

2. Escavações profundas

2.1. Sistemas de contenção

Massad (2005) indica que em escavações muito profundas, com paredes verticais, as estruturas de contenção empregadas são basicamente de quatro tipos: paredes diafragma de concreto armado; paredes de estacas-prancha de concreto ou aço; paredes de estacas justapostas de concreto armado; paredes de perfis metálicos com pranchões de madeira, como se pode observar da Figura 2.1. Quando é possível, utiliza-se estroncamento (provisório ou incorporado à estrutura) para a contenção interna e rebaixamento do lençol de água. Em alguns casos, é empregado um sistema de anel deslizante, que se aprofunda à medida que a escavação progride.

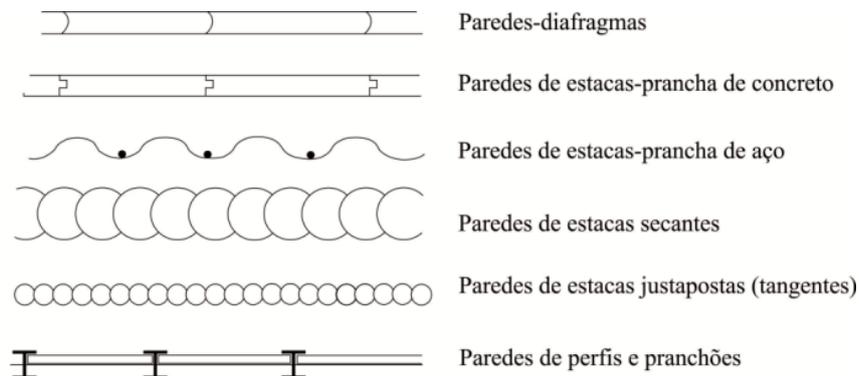


Figura 2.1 - Sistemas de contenção de escavações profundas com paredes verticais, (Massad, 2005).

1) Parede de estacas-prancha

Berry e Reid (1993) reportam que as paredes de estaca-prancha são formadas por uma linha de estacas entrelaçadas e cravadas no terreno. Estas estruturas são flexíveis e sua estabilidade vem da ancoragem desenvolvida na parte engastada, ou do suporte horizontal devido a um sistema de tirantes e blocos de ancoragem, da fixação direta a uma estrutura rígida ou, no caso de escavações escoradas, de estroncas a diferentes níveis. Antigamente eram construídas de

madeira, mais tarde de concreto armado, e atualmente estacas metálicas são mais empregadas devido à maior relação apresentada entre resistência e peso.

Craig (2007) indica que a estabilidade do muro depende inteiramente da resistência passiva mobilizada na frente do muro. A resistência passiva age acima do ponto C, próximo à extremidade inferior do muro, como mostrado na Figura 2.2 (c), fornecendo um momento de fixação. Puller (2003) recomenda que no projeto o estado limite último seja considerado em função da deformação da parede e do solo na parte posterior da parede. Este estado limite é determinado como segue:

Em relação à estabilidade global, Puller (2007) indica que se refere à provisão de uma profundidade de penetração suficiente para prevenir o tombamento da parede, correspondente à ficha da cortina em balanço. Quando a penetração da parede for aumentada além do valor mínimo, a fixação da parede torna-se progressivamente maior até a obtenção de uma fixação completa, impedindo a ocorrência de rotação e colapso da parede. Berry e Reid (1993) indicam que as paredes em balanço são usadas principalmente para trabalhos temporais onde a altura geralmente é inferior a 6m.

Berry e Reid (1993) indicam que a estabilidade da cortina de estacas prancha depende da resistência passiva mobilizada à frente da parede, acima do ponto C, criando um momento resistente, conforme apresenta a Figura 2.2 (a). O modo de ruptura é por rotação em torno de um ponto C próximo à extremidade inferior da parede. A resistência passiva se desenvolve principalmente na frente da parede, mas na extremidade posterior inferior existirá também uma força passiva que se opõe à tendência de rotação, com a distribuição de tensões horizontais como indicada na Figura 2.2 (b). Em geral, considera-se que a força horizontal de resistência passiva atrás da parede (entre os pontos C e D) atua como força concentrada aplicada em C, i.e. e a profundidade de penetração é $d = BC$, como na Figura 2.2 (c). O valor d é também aumentado em 20% em função desta simplificação, i.e. a profundidade exigida para engastamento passa a ser $1,2d$. É aconselhável encontrar o valor de R , fazendo o equilíbrio de forças horizontais e verificando se a resistência passiva ao longo da profundidade de engastamento adicional de 20% é igual ou maior que R . O estado limite de translação é satisfeito se a força resistente horizontal for maior ou igual à força solicitante horizontal.

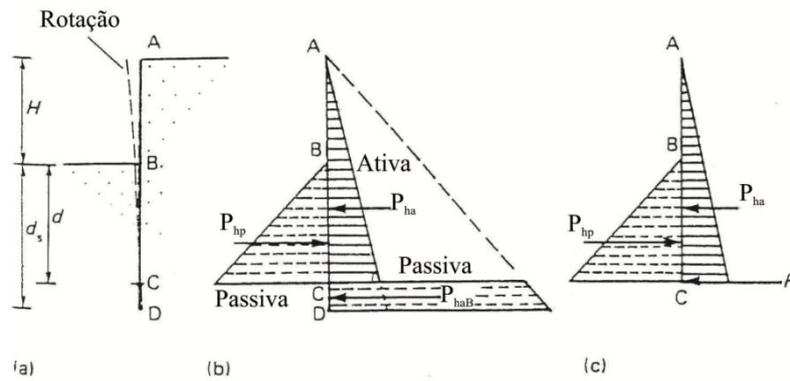


Figura 2.2 - Cortina de estacas-pranchas sem ancoragem (Whitlow, 1994).

As forças horizontais por unidade de comprimento, ativa e passiva são determinadas como:

$$P_{ha} = \frac{1}{2} K_a \gamma (H + d)^2 \quad (2.1)$$

$$P_{hp} = \frac{1}{2} K_p \gamma d^2 \quad (2.2)$$

onde γ representa o peso específico do solo e K_a e K_p os coeficientes de empuxo ativo e passivo, respectivamente.

A resistência passiva é determinada por:

$$R = P_{hp} - P_{ha}$$

e considerando o equilíbrio de momentos em redor do ponto C,

$$\frac{1}{6} K_p \gamma d^3 = \frac{1}{6} K_a \gamma (H - d)^3 \quad (2.3)$$

onde $K_a = \frac{1}{K_p}$, resultando em:

$$d = \frac{H}{K_p^{2/3} - 1} \quad (2.4)$$

Referente à falha da fundação, Puller (2007) indica que, em solos coesivos homogêneos, a penetração da parede (ficha) deve ser suficiente para evitar a ruptura do fundo da escavação. Sowers e Sowers (1972) indicam que, para solos em situação de carregamento não drenado, a superfície de ruptura é determinada de forma aproximada desenhando-se linhas retas inclinadas de 45° dos cantos do fundo da escavação e unindo seu ponto de interseção com um arco de círculo com centro no canto oposto, conforme Figura 2.3 (b). O tramo MN é um arco circular, portanto o comprimento de ON é $(B/2)/\cos 45^\circ$ (aproximadamente $0.7B$). A

ruptura ocorre quando a resistência ao cisalhamento da argila for insuficiente para resistir à tensão cisalhante média resultante da tensão vertical (p) sobre OM, em consequência do peso próprio do solo ($0,7\gamma BH$) reduzido da resistência ao cisalhamento sobre MP (S_uH). Dessa forma, $p = \gamma H - S_uH/0.7B$.

A resistência ao cisalhamento, disponível ao longo da superfície de ruptura MN, pode ser expressa por S_uN_c , em que N_c é o fator de capacidade de carga adequado, admitindo como 5.7 por Terzaghi (1943).

$$F_b = \frac{S_u N_c}{(\gamma - S_u/0.7B)H} \quad (2.5)$$

O fator de segurança mínimo recomendado é 1.5. Puller (2003) indica que a verificação da possibilidade de ruptura da base da escavação é particularmente em argilas moles e siltes argilosos.

O mecanismo de ruptura é análogo ao de capacidade de carga, apenas no sentido inverso, em decorrência de um alívio de carregamento e não do seu aumento. Os métodos de Terzaghi (1943) e de Bjerrum e Eide (1956), apresentados na Figura 2.3, podem ser aplicados para calcular o fator de segurança contra a ruptura da base da escavação. O método de Terzaghi é aplicável principalmente para escavações superficiais de grande largura, enquanto que o método de Bjerrum e Eide é adequado para escavações profundas e estreitas. Ambos os métodos, no entanto subestimam o efeito da penetração da parede abaixo do nível da escavação e seus resultados, por conseguinte, são julgados conservadores.

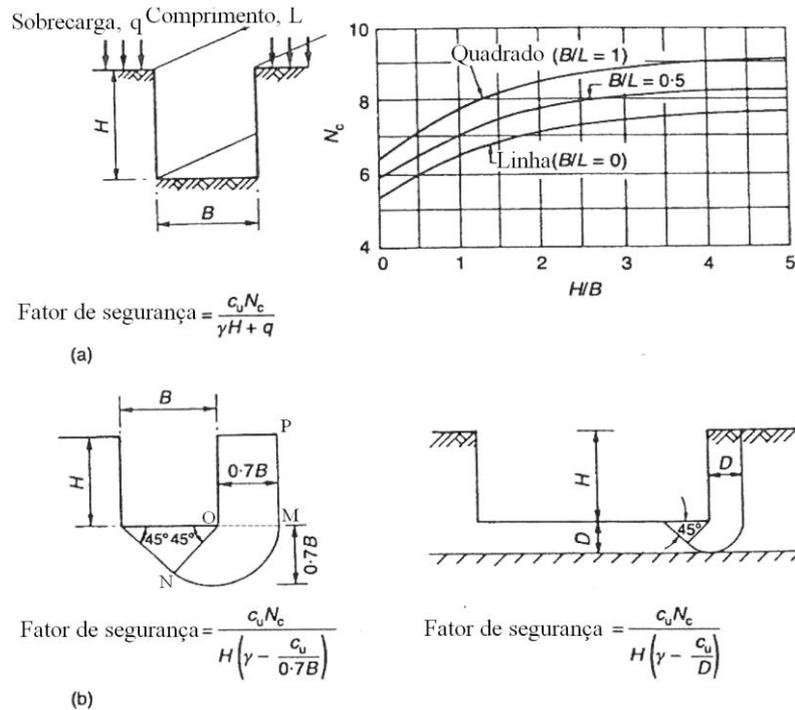


Figura 2.3 - Cálculo dos fatores de segurança contra levantamento do fundo em solos coesivos: (a) escavação profunda com $H/B > 1$, de acordo com Bjerrum e Eide (1956); (b) para escavação superficial ou larga, com $H/B < 1$, de acordo com Terzaghi (1943), (Puller, 2003).

Puller (2007), referente à falha hidráulica, indica que escavações em areia são geralmente mais estáveis desde que não existam forças de percolação geradas por desníveis do lençol freático entre o interior e fora da escavação que possam causar a ruptura hidráulica do fundo da escavação. Para verificação do coeficiente de segurança contra a ruptura hidráulica o gradiente hidráulico máximo na região de saída é geralmente determinado com auxílio de redes de fluxo na condição permanente. Com relação à Figura 2.4, o gradiente hidráulico no ponto M (ou N) é determinado como:

$$i_{\max(\text{saida})} = \frac{h}{N_d} = \frac{h}{N_d a} \quad (2.6)$$

onde

a = comprimento do quadrado da rede de fluxo na região de M (ou N)

N_d = número de quedas de equipotenciais da rede de fluxo

h = diferença de carga hidráulica entre os níveis d'água no interior e fora da escavação.

O coeficiente de segurança contra a ruptura hidráulica F_s é determinado como.

$$F_s = \frac{i_{cr}}{i_{max}} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} \quad (2.7)$$

onde γ_{sub} é o peso específico submerso e γ_w o peso específico da água.

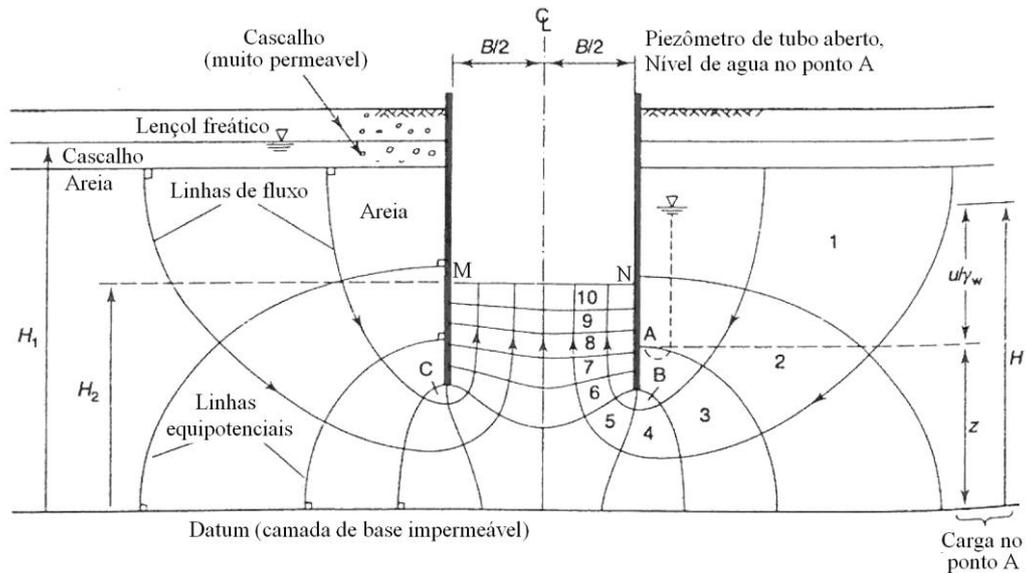


Figura 2.4 - Determinação do gradiente hidráulico máximo na região do fundo da escavação por rede de fluxo (Puller, 2003)

Puller (2003) apresentou para areias fofas e densas a variação do fator de segurança contra a ruptura hidráulica em relação à profundidade de penetração de cortina impermeável, normalizada em relação à diferença de carga hidráulica, para maciço de areia de espessura infinita e camada de espessura finita, conforme Figura 2.5.

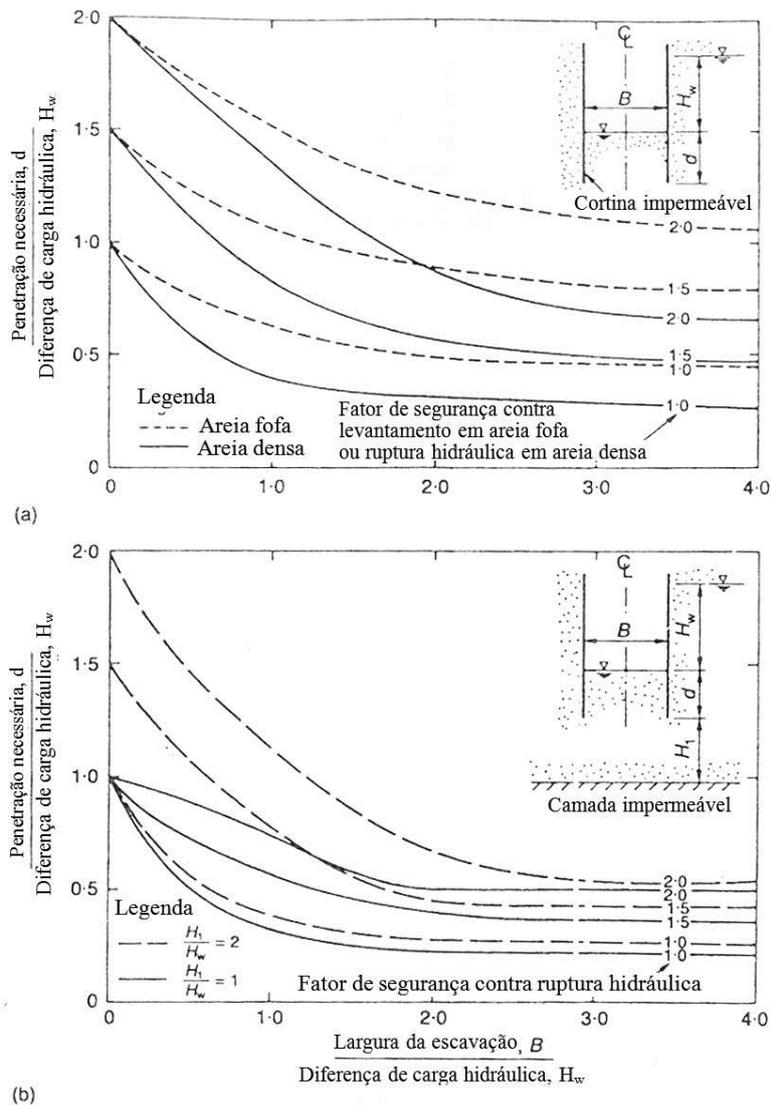


Figura 2.5 - Penetração necessária da cortina impermeável para evitar ruptura hidráulica em areia densa ou fofa: (a) maciço de profundidade infinita; (b) camada de profundidade finita (Puller, 2003).

2) Paredes diafragma com estacas secantes

Segundo Fanti (2007), em obras portuárias no Brasil, empregasse paramentos verticais, estes podem ser estruturas de paramento aberto, que são representadas por estacas e plataformas suspensas, sem parede frontal; e as estruturas de paramento fechado, como as paredes de estaca prancha ou estruturas de gravidade, conhecidas também como estruturas robustas. Ainda, alguns autores referem-se ao paramento fechado como cortina de estaca prancha, e outros utilizam o termo parede de estaca prancha. É importante diferenciar estes dois tipos estruturais, por conta do suporte dos empuxos de solo, e por causa das ações das ondas que são diferentes em cada caso.

Rasines e Ramos (2004) indicam que as paredes diafragma circulares com estacas secantes são executadas antes da escavação. São construídas pela interseção de cada estaca com a sua vizinha, dando origem a uma estrutura contínua, como se observa na Figura 2.6. São comumente empregadas em obras urbanas, reduzindo as vibrações em torno da escavação (produzido pela escavação com equipamentos pesados), não sendo necessária a utilização de trépano, ou nos casos em que por razões ambientais não for possível realizar escavações empregando lamas para a estabilização de valas.

A estrutura é formada por estacas primárias separadas entre si de uma distância menor do que o diâmetro das estacas secundárias, que sobrepõem às estacas primárias entre 15 a 30 cm. As estacas primárias não têm necessariamente o mesmo diâmetro e profundidade que as estacas secundárias e, portanto, as paredes com estacas secantes podem ter diferentes configurações em cada projeto. De acordo com o material constituinte das estacas primárias, é possível a distinção entre os dois tipos de paredes diafragma. O primeiro tipo é uma parede contínua de estacas primárias de argamassa ou concreto, com ou sem armadura, e estacas secundárias de concreto armado. O segundo é uma parede contínua de estacas primárias constituídas por mistura de bentonita-cimento ou bentonita-cimento-cinzas volantes, enquanto que as estacas secundárias são de concreto armado. Esta solução, no entanto, está limitada a casos onde a escavação é superficial com esforços de flexão limitados, em estruturas temporárias ou obras de impermeabilização.



Figura 2.6 - Parede de estacas secantes para estacionamento subterrâneo (Rasines e Ramos, 2004).

Outra técnica de construção das estacas secantes é mediante o processo de mistura profunda de solos (deep soil mixing). De acordo com Palacio (2004), consiste num processo de desagregar o solo in situ, misturá-lo com um ligante, e injetar por via úmida ou seca até profundidades maiores do que 3m. Este processo se diferencia de outras técnicas convencionais de injeção onde se utiliza argamassa sob pressão (jet grouting, compaction grouting), mas não se mistura com o próprio solo.

O processo de desagregação ou alteração da estrutura do solo é realizado mecanicamente através da rotação de um ou vários elementos de perfuração/mistura, constituídos por hélices, palhetas ou facas, para facilitar o processo de substituição parcial do solo in situ (geralmente em baixas porcentagens) por misturas de solos tratados. Os ligantes mais empregados são a cal e o cimento, em alguns casos misturados com cinzas volantes e bentonita. Esta técnica pode ser classificada de acordo com o modo de injeção do ligante, em via seca quando o ligante é injetado por meio de ar comprimido, ou via úmida, quando o ligante é pré-misturado com água e injetado sob pressão utilizando bombas especiais.

Mundialmente, os lugares onde esta técnica é mais aplicada são o Japão e os países da Escandinávia (Suécia e Finlândia). No Japão, se utiliza predominantemente o método úmido, enquanto na Suécia e Finlândia é usado o método seco. Para poder aplicar o método seco (dry deep soil mixing), a umidade natural do solo deve ser superior a 20%, com ligantes formados por cal ou cimento, ou mistura de ambos, geralmente acrescidos de cinzas volantes, gesso, escória de alto-forno, bentonita. Um procedimento de execução está apresentado na Figura 2.7.

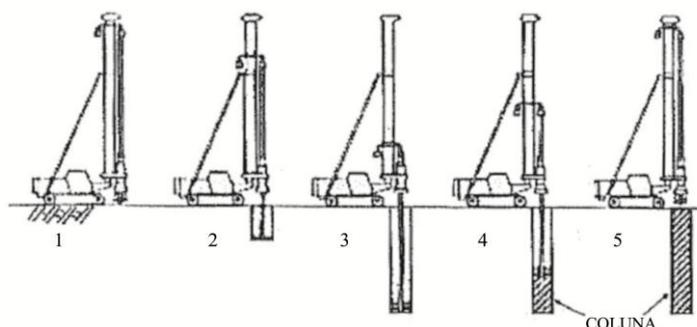


Figura 2.7 - Processo de execução do método seco escandinavo, (1) posicionamento, (2) penetração/desagregação, (3) penetração até a profundidade do projeto, (4) extração com injeção, (5) coluna completa (Palacio, 2004).

À calda de cimento, quando necessário, podem ser acrescentados areia e aditivos. A injeção da calda deve ser obrigatoriamente realizada durante a fase de penetração. Em solos granulares, são necessárias apenas hélices como elementos de perfuração, enquanto que em solos coesivos se requerem sistemas mais complicados, com lâminas de corte e misturadores com diferentes formas e arranjos. Na Figura 2.8, apresenta-se o esquema de um procedimento de execução.

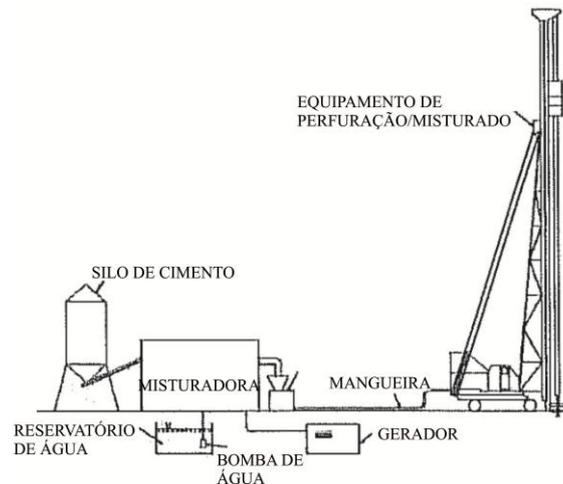


Figura 2.8 - Esquema de execução com o método úmido europeu (Palacio, 2004).

3) Lajes de jet-grouting

Jet-grouting é uma técnica de melhoramento de solos que consiste em injetar no terreno, sem escavação prévia, jatos horizontais de calda de cimento sob elevada velocidade (cerca de 250 m/s) que aplicam elevada energia cinética e desagregam a estrutura do terreno natural, misturando-o com a calda e formando um material de características mecânicas reforçadas e de menor permeabilidade. Este processo envolve as seguintes três etapas: a primeira consiste na desestruturação do solo, com as partículas sólidas deslocadas pela ação de um ou mais jatos de alta velocidade; a segunda se caracteriza pela mistura das partículas desagregadas com a calda de cimento injetada, e a terceira etapa corresponde à cimentação, com a aglutinação das partículas de solo formando um material que se pressupõe mais rígido, resistente e de menor permeabilidade. A principal diferença entre colunas e lajes de argamassa consiste no fato do tratamento chegar ou não até a superfície. A Figura 2.9 apresenta o processo de construção de lajes de jet-grouting.

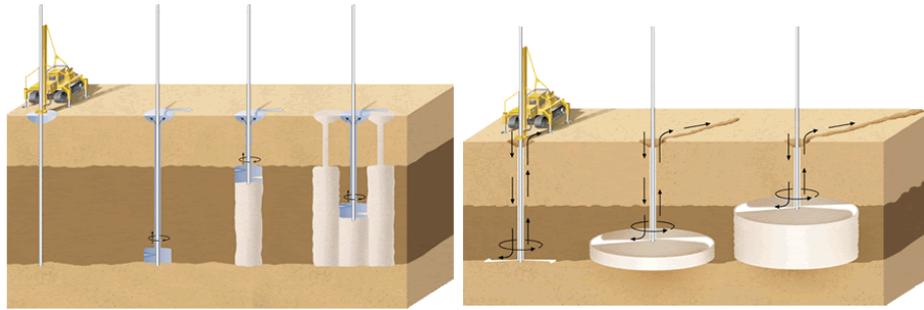


Figura 2.9 - Aplicação da técnica jet-grouting (Pereira, 2008)

A previsão das características mecânicas e hidráulicas do solo tratado por jet-grouting é dificultada pelas incertezas associadas à composição final do material, em consequência de dúvidas em relação à quantidade de material tratado, à granulometria do material resultante, do teor em água e da relação água – cimento, entre outras.

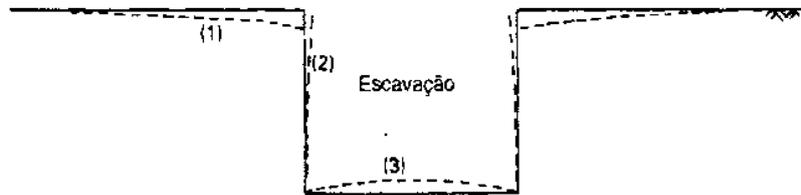
Pereira (2008) reporta a aplicação desta técnica na estação Cais do Sodré do metrô de Lisboa, Portugal, como lajes de sustentação das paredes da escavação, antes da realização desta, e também imediatamente abaixo do fundo da escavação. As lajes ocuparam toda a área da escavação e tinham 2m de espessura cada, com o solo natural formado por aluviões silto-argilosos. Os deslocamentos horizontais da cortina foram muito reduzidos, da ordem de 0,1 % da profundidade escavada.

2.2. Deslocamentos em escavações

A previsão da magnitude e distribuição dos deslocamentos associados a um processo de escavação reveste-se de grande importância, já que permite definir as medidas preventivas necessárias que devem ser adotadas. Um projeto de sistemas de suporte de escavações deve ser baseado no controle de movimentos do solo, com três métodos gerais para estimativa dos mesmos: correlações empíricas baseadas em medidas de campo, procedimentos semi-empíricos que combinam observações de campo com formulação analítica e o uso de métodos numéricos como elementos finitos.

Craig (2007) indica que no caso de escavações profundas, as paredes podem ser suportadas por diferentes tipos de estruturas de contenção, as quais podem ser constituídas por escoras horizontais ou inclinadas, ou tirantes. Também devem ser considerados os movimentos do solo que ocorrerão em torno da escavação (Figura

2.10), em consequência das deformações na massa de solo causadas pelo alívio de tensões quando a escavação é realizada.



- (1) recalque da superfície do terreno adjacente à escavação,
- (2) movimento lateral dos apoios das paredes
- (3) levantamento do fundo da escavação.

Figura 2.10 - Movimentos do terreno associados a escavações profundas (Craig, 2007).

Das (2001) indica que, em escavações escoradas, os deslocamentos laterais das paredes (δ_H) dependem de vários fatores, dos quais o mais importante é o tempo transcorrido entre a escavação e a colocação das escoras, que por sua vez provocam deslocamentos verticais (δ_V) da superfície do terreno ao redor da escavação. O valor do deslocamento horizontal varia conforme o tipo de solo abaixo do fundo da escavação. No caso de uma camada de argila de grande espessura, se $\gamma H/c < 6$ então a extensão de estacas-prancha abaixo do fundo da escavação ajudará consideravelmente na redução do deslocamento lateral das paredes. Entretanto, em circunstâncias semelhantes, se $\gamma H/c > 8$ então um maior comprimento das estacas-prancha não produzirá efeitos significativos, podendo-se esperar valores mais altos de deslocamentos horizontais das paredes de escavação que podem resultar, inclusive, no colapso do sistema de escoramento. Se uma camada de solo rígido se encontrar abaixo desta camada de argila, as estacas-prancha devem ser engastadas, se possível, nesta camada para diminuir os valores de deslocamentos laterais.

2.2.1. Procedimentos semi-empíricos

Mana e Clough (1981) analisaram registros de campo de várias escavações escoradas, sob condições ordinárias de construção, assim como simulações pelo método dos elementos finitos, para propor um método semi-empírico de estimativa do deslocamento lateral horizontal máximo da parede de escavação, $\delta_{H(max)}$, como uma porcentagem da profundidade de escavação em função do coeficiente de segurança contra o levantamento do fundo (F_b), conforme mostra a

Figura 2.11. O coeficiente de segurança contra o levantamento de fundo foi usado nessa correlação porque leva em conta os efeitos de variáveis como a resistência ao cisalhamento do solo e a geometria da escavação. Correções podem ser introduzidas para considerar a influência da rigidez da parede, do espaçamento entre escoras, da largura da escavação, da profundidade até um estrato de solo rígido, etc.

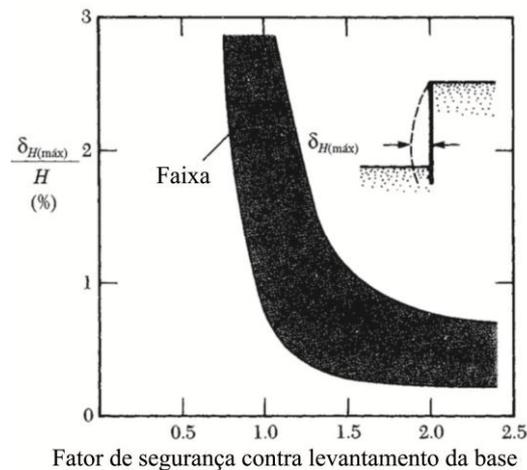


Figura 2.11 - Faixa de variação de $\delta_{H(max)}/H$ em função do coeficiente de segurança (F_b) contra o levantamento do fundo da escavação (Mana e Clough, 1981).

Clough et al. (1989) desenvolveram o gráfico da Figura 2.12, que permite obter uma estimativa do deslocamento horizontal máximo, do recalque superficial com a distância à parede em função da rigidez da parede (EI) e do espaçamento vertical médio entre as escoras (h). O gráfico está baseado em “condições ordinárias” com a hipótese de que as escoras são colocadas antes da ocorrência de movimentos significativos. O objetivo da aplicação deste método é estimar o recalque superficial em escavações em solo argiloso. Geralmente, o recalque máximo da superfície é menor do que o movimento lateral máximo. Observações in situ indicam que o recalque máximo está no intervalo entre 100% a 50% do movimento lateral máximo, enquanto que análises por elementos finitos indicam um intervalo de 80% - 40%. Conservadoramente, o recalque superficial máximo pode ser considerado igual ao movimento lateral máximo.

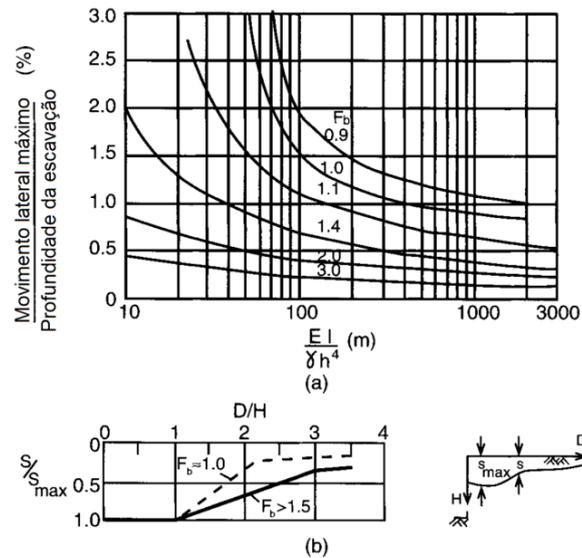


Figura 2.12 - Escavações escoradas: (a) movimento lateral e (b) recalque da superfície, (Clough et al. 1989).

Santos (2007) apresenta as relações semi-empíricas desenvolvidas por Clough e O'Rourke (1990), Ou et al. (1993) e Hsieh e Ou (1998) que permitem uma estimativa da bacia de recalques; estas são apresentadas a seguir.

Clough e O'Rourke (1990) sugeriram um perfil triangular de recalques para escavações em areias ou argilas rijas, baseados em casos históricos. Indicam que o máximo recalque superficial ocorre junto à parede. Os tipos de perfis adimensionais de recalque são mostrados na Figura 2.13(a) e Figura 2.13(b), que indicam regiões de influência de $2H_e$ para areias e $3H_e$ para argilas rijas a duras, sendo H_e a profundidade escavada. No caso de argilas moles a médias, o recalque máximo ocorre a certa distância da parede. Assim, para escavações em argilas moles a médias os autores sugerem um perfil de recalques trapezoidal, com uma zona de influência de $2H_e$, como indicado na Figura 2.13(c). Caso o valor de δ_{vm} seja conhecido, o recalque a diferentes distâncias pode ser estimado.

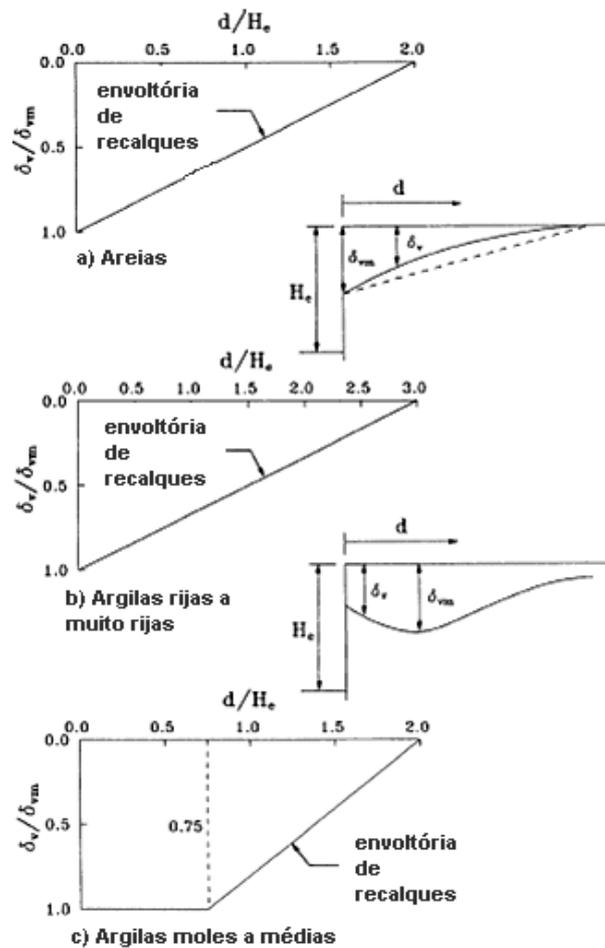


Figura 2.13 - Método de Clough e O'Rourke (1990)

Ou et al. (1993) procederam a um estudo de casos de obra e analisaram deslocamentos horizontais da parede e recalques superficiais devidos à escavação sob condição de deformação plana, sem ocorrência de escoamento plástico do solo, e sem incluir considerar recalques por adensamento decorrente de rebaixamento do nível d'água ou fuga de areia e água através de falhas da parede da escavação. As variáveis analisadas são apresentadas na Figura 3.14. Os autores ressaltam que, com exceção do primeiro estágio de escavação, a localização do maior deslocamento horizontal costuma ocorrer próximo ao nível da escavação, e a magnitude da deflexão (δ_{hm}) varia entre $0,002H_e$ e $0,005H_e$. Tais valores são maiores que o proposto por Clough e O'Rourke (1990), cerca de $0,002H_e$, com base em casos de escavações em argilas rijas, solos residuais e areias.

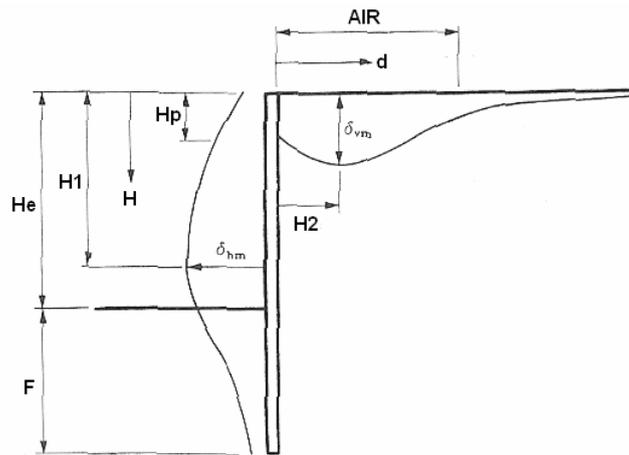


Figura 2.14 - Definição das variáveis por Ou et al. (1993)

Também foi observado que o limite máximo de recalque na superfície (δ_{vm}) é igual à máxima deformação lateral da parede (δ_{hm}), embora a maioria dos casos de obra analisados indique valores variando entre $0,5\delta_{hm}$ a $0,7\delta_{hm}$. De acordo com Ou et al. (1993), a magnitude e a forma da deformada da parede podem resultar em diferentes tipos de perfis de recalque. O primeiro perfil típico (a) contempla o caso onde o recalque máximo ocorre a certa distância da parede, enquanto no segundo (b) o recalque máximo ocorre muito próximo à parede, conforme ilustrado na Figura 2.15.

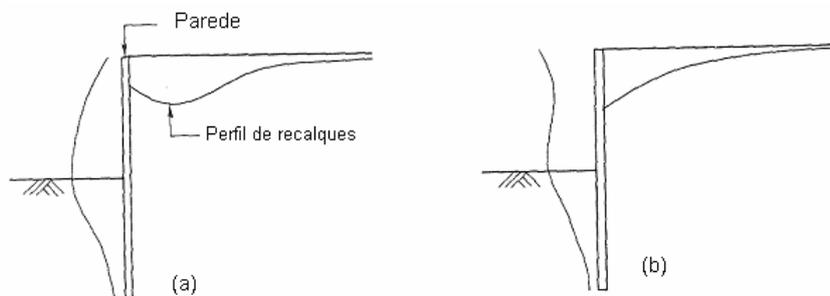


Figura 2.15 - Perfis típicos de recalque, Ou et al. (1993)

Ou et al. (1993) ressaltam que o primeiro perfil de recalque ocorre nos casos onde a parede apresenta um pequeno deslocamento nas etapas iniciais da escavação; onde o recalque máximo ocorre a uma distância aproximada da parede, H_2 na Figura 2.14, de cerca da metade da profundidade final da escavação. O segundo perfil de recalque ocorre, nos casos em que grandes deslocamentos da parede acontecem nos estágios iniciais da escavação, quando o efeito do balanço pode conduzir a valores de recalque maiores nas proximidades da face da parede.

De acordo com as observações de campo, Ou et al. (1993) observaram que os movimentos verticais do solo atrás da parede podem se estender a uma distância considerável. Os recalques a uma distância limitada da parede não são uniformes e crescem com a profundidade da escavação. Construções situadas no interior desta faixa podem sofrer danos. A zona assim delimitada é definida como intervalo de influência aparente (AIR – Apparent Influence Range). Os recalques que ocorrem fora desta zona são pequenos e não causam danos às construções vizinhas. De acordo com os estudos de Ou et al. (1993), a AIR é aproximadamente igual à distância definida pela zona ativa, ilustrada na Figura 2.16. Os recalques fora deste intervalo, além de pequenos, variam de maneira pouco significativa com o avanço da escavação. Ou et al. (1993) propuseram, na Figura 2.17, um gráfico trilinear para a previsão do segundo perfil de recalque.

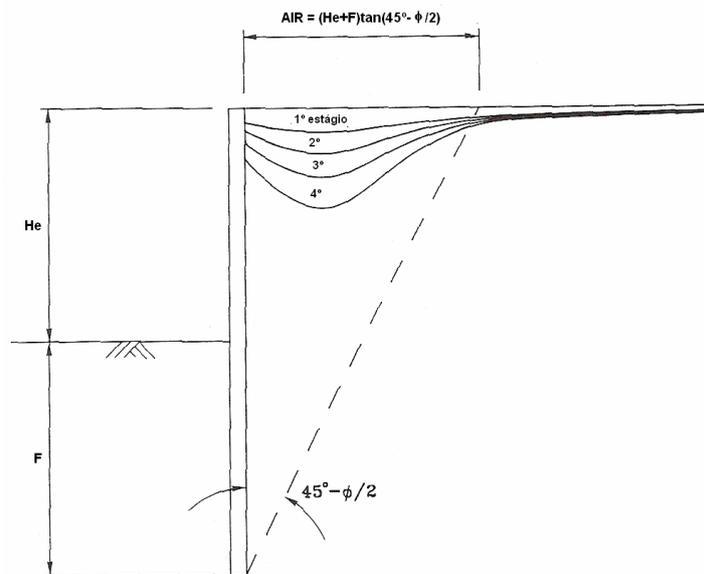


Figura 2.16 - Relação entre o intervalo de influência aparente e o comprimento da parede, Ou et al. (1993)

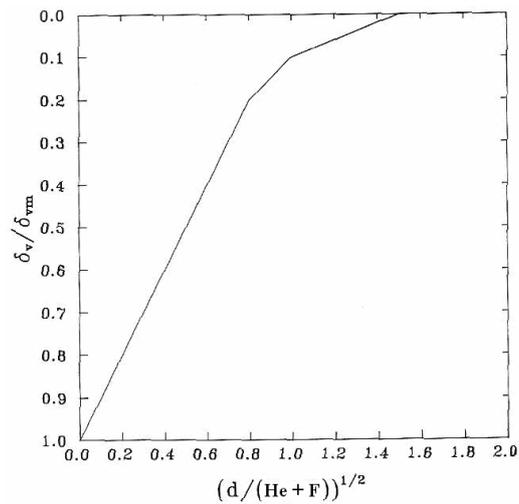


Figura 2.17 - Relação proposta entre os recalques e a distância da parede para o segundo perfil típico de recalque, Ou et al. (1993)

Esta proposta também pode ser empregada através das expressões a seguir:

$$\text{Se } \left[\frac{d}{(H_e + F)} \right]^{0.5} \leq 0.8 ; \delta_v = \left[1 - \left(\frac{d}{H_e + F} \right)^{0.5} \right] \delta_{vm} \quad (2.8a)$$

$$\text{Se } 0.8 < \left[\frac{d}{(H_e + F)} \right]^{0.5} \leq 1.0 ; \delta_v = \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{d}{H_e + F} \right)^{0.5} + 0.6 \right] \delta_{vm} \quad (2.8b)$$

$$\text{Se } 1.0 < \left[\frac{d}{(H_e + F)} \right]^{0.5} \leq 1.5 ; \delta_v = \left[-\frac{1}{5} \left(\frac{d}{H_e + F} \right)^{0.5} + 0.3 \right] \delta_{vm} \quad (2.8c)$$

Hsieh e Ou (1998) complementaram o estudo de Ou et al. (1993) sobre os dois perfis típicos de recalques provocados por escavações, designados como “spandrel” e côncavo, ilustrados na Figura 2.18.

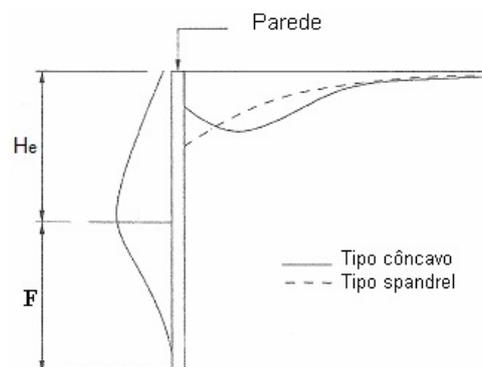


Figura 2.18 - Tipos de perfis de recalque, Hsieh e Ou (1998)

Hsieh e Ou (1998) mantiveram, para o perfil tipo “spandrel”, basicamente a mesma proposta estabelecida por Ou et al. (1993), ilustrada na Figura 2.17.

Porém, os autores preferiram fixar a profundidade da escavação, H_e da Figura 2.18, ao invés do comprimento total da parede, H_e+F , como estabelecido por Ou et al. (1993). Desta forma, substituíram a Figura 2.17 pela Figura 2.19, que mostra os perfis tipo “spandrel” de vários casos de obra se situam numa faixa relativamente estreita, embora para cada um destes casos as condições do subsolo, geometria da escavação e sistema de suporte lateral da parede sejam diferentes. Com base em regressão linear os autores determinaram uma curva média (curva a-d-c), com coeficiente de correlação de 0,949, bem como uma curva contemplando maiores recalques (curva a-b-c), equivalente à média mais um desvio padrão, para a qual os autores determinaram as expressões seguintes:

$$\delta_v = \left[-0.636 \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 1 \right] \delta_{vm} \quad \text{para } d/H_e \leq 2e \quad (2.9a)$$

$$\delta_v = \left[-0.171 \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 0.342 \right] \delta_{vm} \quad \text{para } 2 < d/H_e \leq 4 \quad (2.9b)$$

onde: δ_v é o recalque superficial a uma distância d da parede.

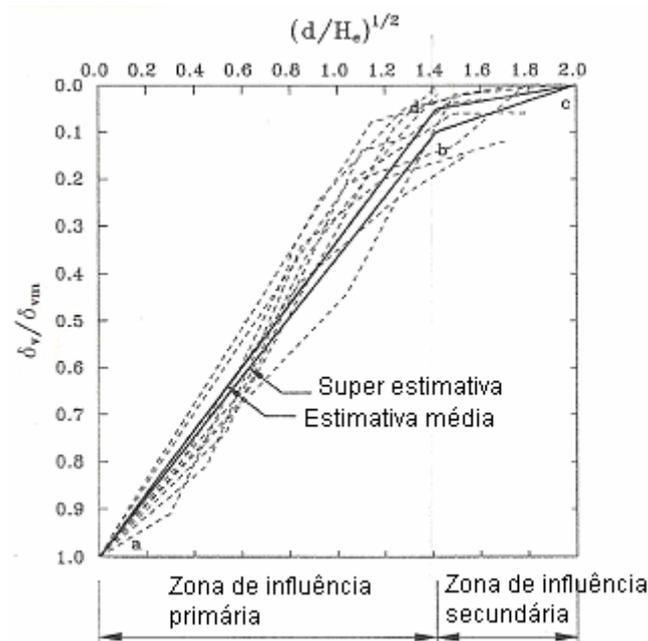


Figura 2.19 - Método proposto para a previsão do perfil de recalques do tipo “spandrel”. (Hsieh e Ou, 1998).

Na Figura 2.19, verifica-se que a linha a-b tem uma inclinação relativamente alta, que pode induzir distorções angulares grandes nas construções adjacentes à parede da escavação. Esta é a zona de influência primária, que se estende até $2H_e$.

Ao contrário, a linha b-c tem uma inclinação mais suave e as construções localizadas neste trecho são bem menos afetadas, sendo assim considerada a zona de influência secundária, que se estende até $4H_e$.

No caso do perfil do tipo côncavo, Hsieh e Ou (1998) sugerem a adoção o recalque na face da parede de $0,5 \delta_{vm}$. Também consideram o recalque da zona de influência secundária igual a $0,1 \delta_{vm}$ (ponto b - Figura 2.19) a uma distância de $2H_e$, e praticamente desprezível a $4H_e$, considerando linear o comportamento entre os trechos, para a previsão completa do perfil de recalques do tipo côncavo, como se apresenta na Figura 2.20.

Hsieh e Ou (1998) propõem um método quantitativo, em que a área correspondente à parcela do deslocamento da parede originário da movimentação profunda, A_s , seja diferenciada da área correspondente à parcela do deslocamento do tipo em balanço, A_c , definida como:

$$A_c = \text{Máx} (A_{c1}, A_{c2})$$

onde: A_{c1} e A_{c2} são as áreas das componentes em balanço do primeiro estágio e do estágio final da escavação, respectivamente, ilustradas na Figura 2.21.

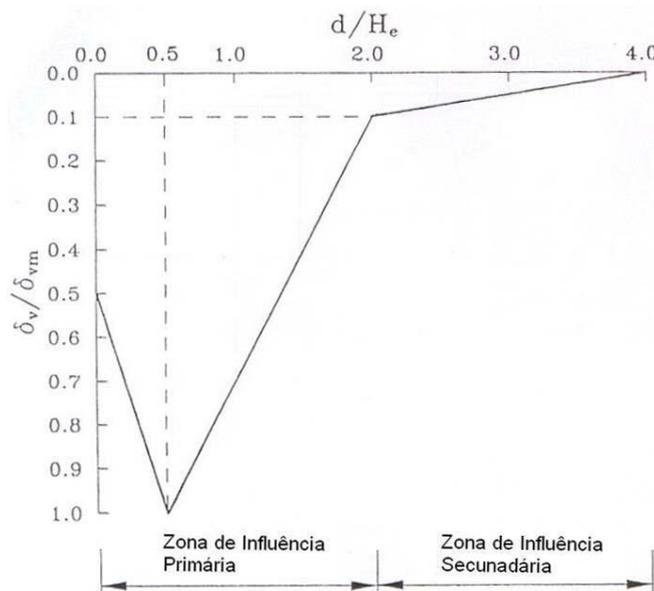


Figura 2.20 - Proposta de Hsieh e Ou (1998) para o perfil do tipo côncavo.

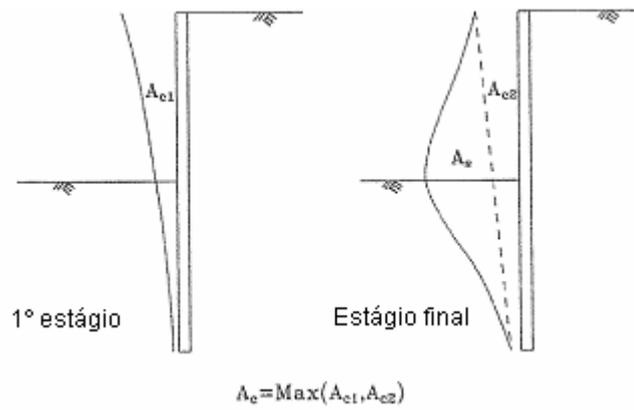


Figura 2.21 - Áreas das componentes em balanço e profunda (Hsieh e Ou, 1998)

Na Figura 2.22 se mostra que o perfil do tipo côncavo ocorre para $A_s \geq 1,6 A_c$. Hsieh e Ou (1998) ressaltam que, em geral, o valor do recalque superficial máximo (δ_{vm}) pode ser estimado em função do valor do deslocamento máximo da parede, δ_{hm} , sugerindo sua obtenção a partir dos dados experimentais da Figura 2.23, que inclui tanto os casos de obra estudados por estes autores.

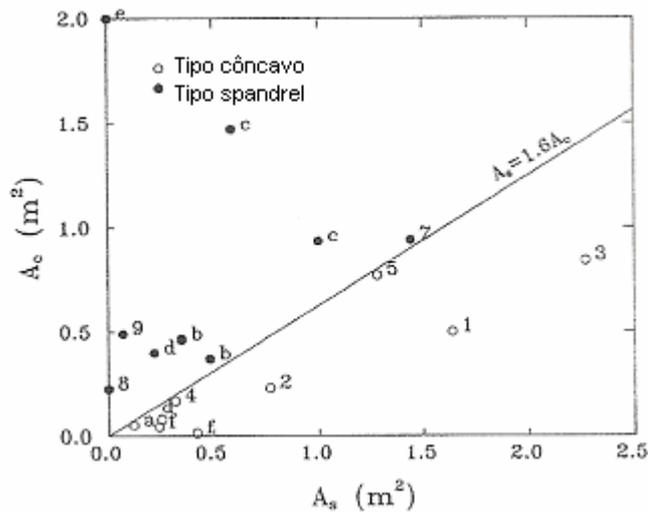


Figura 2.22 - Relação entre as áreas A_s e A_c (Hsieh e Ou, 1998)

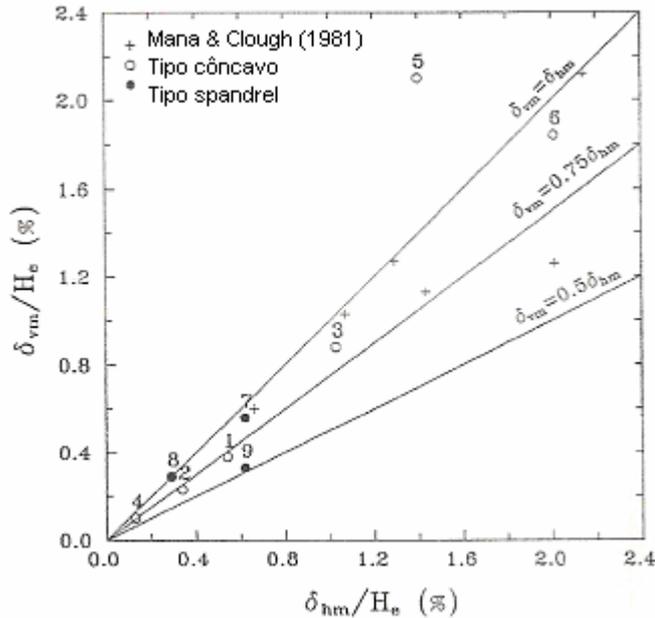


Figura 2.23 - Relação entre o valor máximo de deslocamento horizontal da parede e o recalque superficial máximo (Hsieh e Ou, 1998)

A Figura 2.23 mostra valores de δ_{vm} compreendidos entre $0,5 \delta_{hm}$ a $0,75 \delta_{hm}$, na maior parte dos casos, com limite superior de $\delta_{vm} = \delta_{hm}$. Hsieh e Ou (1998) consideram que a estimativa de δ_{hm} através do gráfico proposto por Clough e O'Rourke (1990) é menos precisa e deve ser utilizada apenas como uma primeira aproximação. O seguinte procedimento foi estabelecido por Hsieh e Ou (1998) para a previsão dos recalques superficiais causados por escavações:

a) Proceder à previsão da máxima deformação lateral da parede δ_{hm} , utilizando análises de deformação lateral, seja pelo Método dos Elementos Finitos, seja por métodos baseados em vigas sobre base elástica.

b) Determinar o tipo de perfil esperado para o recalque, calculando a área da bacia de deflexão horizontal tipo balanço (A_c) e a área da deflexão horizontal profunda da parede (A_s), referenciando-se à Figura 2.21 e Figura 2.22

c) Estimar o valor máximo do recalque superficial (δ_{vm}) com base na relação $\delta_{vm} = f(\delta_{hm})$ da Figura 2.23.

d) Calcular o recalque superficial para as várias distâncias à parede, de acordo com a Figura 2.19 ou Figura 2.20.

Moormann (2004) analisou de maneira aproximada 153 casos de escavações em argila mole com resistência ao cisalhamento não drenada $S_u \leq 75$ kPa. As seguintes recomendações foram sugeridas, em relação à Figura 2.24.

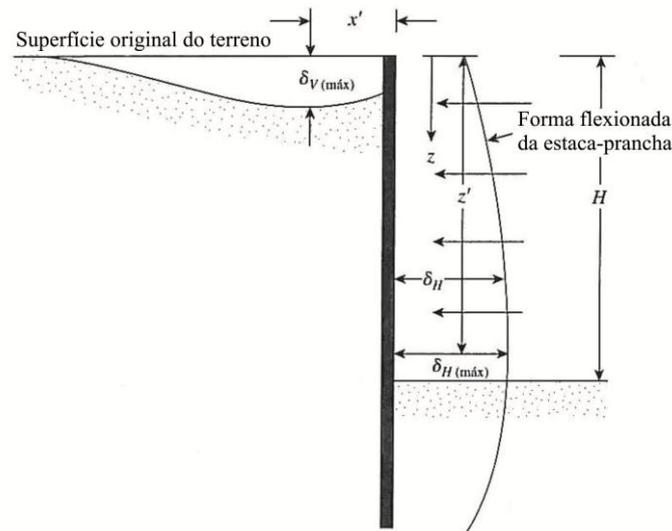


Figura 2.24 - Deslocamento lateral de uma cortina de estacas-prancha e recalques da superfície do terreno (Das, 2001).

a) Movimento vertical máximo $\delta_{V(\max)}$ observado

$\delta_{V(\max)}/H \approx 0,1$ a $1,01$ % com média de $1,07$ % em argilas moles

$\delta_{V(\max)}/H \approx 0$ a $0,9$ % com uma média de $0,18$ % em argilas rígidas

$\delta_{V(\max)}/H \approx 0$ a $2,43$ % com uma média de $0,33$ % em solos não coesivos

b) Posição x' de $\delta_{V(\max)}$

Para 70% de todos os casos considerados, $x' \leq 0,5H$

Em argilas moles x' pode ser até de $2H$

c) Deflexão horizontal máxima da parede de estacas prancha $\delta_{H(\max)}$

Em argilas moles, $0,5\% \leq \delta_{H(\max)}/H \leq 1\%$ com valor médio de $0,87\%$

Em argilas rígidas, valor médio $\delta_{H(\max)}/H$ é aproximadamente $0,25\%$

Em solos não coesivos, valor médio $\delta_{H(\max)}/H$ é aproximadamente $0,27\%$

d) Posição z' de $\delta_{H(\max)}$

Em argilas moles e rígidas, z'/H situa-se entre $0,5$ a $1,0$.

2.2.2. Aplicação do método dos elementos finitos (MEF)

Na continuação, apresenta-se uma breve descrição da evolução da aplicação do método dos elementos finitos na investigação do comportamento de escavações profundas desde a década de 1970.

Cole e Burland (1972) empregaram o método dos elementos finitos na retroanálise de uma escavação de 20m de profundidade com parede diafragma, em argila saturada de Londres, comparando resultados numéricos com observações dos deslocamentos medidos em campo. Consideraram o comportamento da argila como elástico linear, ajustando sucessivamente o módulo de elasticidade com a profundidade com base nos deslocamentos observados, num processo numérico de tentativa e erro, adotando valores dos módulos junto à base da escavação bastante superiores aos determinados em ensaios de laboratório. Os valores adotados para as camadas do perfil foram de 590 MN/m^2 e 484 MN/m^2 , deduzidos a partir dos movimentos da parede; estes valores são maiores dos valores médios da rigidez da argila obtidos em laboratório, de 375 MN/m^2 na direção vertical, e de 580 MN/m^2 na direção horizontal. Os deslocamentos horizontal e vertical observados na parede norte foram 35 mm e 15 mm, respectivamente, enquanto que os determinados na retroanálise foram 25 mm e 12 mm.

Palmer e Kenney (1972) efetuaram uma análise paramétrica em uma escavação com estroncas, com 10m de profundidade e 12 m de largura, no metrô da cidade de Oslo, Noruega. O módulo de elasticidade não drenado E_u da argila saturada foi variado entre 2451.7 kN/m^2 e 9806.7 kN/m^2 e a resistência ao cisalhamento não drenada variou com a profundidade de acordo com $S_u = (9.8 + 0.2 p'_0) \text{ kN/m}^2$ considerando peso específico saturado da argila normalmente adensada $\gamma_{\text{sat}} = 19.6 \text{ kN/m}^3$. Após a ocorrência de escoamento plástico o valor do módulo de elasticidade foi reduzido para $0.001E_u$, com o primeiro escoamento significativo no lado ativo acontecendo quando a escavação atingiu a profundidade de 3 m, e o escoamento no lado passivo ocorrendo na profundidade de 8 m. Não foi considerada aderência entre o solo e a cortina de estacas-prancha e o comportamento estrutural das estroncas foi simulado como molas elásticas.

Bjerrum et al. (1972) efetuaram uma revisão do estado da arte até o início da década de 1970, comparando valores previstos numericamente com os medidos em campo, concluíram que os programas computacionais baseados em elementos finitos ainda não estavam desenvolvidos suficientemente, com a grande maioria deles baseada em modelos constitutivos elásticos, para serem aplicados em projetos de escavação. Alertaram que, no caso de escavações estroncadas, a carga em cada estronca depende do procedimento de construção e da sequencia com que são colocadas.

Zornberg (1989) efetuou uma revisão da aplicação do MEF no comportamento de escavações no final da década de 1980, observando que para a obtenção mais precisa dos campos de tensão e deslocamento, gerados pela escavação, são importantes à representação das diferentes etapas construtivas da obra e a incorporação de um modelo elastoplástico robusto para modelamento do comportamento mecânico do solo como, por exemplo, o modelo de Lade-Kim (1988).

Potts (2003), já no início da década de 2000, indicou que um dos principais objetivos de um projeto de escavação profunda é estimar seus efeitos em estruturas e instalações adjacentes, utilizando como exemplo uma escavação em Westminster realizada na construção da estação subterrânea para ampliação da linha Jubilee de Londres. A escavação, com dimensões de $75 \times 28 \text{ m}^2$ de área e 37 m de profundidade, foi simulada numericamente com um modelo de elementos finitos no estado plano de deformação. As análises indicaram que os deslocamentos previstos nas adjacências seriam grandes e prejudiciais para as estruturas vizinhas, necessitando a execução de melhoramento do solo previamente à escavação por meio de poços e galerias horizontais preenchidas com concreto armado. Com isto, os resultados determinados numericamente tiveram boa concordância em relação aos medidos na obra. Outro exemplo, também investigado por Potts (2003), refere-se à estação de Crossrail, em Liverpool, Inglaterra, numa escavação de $35 \times 35 \text{ m}^2$ de área e 40m de profundidade. As análises realizadas foram em modelos de elementos finitos 2D, com as zonas médias da escavação representadas por estado plano de deformação, os vértices considerando situação de axissimetria e as regiões intermediárias da escavação com resultados de deslocamento estimados por interpolação dos valores calculados por ambas as análises 2D. O problema também se resolveu com uma análise tridimensional, onde devido à simetria da escavação só se modelou uma oitava parte do problema de análise. Empregaram-se os mesmos modelos constitutivos para os solos e elementos estruturais, e o mesmo procedimento construtivo adotado na análise bidimensional. Entretanto, para o muro de estacas, idealmente implicaria o modelamento individual de cada estrutura, conduzindo a um excessivo número de elementos e complicações. Consequentemente, é prática comum utilizar elementos sólidos, para modelar o muro embora estes sejam contínuos na direção horizontal. Os resultados numéricos no modelo 2D, foram

comparados com uma análise 3D da escavação pelo método dos elementos finitos, com deslocamentos previstos que se situaram entre aqueles valores previamente determinados nas análises de deformação plana e axissimétrica, com as menores diferenças de deslocamentos horizontais nas zonas médias da escavação (anteriormente calculados no estado plano de deformação) e de deslocamentos verticais nas regiões dos vértices (anteriormente determinados no estado de axissimetria). Outro problema abordado foi a importância da interação solo-estrutura, investigando-se o comportamento de uma escavação em argila saturada, na condição não drenada, suportada por um muro cantilever, considerando-se uma resistência ao cisalhamento de $0,5 S_u$ na interface solo-muro. Determinou-se a profundidade de colapso da estrutura em 13,6m, porém com maiores deslocamentos apresentados abaixo da base da escavação enquanto que, ao contrário, esperava-se que estes ocorreriam no topo da escavação. Verificou-se que a zona de solo tracionado estendeu-se até a profundidade de 6,5m, restringindo o movimento da parte superior do muro. Alterando-se as propriedades do elemento de interface, de modo que o mesmo não pudesse suportar tensões de tração, conseguiu-se avançar a escavação até a profundidade de 12,9m antes do colapso do muro, o que indica a grande importância de se modelar adequadamente estados de tração em maciços de solo.

Frigerio (2004) determinou os valores de parâmetros de projeto numa retroanálise direta pelo método dos elementos finitos em uma escavação estroncada executada em 8 etapas, verificando o efeito no comportamento da obra da variação de cada um dos parâmetros analisados individualmente (coesão c , coeficiente de empuxo no repouso K_0 , peso específico γ , módulo de elasticidade E_{50} , fator de redução da resistência ao cisalhamento na interface solo-estrutura R_{inter}) considerando-se valores 30% acima e abaixo daqueles definidos como de referência para a argila porosa vermelha estudada. O processo consiste em usar o modelo que, com a entrada de um parâmetro, forneça um resultado a ser comparado com o da instrumentação, e posteriormente alterar esse parâmetro proporcionalmente ao erro obtido na iteração anterior. Como critério de comparação, foram considerados os deslocamentos observados em 3 pontos situados a diferentes profundidades e as forças medidas nas estroncas. Por retroanálise de E_{50} em função dos deslocamentos horizontais, considerando $c= 30 \text{ kN/m}^2$, $K_0= 0.531$, $\gamma= 15 \text{ kN/m}^3$, $R_{inter}= 0.2$, para o estagio 5, obtém-se um erro

mínimo de 6%. Por retroanálise de E_{50} em função das forças nas estroncas no nível A, considerando $c= 30 \text{ kN/m}^2$, $K_0= 0.4$, $\gamma= 15 \text{ kN/m}^3$, $R_{inter}= 0.2$, para o estagio 3, obtém-se um erro mínimo de 0.1%. Por retroanálise de E_{50} em função dos deslocamentos horizontais, considerando $c= 70 \text{ kN/m}^2$, $K_0= 31.3$, $\gamma= 13.5 \text{ kN/m}^3$, $R_{inter}= 0.2$, para o estagio 8, obtém-se um erro mínimo de 31.3%. Por retroanálise de E_{50} em função das forças nas estroncas no nível A considerando $c= 30 \text{ kN/m}^2$, $K_0= 0.4$, $\gamma= 13.5 \text{ kN/m}^3$, $R_{inter}= 0.2$, para o estagio 8, obtém-se um erro mínimo de 16%. Com o modelo de Mohr-Coulomb o conjunto de parâmetros que mais se aproximou dos resultados da instrumentação foi $c = [10 - 30] \text{ kPa}$, $K_0= 0,45$, $\gamma= 15 \text{ kN/m}^3$, $E_{50}= [3200 \text{ a } 72000] \text{ kPa}$, $R_{inter}= 0,5$, enquanto que para o modelo HSM (Hardening Soil Model) foi $c = f(N_{SPT}) \text{ kPa}$, $K_0= [0,4 - 0,53]$, $\gamma= 13,5 \text{ kN/m}^3$, $E_{50}= [2800 - 360000] \text{ kPa}$, $R_{inter}= [0,2 - 0,5]$. De modo geral, as retroanálises executadas com o modelo HSM produziram resultados mais precisos do que aquelas calculadas com o modelo de Mohr-Coulomb.