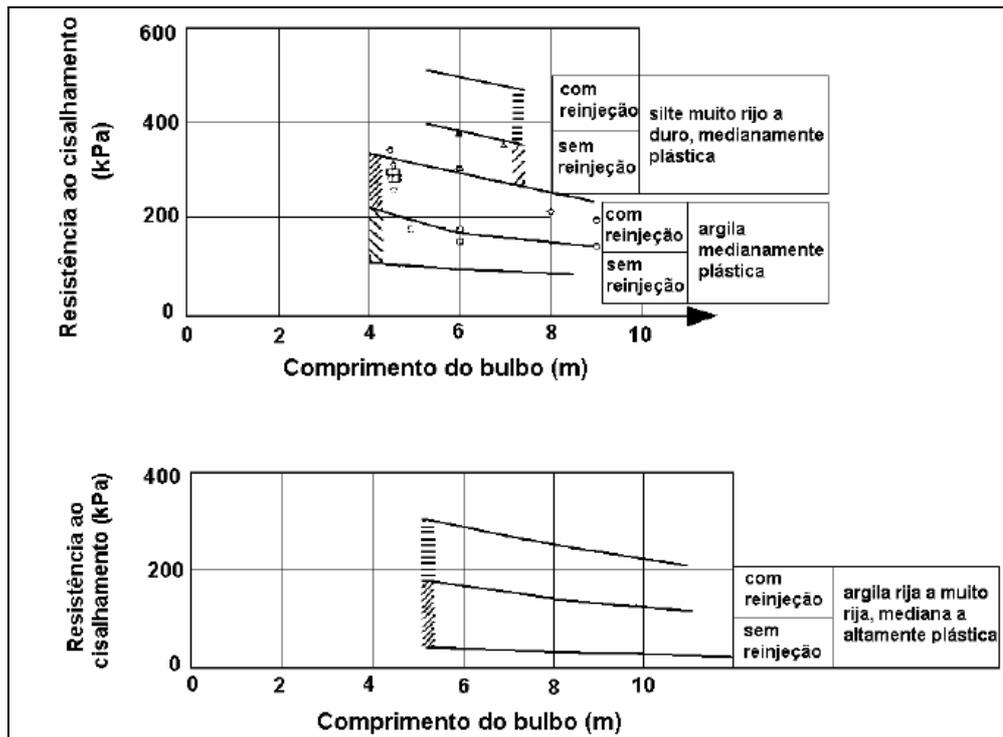


Figura 15. Capacidade de carga de ancoragens executadas em solos argilosos. (Ostermayer, 1975)

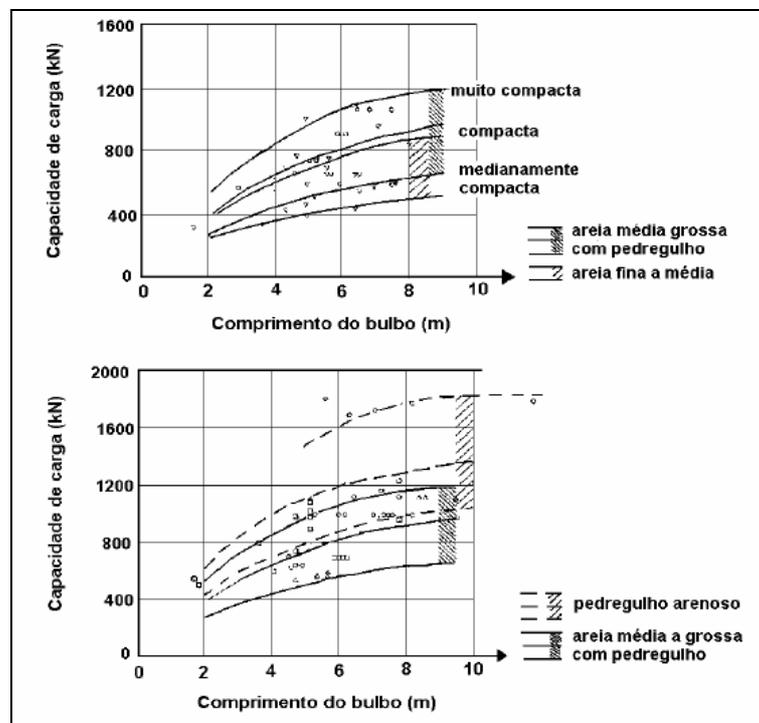


Figura 16. Capacidade de carga de ancoragens executadas em solos granulares. (Ostermayer, 1975)

2.6.6.3. Método de Bustamante e Doix (1985, apud More, 2003)

Esse método considera, de forma qualitativa, a influência da técnica de injeção, pressão de injeção e volume de calda de cimento injetada.

A capacidade de carga limite da ancoragem pode ser determinada por:

$$T = \pi D_e L_b q_s \quad \text{Equação 7}$$

$$D_e = \beta D_p \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

D_e é o diâmetro médio adotado para o trecho ancorado;

D_p é o diâmetro da perfuração do trecho ancorado;

L_b é o comprimento do trecho ancorado;

β é o coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção;

q_s é a resistência ao cisalhamento.

A Tabela 3 apresenta os valores de coeficiente de majoração para diversos tipos de solo, considerando as duas técnicas de injeção (com e sem reinjeção). Para que atinja os valores indicados na Tabela 3, o volume de nata de cimento injetada deve ser de, no mínimo, 1,5 vezes o volume perfurado.

O valor de β pode ser obtido a partir de gráficos de correlações empíricas, apresentados na Figura 18, para areias e pedregulhos e na Figura 19, para siltes e argilas. No eixo das abscissas p_1 se refere à pressão limite do ensaio pressiométrico e N , ao número de golpes do ensaio SPT.

Tabela 3. Coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção (BUSTAMANTE e DOIX, 1985, apud MORE, 2003).

Tipo de Solo	Coeficiente β	
	Com reinjeção	Sem reinjeção
Cascalho	1,8	1,3 - 1,4
Cascalho arenoso	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Areia com cascalho	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3
Areia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Areia média	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Areia fina	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Areia siltosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Silte	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Argila	1,8 - 2,0	1,2

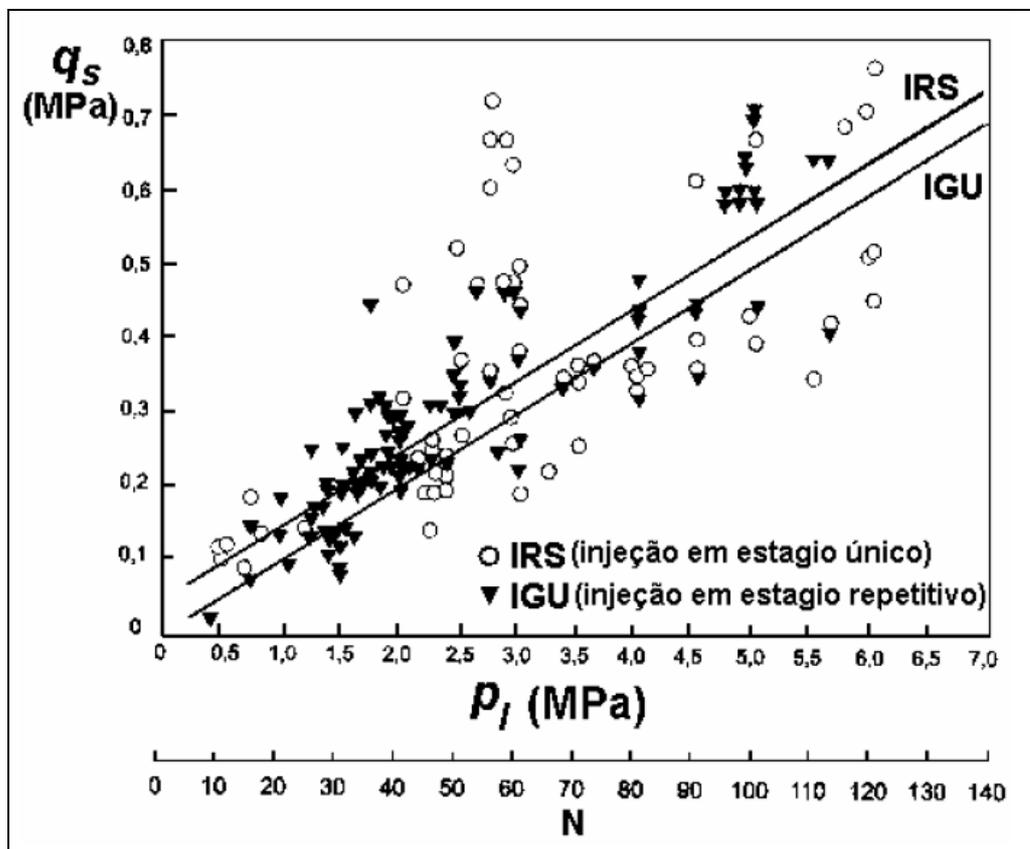


Figura 17. Correlações empíricas para determinação de q_s em areias e pedregulhos (Bustamante e Doix, 1985, apud More, 2003).

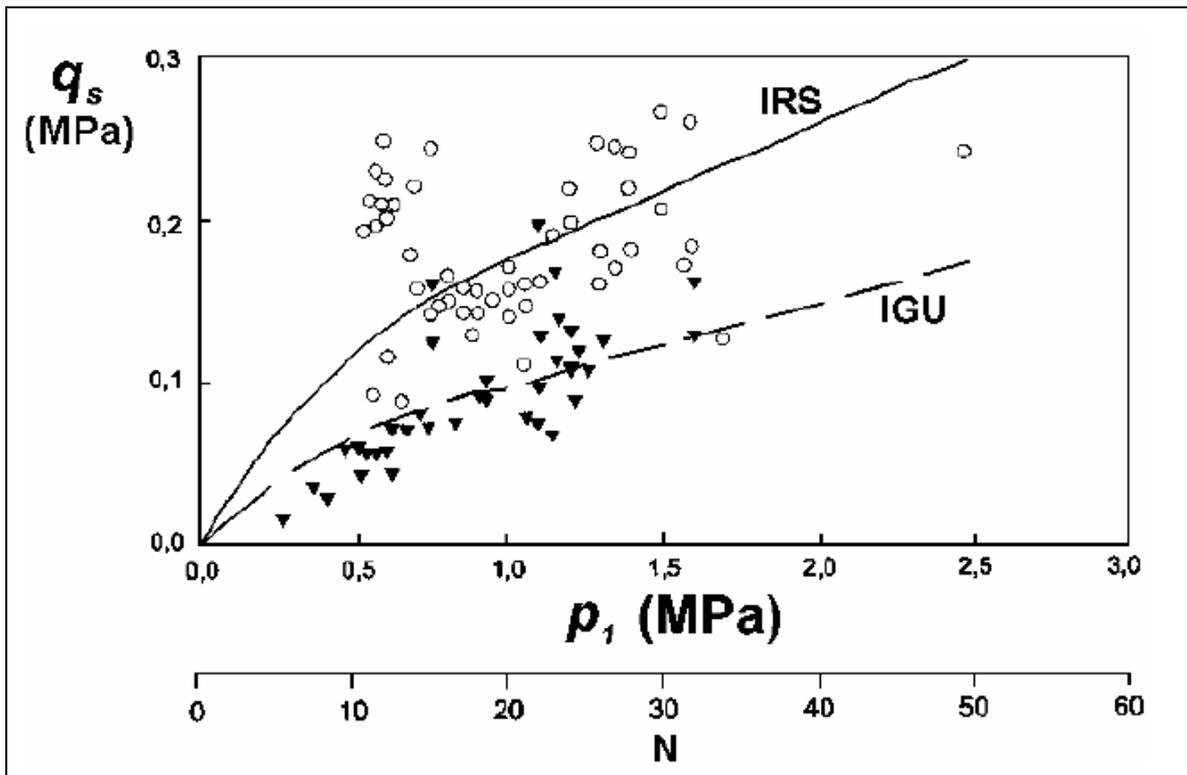


Figura 18. Correlações empíricas para determinação de q_s em siltes e argilas (Bustamante e Doix, 1985).

2.6.7. Deslocamentos em Estruturas de Contenção e Movimentos de Solo Associados

A previsão ou cálculo de deslocamentos de estruturas de contenção é de difícil solução, pois existem muitos fatores complexos que influenciam na ocorrência e magnitude desses deslocamentos, tais como: condições do solo, tipo de contenção, rigidez do sistema de suporte, Sequência construtiva, método de execução, drenagem, efeito do tempo e condições geométricas do contorno da escavação.

As grandezas desses movimentos não podem ser previstas com precisão, mas podem ser estimadas por aproximações empíricas baseadas em medições de campo ou por métodos analíticos e numéricos calibrados a partir de comparações com a experiência. Dessa forma, a experiência anterior documentada se constitui em importante ferramenta e deve ser utilizada sempre.

Sabe-se, entretanto, que a literatura possui dados de desempenho de cortinas insuficientes, sendo necessário obterem-se, urgentemente, mais dados de casos históricos que providenciem medições de alta qualidade do comportamento atual dos diferentes tipos de paredes de contenção instalados em várias condições de solo (GABA et al., 2003).

O movimento do solo nas proximidades da contenção ocorre basicamente devido a três fatores: processo construtivo da parede, escavação do solo na frente da cotenção e fluxo de água próximo ou através da parede. Esses fatores são detalhados a seguir.

2.6.7.1. Movimentos devido à construção da cortina

Os movimentos provocados durante a construção de uma cortina tendem a ser localizados e decorrem da escavação ou cravação de estacas ou da escavação e instalação de painéis dentro do solo.

Nas estacas cravadas, a vibração gerada pode causar a compactação de depósitos de solo granular fofo e pode se estender a distâncias consideráveis. Já na execução de estacas escavadas, pode haver uma movimentação de solo para a região da estaca adjacente, mas os movimentos são restritos à área local ao redor das mesmas (Gaba et al., 2003).

Dados de deslocamentos coletados por Clough e O'Rourke (1990), Thompson (1991), Carder (1995) e Carder et al. (1997) são apresentados na Figura 19. Os gráficos elaborados permitem estimar as deformações no solo provocadas apenas pela construção de cortinas de estacas (contíguas e secantes).

A Figura 19a se refere aos movimentos horizontais do solo próximo à cortina de estacas. Observa-se que os movimentos de solo são maiores na região próxima à cortina, diminuindo à medida que se afasta dela. Esses dados experimentais sugerem que o deslocamento horizontal do solo é nulo a uma distância da cortina de aproximadamente 1,5 vezes a profundidade de escavação. Devido à diferença no processo construtivo,

as cortinas de estacas secantes apresentaram deslocamento de solo maior do que as cortinas de estacas contíguas.

A Figura 19b mostra os deslocamentos verticais (recalques) do solo nas proximidades das estruturas de contenção, provocados pela construção da mesma. Pode-se considerar, a partir do gráfico, que o recalque do solo se iguala a zero a uma distância da cortina igual a duas vezes a profundidade de escavação.

2.6.7.2.

Movimentos devido à escavação na frente da parede

Quando é feita uma escavação na frente de uma estrutura de contenção, há um alívio no suporte lateral do solo atrás da mesma, além de um alívio de carga vertical na base da escavação. Se a contenção for escorada ou ancorada, ela tenderá a se deslocar conforme mostrado na Figura 20.

Durante o estágio inicial de escavação, a cortina se desloca como uma estrutura em balanço, provocando um recalque no solo adjacente. Esse recalque diminui à medida que aumenta a distância até a cortina, formando uma superfície de recalques aproximadamente triangular (Figura 20a).

Quando a escavação avança para o próximo nível, o movimento na parte superior da estrutura é restringido pela instalação de um suporte. Ocorrem, então, movimentos na região da cortina abaixo do suporte. Isso é mostrado como um componente incremental de deslocamentos totais na Figura 20b.

A combinação desses movimentos resulta em um perfil de deslocamentos da cortina e do solo, conforme mostra a Figura 20c. Se o movimento da cortina na região abaixo dos suportes for predominante, o padrão de recalque do solo tende a ser delimitado por um perfil trapezoidal. Se o movimento em balanço predominar, então o perfil de assentamento tende a formar um padrão triangular.

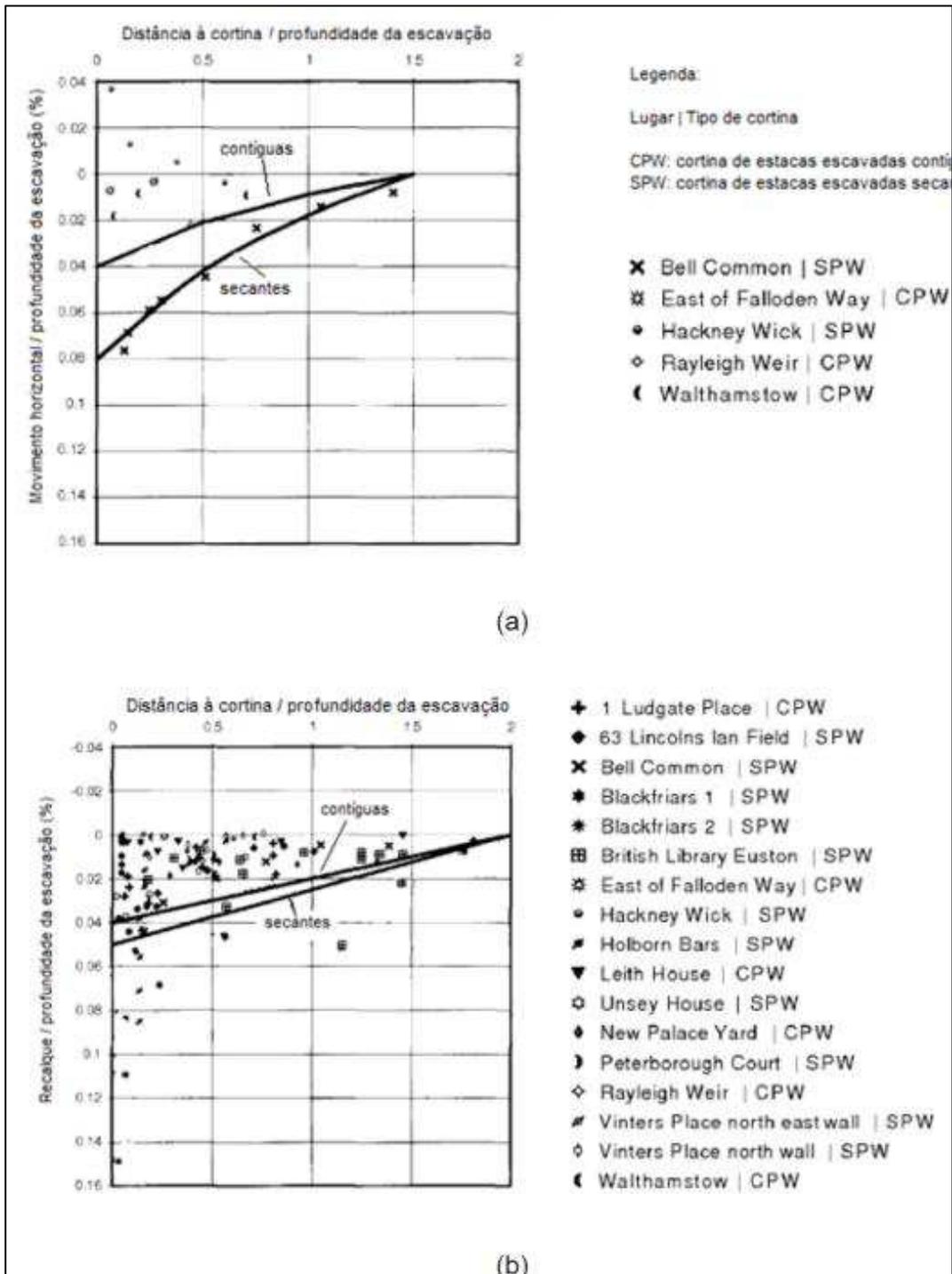


Figura 19. Movimentos na superfície do solo, devido à construção de cortina de estacas em argila rija: (a) movimentos horizontais; (b) movimentos verticais (Gaba et al., 2003).

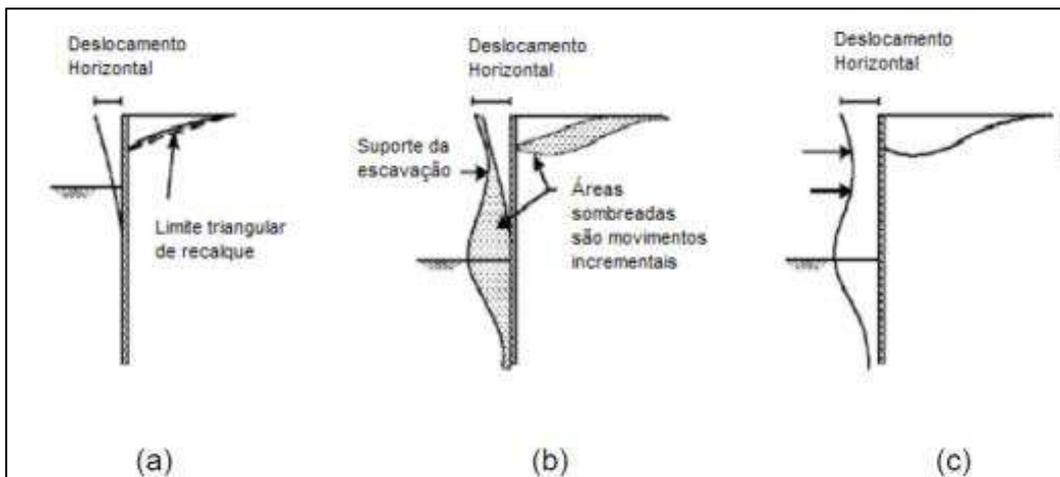


Figura 20. Comportamento de deslocamentos em estruturas de contenção ancoradas (Gaba et al., 2003).

A primeira coleção de dados reais sobre deslocamentos em cortinas, organizados na bibliografia técnica, foi a de Peck (1969), a qual mostra dados de recalque de solo, provocados pela escavação na frente da contenção, em pontos localizados a diversas distâncias da cortina, em função da profundidade de escavação.

No gráfico de Peck, observam-se três zonas (ver Figura 27): a zona I representa areia e argila mole a rija, a zona II representa argila muito mole a mole, com profundidade limitada de argila abaixo do fundo da escavação e a zona III representa argila mole a muito mole, para uma profundidade significativa abaixo do fundo da escavação.

A partir dos estudos de Peck, iniciaram-se vários outros estudos semi-empíricos similares, conduzidos por vários pesquisadores, os quais analisaram o comportamento de diferentes tipos de estruturas de contenção em diferentes condições de solo e construção.

Mana e Clough (1981) examinaram 11 casos históricos. Os movimentos máximos observados são correlacionados com o fator de segurança ao levantamento do fundo da escavação, definido por Terzaghi (1943). A Figura 21 mostra o gráfico proposto por Mana e Clough (1981) para estimativa de deslocamentos da estrutura.

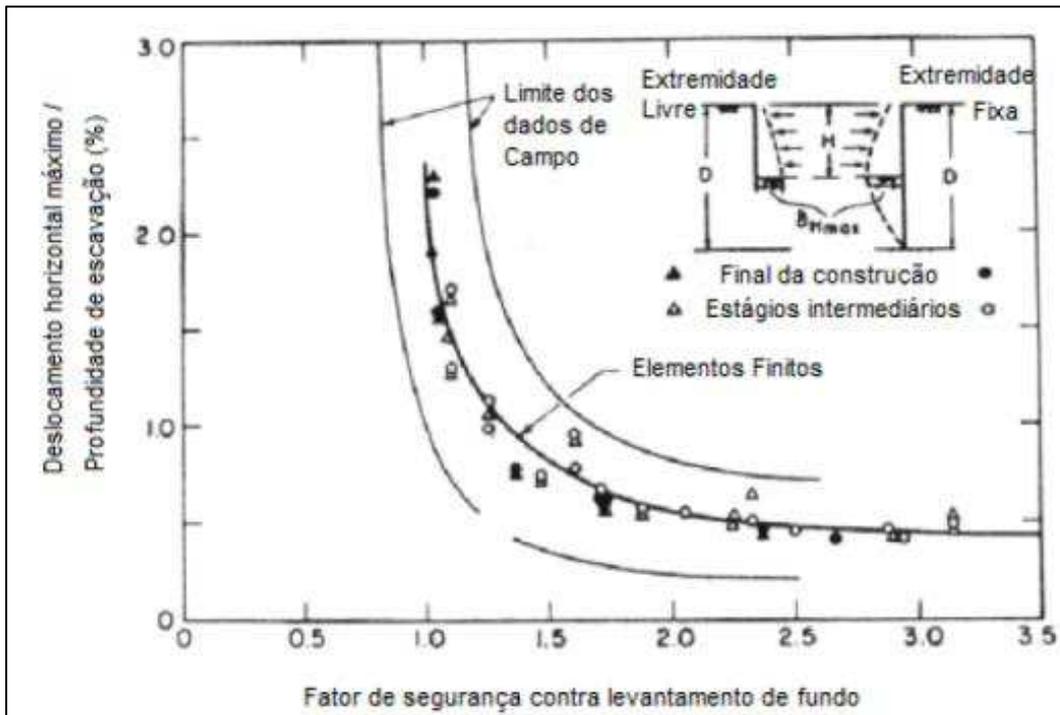


Figura 21. Relação entre o fator de segurança contra levantamento de fundo, definido por Terzaghi (1943) e o máximo deslocamento horizontal da cortina (Mana e Clough, 1981).

Clough *et al.* (1989) propuseram um método semi-empírico para estimar movimentos nas escavações em argila, em que o deslocamento lateral máximo da parede é relacionado com o fator de segurança definido por Terzaghi (1943) e com a rigidez do sistema de suporte da escavação.

A rigidez do sistema solo-estrutura de contenção é definido por Clough *et al.* (1989) como:

$$\eta = \frac{EI}{\gamma_w h^4} \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

E é o módulo de Young;

I é o momento de inércia da área da seção da parede por metro;

γ_w é o peso específico da água;

h é o espaçamento vertical entre os suportes da parede.

Os deslocamentos máximos podem ser estimados a partir do gráfico mostrado na Figura 22.

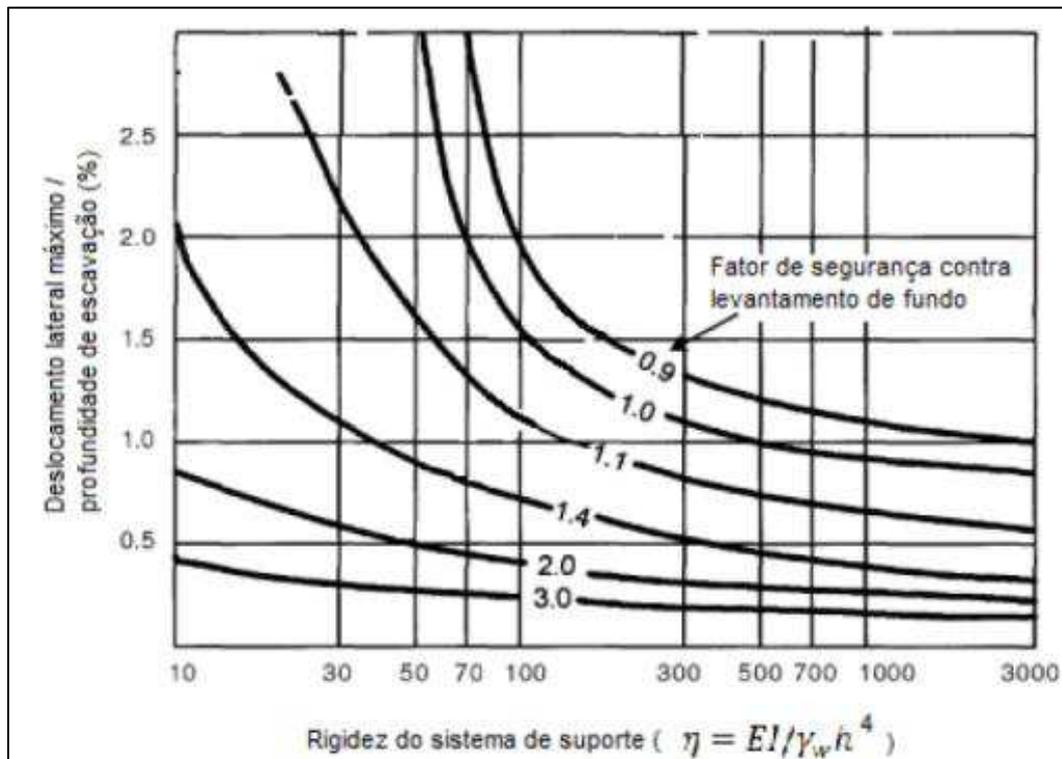


Figura 22. Deslocamento lateral da parede como porcentagem da profundidade de escavação versus rigidez do sistema de suporte (Clough et al., 1989).

St John *et al.* (1992) apresentaram valores de deslocamentos horizontais de cortinas construídas para suporte de escavações na argila de Londres (Figura 23). Para cortinas executadas de cima para baixo (rigidez de suporte alta) foram observados valores de deslocamentos horizontais menores que 0,2%H, tipicamente, 0,15%H (em que H é a altura máxima da escavação). No caso de cortinas em balanço (rigidez de suporte baixa), os deslocamentos horizontais máximos foram da ordem de 0,4%H.

Correia *et al.* (1996), através de instrumentação de campo e simulações numéricas, obtiveram dados de deslocamentos para duas contenções do tipo Berlim, construídas em solo variando entre silte e argila, obtendo valores de deslocamentos horizontais máximos, em

relação à altura da contenção (H), da ordem de $0,15\%H$, para uma das contenções e $0,69\%H$ para a outra.

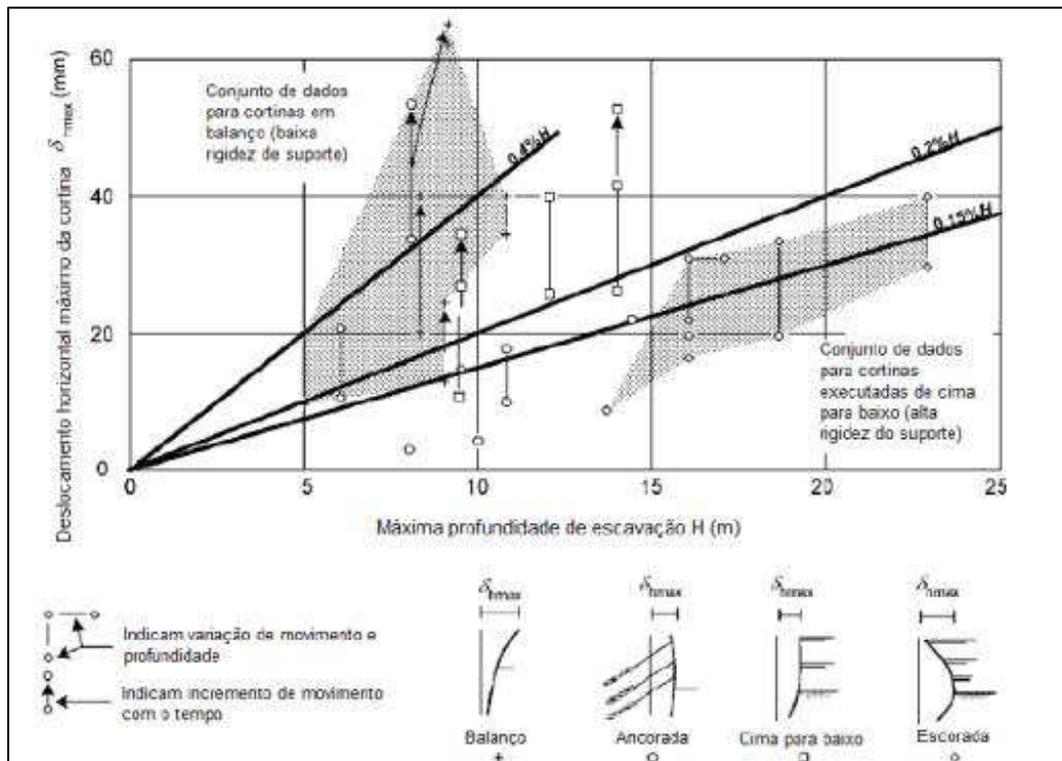


Figura 23. Máximos deslocamentos horizontais observados em cortinas para escavações em argila de Londres (St John *et al.*, 1992).

Gaba *et al.* (2003) apresenta gráficos elaborados a partir da reunião de vários trabalhos, os quais podem ser usados para estimar a magnitude de deslocamentos em estruturas de contenção, devido à escavação na frente da mesma. A Figura 24 se refere aos deslocamentos horizontais e verticais de paredes de estacas e paredes diafragma assentes em argila rija e a Figura 25 se refere aos deslocamentos verticais dos mesmos tipos de estruturas, quando assentes em areia. Observa-se que os valores de deslocamentos são maiores para estruturas menos rígidas, além disso, observa-se também que os deslocamentos no solo contido atingem uma distância em relação à cortina de aproximadamente $4H$ em solos predominantemente argilosos e $2H$ em solos predominantemente arenosos.

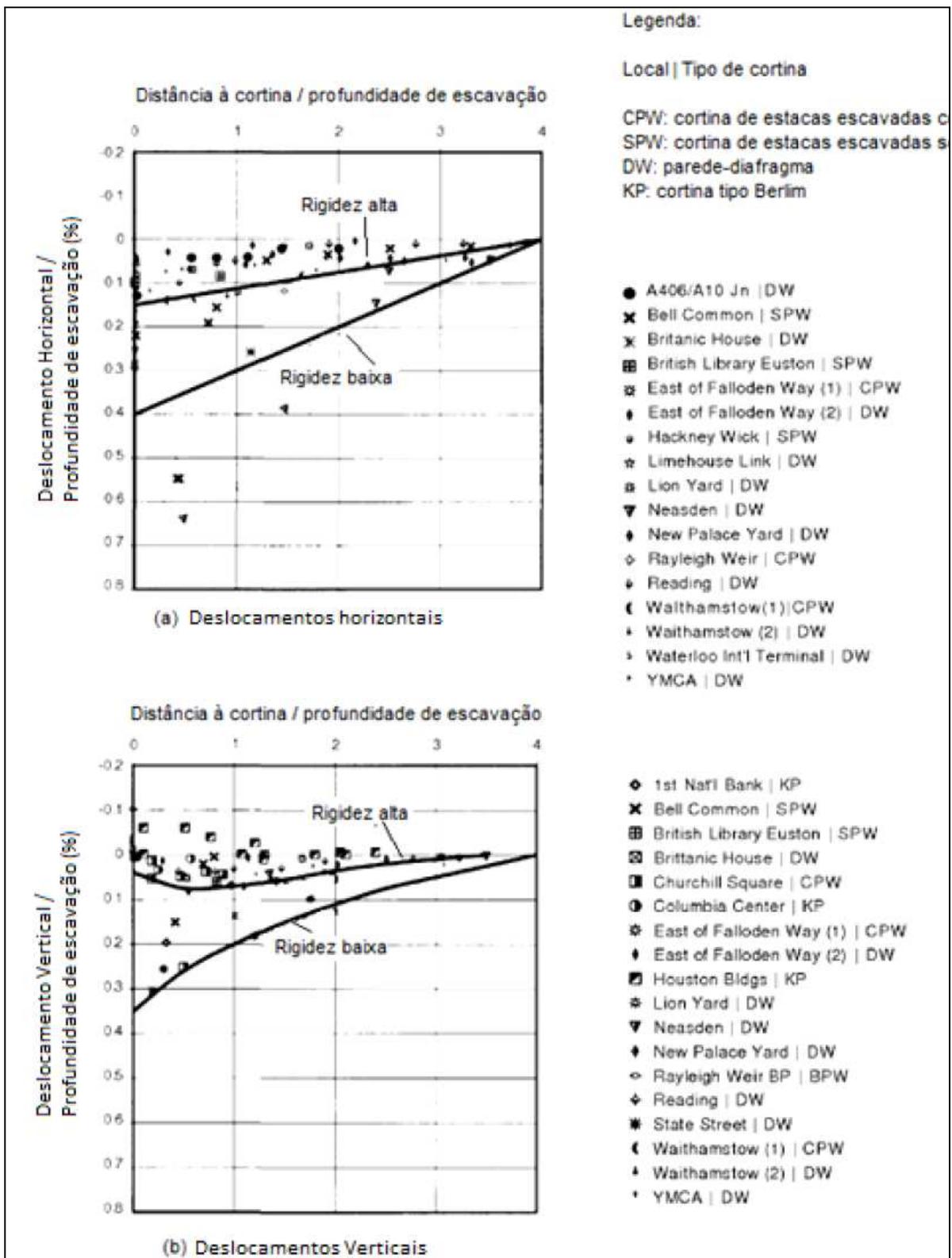


Figura 24. Deslocamentos horizontais e verticais em paredes assentes em argila rija, devido à escavação em frente à cortina (Gaba *et al.*, 2003).

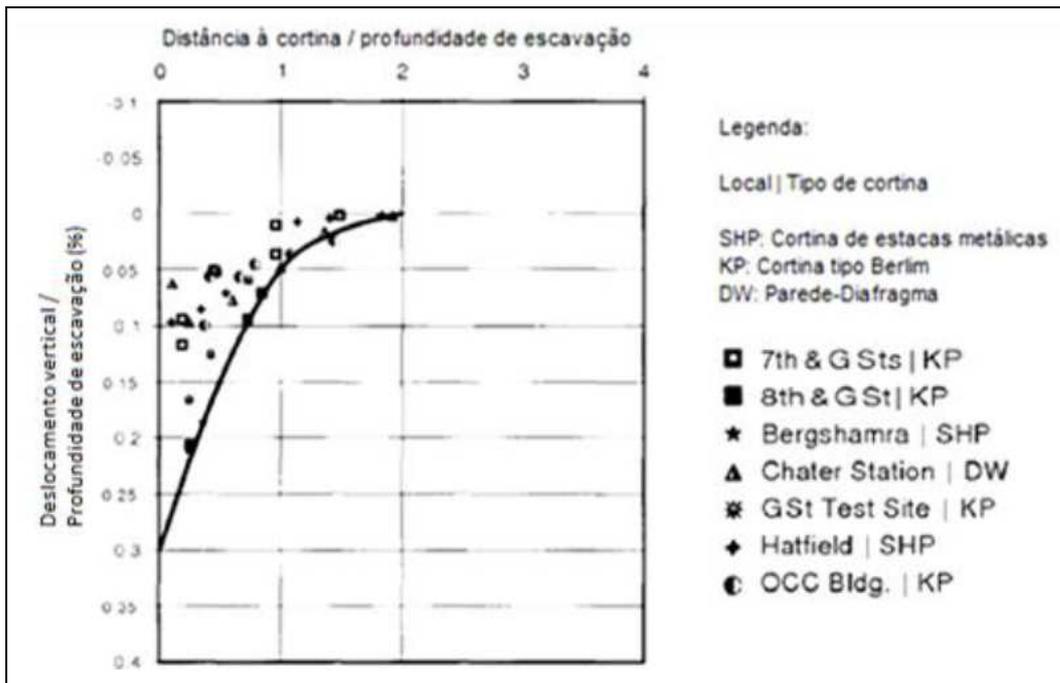


Figura 25. Deslocamentos verticais em paredes assentes em areia, devido à escavação em frente à parede (Gaba et al., 2003).

Moormann (2004) estudou cerca de 530 casos de deslocamento em estruturas de contenção, provocado por escavações executadas em solos argilosos de baixa consistência ($c_u < 75 \text{ kPa}$). Concluiu-se que o deslocamento horizontal máximo típico situa-se entre 0,5% e 1,0% da profundidade máxima de escavação (H), com média de $0,87\%H$ (Figura 26).

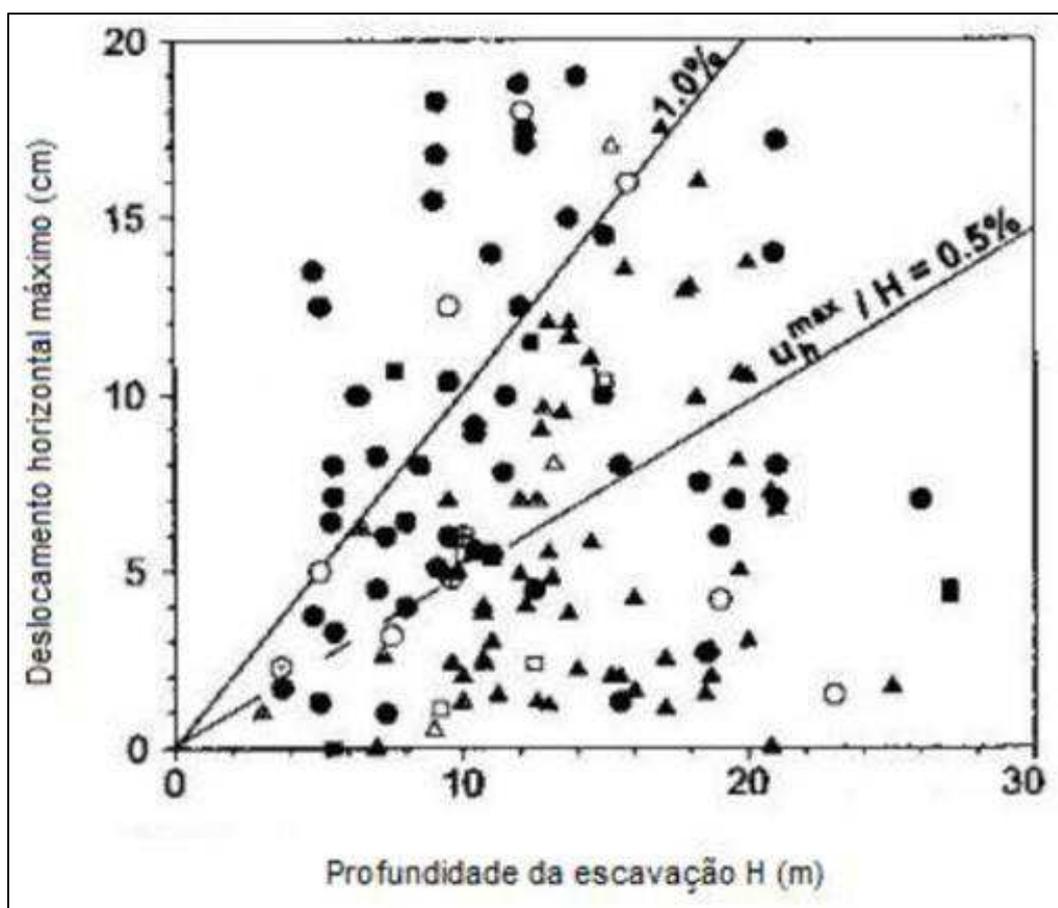


Figura 26. Variação do máximo deslocamento horizontal com a profundidade de escavação (Moorman, 2004).

Oliveira et al. (2009) mediram os deslocamentos horizontais de uma parede diafragma assente em areia argilo-siltosa e encontraram deslocamentos máximos de 0,33 %H. Esse valor se aproxima bastante dos medidos por Hsieh et al. (2003), o qual encontrou valores de 0,3 a 0,5%H, para paredes-diafragma executadas em solos areno-siltosos.

Wang et al. (2010) reuniram dados de deslocamento de paredes em cerca de 300 escavações profundas em solo mole de Shanghai e compararam seus resultados com aqueles obtidos por Peck (1969). A Figura 27 mostra o recalque medido na superfície do terreno em função da distância à cortina. Ambas as grandezas são normalizadas pela profundidade máxima de escavação. Observa-se que a maioria dos recalques medidos na superfície do terreno se encontra dentro da Zona I, proposta por Peck (1969), mesmo sendo o solo de Shanghai constituído

de material de baixa resistência, sendo esperado que estivessem dentro da zona III.



Figura 27. Valores de recalques superficiais obtidos por Wang *et al.* (2010), plotados no gráfico proposto por Peck (1969).

Wang *et al.* (2010) também apresentaram medições de deslocamentos horizontais para diferentes tipos de estruturas de contenção. Os gráficos da Figura 28 mostram os resultados de deslocamento horizontal para três classes diferentes de estruturas de contenção, em função da profundidade de escavação. Nesses gráficos são mostradas retas representativas de deslocamento máximo, mínimo e médio, como porcentagem da profundidade de escavação (H). A classe 1 representa cortinas construídas pelo método de escavação de cima para baixo, incluindo paredes-diafragma e cortinas de estacas contíguas. A classe 2 representa cortinas relativamente rígidas construídas pelo método de baixo para cima, incluindo paredes-diafragma, cortinas de estacas contíguas e mistura de solo em profundidade (deep soil mixing). E a classe 3 representa cortinas de estacas metálicas (Figura 28a, Figura 28b e Figura 28c, respectivamente).

Observa-se que as cortinas constituídas de estacas metálicas apresentaram, em média, os maiores valores de deslocamento horizontal

e, por esse motivo, agora são raramente usadas em escavações profundas em Shanghai (Wang *et al.*, 2010).

Magalhães (2003) mediu os deslocamentos horizontais no topo de uma cortina de estacas, através de método topográfico, e observou que os valores de deslocamento horizontal aumentavam com o passar do tempo, porém, tendendo à estabilização.

A magnitude dos deslocamentos horizontais em cortinas depende quase totalmente da eficácia do sistema de suporte. Long (2001) reporta que grandes deslocamentos (maiores que 0,3%H) em cortinas ancoradas em solos rígidos são causados principalmente pelos seguintes fatores: i) movimentações ocorridas no estágio inicial do processo construtivo, quando a estrutura se desloca como uma cortina em balanço; ii) sistemas de contenção excessivamente flexíveis; iii) fluência de ancoragens; iv) escoamento estrutural.

É importante frisar que a geometria da escavação afeta a magnitude e a distribuição de movimentos no solo nas proximidades da contenção. Observa-se, por exemplo, que as laterais da escavação tendem a restringir movimentos da estrutura nessa região, como observado por Guerra *et al.* (1997). Esse fenômeno é conhecido como efeito de canto e também foi reportado por Gaba *et al.* (2003).

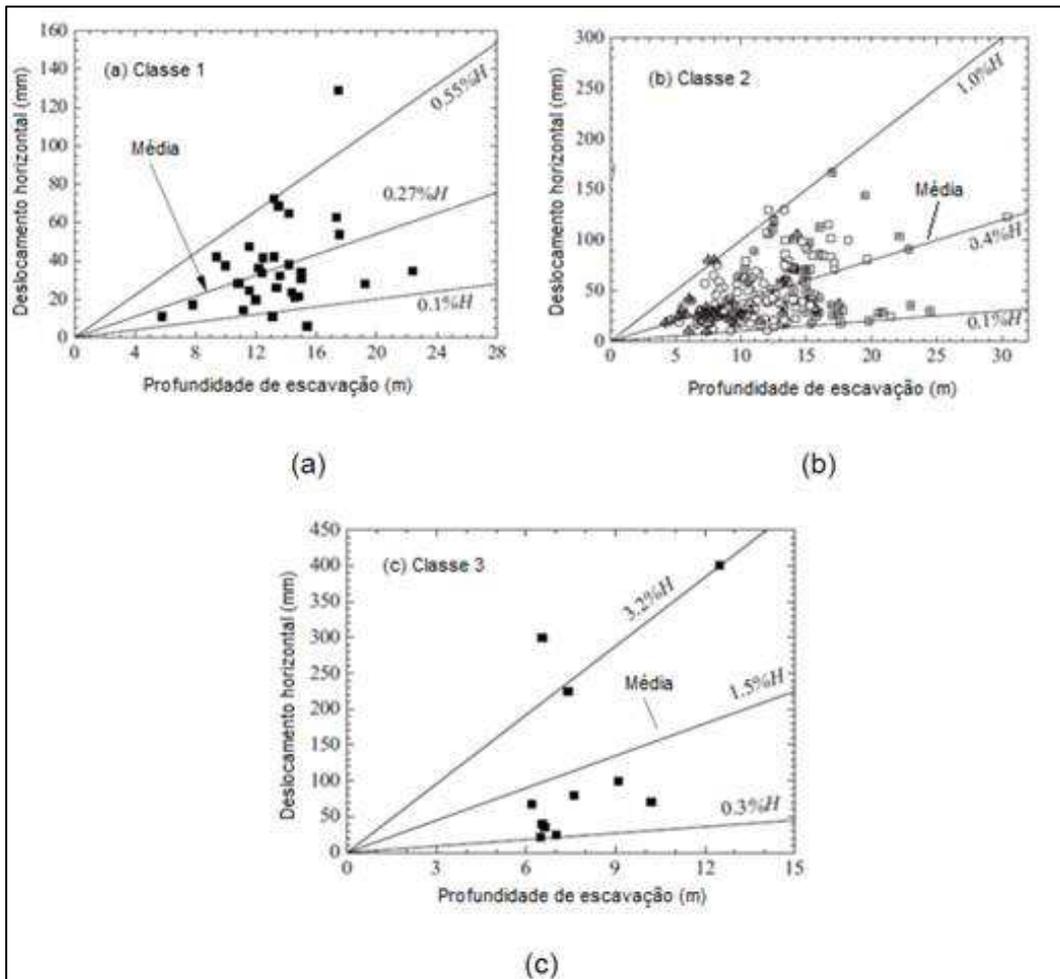


Figura 28. Deslocamentos máximos laterais versus profundidade de escavação: (a) cortinas construídas pelo método de escavação de cima para baixo; (b) cortinas relativamente rígidas construídas pelo método de baixo para cima; (c) cortinas de estacas metálicas (Wang *et al.*, 2010).

2.6.8. Cargas em Tirantes

Li *et al.* (1988) investigaram, através do uso de extensômetros elétricos instalados no bulbo de tirantes, a distribuição de carga ao longo dos mesmos. Os tirantes foram usados para contenção de uma parede diafragma, assente em terreno variando entre silte argiloso e argila siltosa. Cada tirante possuía 30 m de comprimento, sendo 23 m de comprimento ancorado. A Figura 29 mostra essa distribuição de carga, para diversos níveis de carregamento. Observou-se que as cargas não se distribuíram de forma linear, se concentrando mais no início do bulbo do tirante.

Aproximadamente na metade do trecho ancorado, essa carga é praticamente nula.

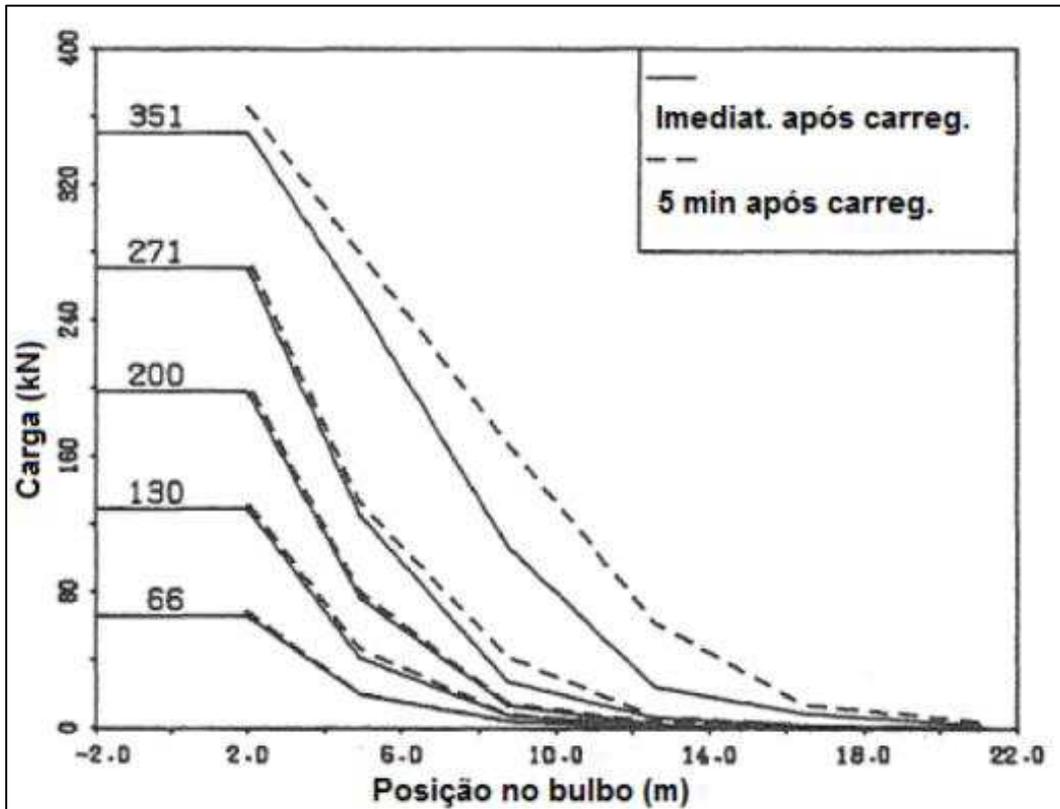


Figura 29. Distribuição de carga ao longo do bulbo do tirante, medida por Li *et al.* (1988).

Briaud *et al.* (1998) usaram extensômetros de corda vibrante para instrumentar tirantes com 13,8 m de comprimento, sendo 4,6 m de comprimento ancorado, instalados em argila. A distribuição de carga ao longo do tirante é mostrada na Figura 30, para a carga de trabalho de 400 kN (o eixo horizontal corresponde à posição no tirante, em que 0 e 4,6 m correspondem, respectivamente, ao final e ao início do trecho ancorado). Observa-se uma configuração de distribuição de carga parecida com a identificada por Li *et al.* (1988), com maior concentração de carga no início do bulbo do tirante.

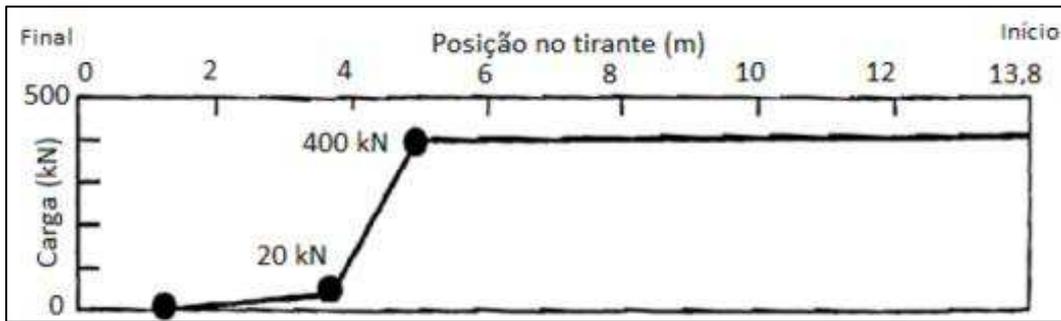


Figura 30. Distribuição de carga ao longo do tirante, medida por Briaud et al., 1998, para carga de trabalho igual a 400kN.

Iten e Puzrin (2010) mediram a distribuição de carga ao longo de um tirante de 7m de comprimento, sendo 5,75m de comprimento ancorado e 1,25m de comprimento livre. Nessa instrumentação foram usados vários tipos de sensores de fibra óptica, os quais foram incorporados ao elemento resistente à tração do tirante. A Figura 31a e a Figura 31b mostram os resultados dessa instrumentação, medidos por quatro tipos diferentes de sensores ópticos, para dois dos níveis de carga aplicados ao tirante (o eixo horizontal corresponde à posição no tirante, em que 0 e 5,75 m correspondem, respectivamente, ao final e ao início do trecho ancorado).

Observa-se que as cargas medidas se distribuíram de forma mais linear no trecho ancorado, diferente do que foi observado por Li et al. (1988) e Briaud *et al.* (1998).

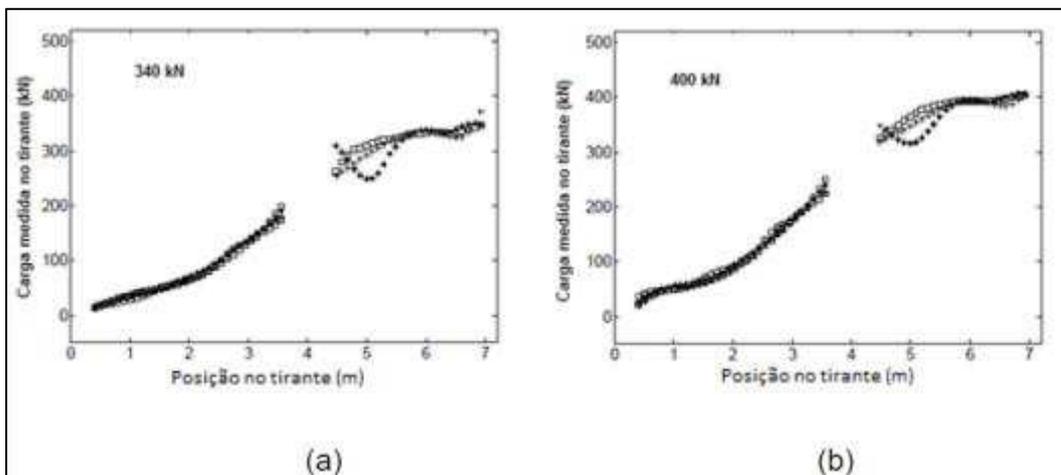


Figura 31. Distribuição de carga ao longo do tirante, medida por Iten e Puzrin (2010); (a) 340 kN; (b) 400kN.

Normalmente, os tirantes utilizados para ancorar estruturas de contenção são protendidos até um determinado valor de carga, especificada em projeto (carga de incorporação). Após essa incorporação, à medida que se prossegue a escavação, as cargas nos tirantes podem variar para mais ou para menos, a depender, principalmente, da interação entre o bulbo de ancoragem e o solo ou rocha circundante (Dunnicliff, 1988).

Correia *et. al.* (1996), através da instrumentação de duas contenções do tipo Berlim, construídas em solo variando entre silte e argila, observaram um acréscimo máximo de carga em tirantes de 7,8% em relação à carga de incorporação do mesmo e um decréscimo máximo de 6%.

Guerra (1999) também mediu a variação de cargas em tirantes, para o mesmo tipo de cortina e observou acréscimos de carga maiores, da ordem de 10 a 13% da carga de incorporação dos tirantes.

Ehrlich e Silva (2012) identificaram variação de carga em ancoragens para uma contenção executada em solo residual do Rio de Janeiro, o qual possuía camadas intercaladas de solo pouco resistente. Os acréscimos de carga foram altos para algumas ancoragens, que apresentaram cargas até 25% maiores do que a carga de trabalho prevista em projeto. As medições feitas durante toda a execução da obra, com a utilização de extensômetros elétricos e células de carga, permitiram identificar a necessidade de se fazer um reforço nessas ancoragens.

Observa-se que os dados de campo apresentados pela literatura, tanto de deslocamentos da cortina quanto de cargas em tirantes, variam muito em função das características de cada obra. A extrapolação dos resultados de cada estudo para casos gerais são, portanto, limitados, em face da grande quantidade de variantes que influenciam no comportamento de uma estrutura de contenção. Muitos trabalhos ainda são necessários até que se estabeleçam correlações confiáveis para aplicações gerais.