

JAIME DOMINGOS MARZIONNA

" SOBRE O CÁLCULO ESTÁTICO DE VALAS "

Dissertação apresentada à Escola  
Politécnica da USP para a obtenção  
do título de Mestre em Engenharia.

São Paulo, 1979

JAIME DOMINGOS MARZIONNA  
Eng. Civil, Escola Politécnica da USP, 1974

"SOBRE O CÁLCULO ESTÁTICO DE VALAS"

Dissertação apresentada à Escola  
Politécnica da USP para a obtenção  
do título de Mestre em Engenharia.

Orientador: Prof. Dr. Carlos E.M.  
Maffei.

Professor Assistente Doutor do  
Departamento de Engenharia de  
Estruturas e Fundações da EPUSP

São Paulo, 1979

AGRADECIMENTOS:

O autor agradece a valiosa colaboração do Dr. Carlos Eduardo Moreira Maffei pelo incentivo, orientação e colaboração recebidos para a elaboração deste trabalho.

Ao Eng<sup>o</sup> Waldemar Coelho Hachich agradece pelo incentivo e colaboração, principalmente através das discussões que muito influenciaram esta dissertação.

Não poderia, também, deixar de registrar o valioso auxílio da Srta. Beatriz Ferreira de Souza na revisão do presente trabalho, da Srta. Maria Pilar Lopez Acebedo na datilografia e do Sr. Cyro Tucunduva Jr. na preparação das figuras.

Finalmente, não poderia faltar a gratidão aos meus pais e à minha noiva, cujos incentivos e compreensão possibilitaram a conclusão deste trabalho.

## SUMÁRIO

Este trabalho tem como objetivo apresentar alguns dos cálculos e verificações necessários ao projeto e dimensionamento de valas, mais especificamente, do sistema de contenção: solo-parede de contenção-escoramento. Procura-se, também, mostrar a dificuldade do tratamento do sistema de contenção como uma estrutura única, indicando-se quais os procedimentos alternativos mais comumente utilizados e discutindo-se a validade, aplicabilidade e representatividade destes procedimentos.

## SUMMARY

The purpose of this paper is to present some calculations necessary for the complete design of excavations, more specifically, braced and anchored excavations. We also intend to show the difficulties resulting from the treatment of the braced and anchored excavations taken as a single structure, pointing out the most commonly used alternatives and discussing their validity, applicability and representativity.



NOTAÇÃO

- B = semi-largura de faixa, ou de vala, ou de sapata.  
C = resultante da coesão.  
c = coesão.  
D = largura de faixa; espessura do estrato mole abaixo do fundo da vala.  
 $D_f$  = profundidade de aplicação da carga.  
E = módulo de elasticidade.  
 $E_a$  = empuxo ativo.  
 $E_p$  = empuxo passivo.  
F = força.  
FS = fator de segurança.  
H = altura do corte; profundidade da escavação.  
h = profundidade.  
J = momento de inércia.  
 $K_a$  = coeficiente de empuxo ativo.  
 $K_o$  = coeficiente de empuxo em repouso.  
 $K_p$  = coeficiente de empuxo passivo.  
M = momento.  
 $N_c, N_q, N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga.  
P = peso; empuxo.  
PH = projeção horizontal do empuxo.  
PV = projeção vertical do empuxo.  
q = sobrecarga.  
R = resultante do atrito.  
 $R_f$  = reação na ficha.  
t = ficha da parede de contenção.  
U = resultante de percolação.  
 $\gamma$  = peso específico do solo.  
 $\delta$  = ângulo de atrito solo-parede de contenção.  
 $\nu$  = coeficiente de Poisson.  
 $\sigma$  = tensão.  
 $\sigma_a$  = tensão horizontal correspondente ao estado ativo.

$\sigma_p$  = tensão horizontal correspondente ao estado passivo.

$\phi$  = ângulo de atrito interno do solo.

$\Delta E_a$  = parcela do empuxo ativo que atua diretamente na ficha.

Observações: Outros símbolos têm o seu significado indicado no próprio texto.

ÍNDICE DE FIGURAS

FIG. 1	- Esquema genérico de uma vala escorada.	.11.
FIG. 2	- Esquema admitido para a ruptura geral de uma vala.	.17.
FIG. 3	- Forças a considerar na análise da estabilidade geral de valas, exceto aquelas do escoramento.	.19.
FIG. 4	- Esquema de ruptura geral em vala sem escoramento.	.20.
FIG. 5	- Esquema de ruptura geral para superfície de ruptura cortando a ficha.	.23.
FIG. 6	- Ruptura da base de um talude vertical.	.25.
FIG. 7	- Profundidade de aplicação da carga segundo a teoria de capacidade de carga de Terzaghi.	.26.
FIG. 8	- Esquema de uma vala com parede de contenção sem ficha.	.27.
FIG. 9	- Esquema de uma vala com parede de contenção sem ficha, em areia pura.	.29.
FIG. 10	- Esquema de ruptura de fundo de valas em argila pura.	.30.
FIG. 11	- Levantamento do fundo de vala em escavações em argilas.	.31.
FIG. 12	- Evolução da superfície de ruptura de fundo devido à presença da ficha da parede de contenção.	.38.
FIG. 13	- Diagrama aparente de tensões.	.44.
FIG. 14	- Envoltória aparente de tensões proposta por Terzaghi - Peck.	.46.
FIG. 15	- Método empírico de cálculo proposto no manual NAVFAC.	.46.
FIG. 16	- Método de Blum.	.49.
FIG. 17	- Free-end-Method.	.50.
FIG. 18	- Fixed-end-Method.	.51.

FIG. 19	- Método da NC-03 - 1a. fase de escavação.	.53.
FIG. 20	- Método da NC-03 - fase intermediária de escavação.	.54.
FIG. 21	- Método da NC-03 - escavação final.	.55.
FIG. 22	- Método da NC-03 - paredes rígidas.	.56.
FIG. 23	- Esquemas genéricos de valas.	.58.
FIG. 24	- Comportamento elasto-plástico associado ao solo.	.60.
FIG. 25	- Modelo de cálculo bidimensional.	.63.
FIG. 26	- Comparação de tensões.	.64.
FIG. 27	- Avaliação de recalques à superfície (Peck - 1969)	.68.
FIG. 28	- Critério simplista para avaliação de recalques em alguns casos particulares.	.69.

Observações: Em todos os diagramas de tensões apresentados, apenas por simplicidade gráfica, não está indicado o efeito da presença da água do subsolo.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	2
SUMÁRIO	3
NOTAÇÃO	4
ÍNDICE DE FIGURAS	6
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	10
CAPÍTULO 2 - ESTABILIDADE GERAL DA VALA	16
CAPÍTULO 3 - ESTABILIDADE DO FUNDO DA VALA	25
I) Segundo Terzaghi	28
II) Segundo Tschebotarioff	30
III) Segundo Teng	31
IV) Segundo Bowles	32
V) Segundo Peck	32
CAPÍTULO 4 - ESTABILIDADE DA PAREDE DE CONTENÇÃO	35
I-) Métodos de cálculo	39
II-) Métodos Empíricos	45
III-) Métodos Semi-empíricos	47
a) Método de Blum	48
b) Free-end-method	50
c) Fixed-end-method	51
d) Método da superfície de deslizamento	52
e) Método da NC-03	52
e.1) NC-03 - Paredes flexíveis	52
e.2) NC-03 - Paredes rígidas	55
IV-) Métodos Analíticos	58
a) Modelos unidimensionais	59
b) Modelos bidimensionais	61

V-) Comentários Finais	63
CAPÍTULO 5 - DESLOCAMENTOS	67
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES	71
BIBLIOGRAFIA	75

## C A P Í T U L O 1

### INTRODUÇÃO

Idealizada uma obra qualquer, deve-se definir o método construtivo, projetá-la e especificar materiais e serviços, de maneira que seja atingido o objetivo final através da ponderação conveniente dos seguintes fatores principais: rapidez de execução, economia e segurança adequada da obra.

O início do projeto e construção da primeira linha do Metropolitano de São Paulo (Linha Norte-Sul) marcou decisivamente o estudo e o progresso, entre nós, do projeto de valas das mais variadas dimensões, desde pequenas galerias até grandes estações, procurando-se sempre rapidez e segurança, por se localizarem em áreas urbanas e em geral densamente povoadas - algumas até históricas como o centro da cidade - aliadas à economia, face ao grande volume de obra necessário a uma implantação eficiente deste sistema de transporte de massa.

Assim, apesar de o custo do sistema de escoramento não ser, em geral, fator decisivo no custo total de obras como as do Metrô, principalmente pelo fato de alguns elementos do sistema de contenção poderem ser reaproveitados, justifica-se investir no estudo do dimensionamento de tais sistemas, se não com a finalidade de reduzir drasticamente os custos totais, pelo menos com o intuito de não desperdiçar recursos.

Este trabalho tem, então, como objetivo, apresentar alguns dos cálculos e verificações necessários ao projeto e dimensionamento de valas, mais especificamente, de todo o sistema de contenção: solo-parede de contenção-escoramento,

acrescido de comentários e discussões a respeito da validade, aplicabilidade e representatividade dos métodos mais comumente utilizados entre nós.

Antes de passarmos à análise das verificações necessárias ao projeto de valas, vamos fazer alguns rápidos comentários sobre os sistemas de contenção e sobre a situação atual do problema geral.

A figura 1 apresenta um esquema genérico de uma vala, onde estão definidos os elementos principais de um sistema de contenção.

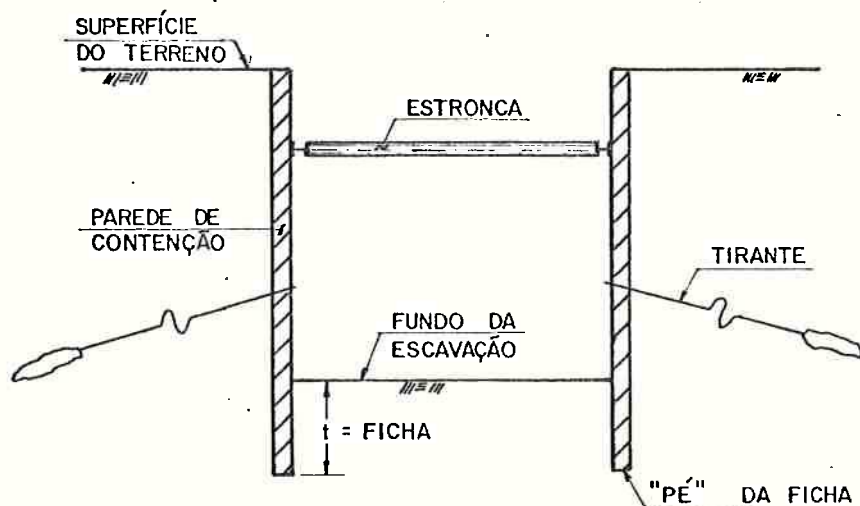


FIG. 1 - Esquema genérico de uma vala escorada.

As paredes de contenção podem ser divididas em dois grandes grupos: as rígidas e as flexíveis. Em geral, costuma-se dizer que paredes flexíveis são aquelas que acabam por sofrer "grandes deslocamentos" e rígidas as que sofrem "pequenos deslocamentos". Note-se a impropriedade desta definição face ao fato de não se definir precisamente o que são pequenos e grandes deslocamentos, além do fato de nada ser dito sobre a real condicionante da opção por um ou outro



tipo de parede, que é a capacidade das utilidades e edificações lindeiras à vala absorverem os recalques que surgirão devido à sua escavação e conseqüente movimentação da parede.

Na realidade, a classificação de uma parede de contenção como rígida ou flexível é função direta do seu produto de rigidez (EJ), do tipo e distribuição do escoramento utilizado, do solo que está sendo escavado e das edificações lindeiras.

Como os recalques à superfície, na imediata vizinhança da vala, são provocados por alívio de tensões horizontais que atuavam no maciço no estado inicial e que o sistema de contenção procura minimizar, sempre que se dimensiona um sistema de contenção que permita a menor alteração possível no estado inicial de tensões, estamos face a um sistema de contenção rígido.

Entretanto, como cada nível de escoramento somente pode ser instalado após uma escavação parcial, há deslocamentos laterais e conseqüentes alívios de tensões horizontais inevitáveis, que serão tanto menores quanto menos deformáveis forem a parede e o solo.

Assim, para alturas usuais de escavação entre dois níveis consecutivos de escoramentos, classificam-se como paredes de contenção rígidas aquelas constituídas por paredes diafragma, paredes de estacas justapostas, etc..

Já as paredes de contenção constituídas por: perfis metálicos espaçados entre 1,5 m e 3,0 m e com pranchões de madeira ou de concreto; por estacas-prancha; etc., são consideradas como paredes flexíveis, pelo menor produto de rigidez que apresentam face às anteriormente citadas e que permitem, conseqüentemente, maiores deslocamentos horizontais se empregadas nas mesmas condições.

Há ainda que se ressaltar a maior facilidade de ocorrer carreamento de material por entre vazios existentes entre a pranchada e o terreno, do que entre as juntas de uma parede diafragma e que acabam por produzir maiores recalques à superfície.

Quanto ao escoramento, pode ser com estroncas, tirantes ou os dois tipos simultaneamente.

As estroncas são perfis metálicos, contraventados e encunhados para permitir um melhor contato parede de contenção/estroncas. Em valas de dimensões normais, a deformação elástica de compressão acarreta deslocamentos pequenos relativamente aos provocados pela escavação. Quando se quer minimizar o efeito de deslocamentos devido à compressão elástica, pode-se usar o artifício de pré-comprimir as estroncas através de macacos hidráulicos e, só então, encunhá-las contra a parede ou longarina. Um outro fator que pode vir a ser importante e que deve ser levado em consideração nos cálculos, à medida que a vala aumenta de largura, é a temperatura, cuja real influência no comportamento do escoramento como um todo ainda é um tanto complexa e de difícil consideração.

Os tirantes, por sua vez, são extremamente vantajosos no caso de escavações de grandes dimensões em planta, onde a utilização de estroncas passaria a ser inviável. A maior mobilidade de manobras e trabalhos dentro da vala é a grande vantagem dos tirantes. É interessante notar que, em geral, as valas atirantadas apresentam deslocamentos inferiores às aquelas escoradas, devido à protensão necessária à sua instalação. Face à sua própria concepção e execução, os tirantes, ao contrário das estroncas, não são reutilizáveis.

Feitos esses comentários iniciais gerais sobre as características de valas, passemos àqueles referentes aos cálculos e verificações necessárias.

A grande falha do problema geral da análise completa de uma vala está no fato que todos os cálculos feitos, tanto para o dimensionamento quanto para as verificações, são feitos independentemente uns dos outros. Explica-se: como o cálculo de valas está intimamente ligado ao comportamento dos solos, é comum nas análises utilizar-se o Método do Equilíbrio Limite, de emprego corrente na Mecânica dos Solos, ao invés de, por exemplo, o Método das Tensões Admissíveis. Como não se sabe a princípio qual o mecanismo de ruptura mais crítico para o sistema solo-parede de contenção-escoramento, analisam-se alguns mecanismos de ruptura considerados viáveis isoladamente e garante-se uma segurança adequada da obra contra cada um deles.

Uma vez definidos o método construtivo e o sistema de escoramento, o dimensionamento dos elementos de contenção de valas compreende basicamente as duas etapas seguintes:

- avaliação da ficha necessária da parede de contenção;
- avaliação das solicitações em todo o sistema de contenção.

Considera-se como sendo a "ficha necessária" o menor comprimento da parede de contenção enterrado no solo, abaixo da cota de escavação final da vala, tal que garanta uma adequada segurança à obra. Para tal condição ser obtida, no mínimo as seguintes verificações e cálculos são necessários:

- estabilidade geral;
- estabilidade do fundo da vala;

- estabilidade da parede e cálculo dos esforços solicitantes no sistema de escoramento;
- deslocamentos à superfície.

Evidentemente, há casos em que outras verificações adicionais fazem-se necessárias. Em função da concepção estrutural das obras, provisória e permanente, e das condições hidrogeológicas da região, a ficha da parede de contenção pode vir a ser condicionada por outros fenômenos, como a ação de cargas verticais - caso em que a parede deverá ser verificada como elemento de fundação, sujeita às restrições comuns de capacidade de carga e recalques - ou por ruptura hidráulica do solo - caso em que providências construtivas devem ser tomadas. Estes fenômenos, assim como outros tais como ruptura de estacas isoladas no caso de perfis-pranchada (Weissenbach, 1962), não serão aqui tratados visto serem específicos de cada obra.

Após um pré- estabelecimento da ficha, procede-se aos cálculos estáticos que servirão para definir as solicitações no sistema de escoramento e, também, deslocamentos, recalques em edificações vizinhas, etc. , em função do modelo de cálculo adotado. A escolha do modelo estrutural a ser utilizado no cálculo das solicitações é de responsabilidade do projetista, que deve adotá-lo em função de uma análise consciente das suas necessidades e do conhecimento reológico dos materiais envolvidos, dos quais o mais complexo é o solo.

## C A P Í T U L O 2

### ESTABILIDADE GERAL DA VALA

O comportamento estrutural de uma vala como uma estrutura única-parede de contenção, escoramento e solo - é bastante complexo, como já se comentou rapidamente, principalmente devido ao caráter essencialmente evolutivo das solicitações e do complexo e ainda não bem definido comportamento do solo para tais solicitações. Assim, passa a ser difícil a análise única e global da estrutura, o que nos obriga a proceder a cálculos considerando apenas um ou mais elementos componentes da estrutura, através da análise de alguns mecanismos de ruptura aparentemente viáveis.

A ruptura geral é um desses cálculos em que se considera essencialmente o comportamento do solo, utilizando-se para tal o já citado Método do Equilíbrio Limite. Este método é de corrente aplicação em problemas de Mecânica dos Solos, face à grande dificuldade de se estimarem as tensões reais atuantes no maciço, que permitiriam a utilização de outros métodos como, por exemplo, o das Tensões Admissíveis. Discussão mais detalhada sobre o assunto pode ser encontrada em Hachich, 1975.

Entende-se como ruptura geral de uma vala um mecanismo de ruptura associado à rotação de um corpo rígido em torno de um ponto, com a superfície potencial de ruptura passando abaixo do "pé" da ficha, como mostrado na figura 2.

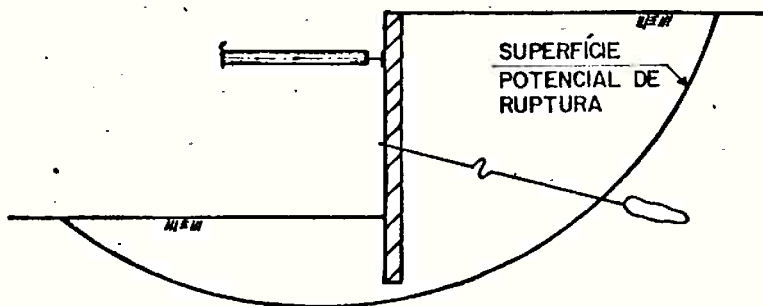


FIG. 2 - Esquema admitido para a ruptura geral de uma vala.

O cálculo, ou a verificação da possibilidade de ocorrência da ruptura geral de uma vala, é sempre associado a análise de estabilidade de taludes. Tais cálculos, segundo Jamiolkowski e Santagata (1961), podem ser divididos em quatro grupos:

- Grupo I: Métodos que, partindo da Teoria da Plasticidade, pretendem determinar o estado de tensões em um ponto qualquer do maciço. Na prática, entretanto, só para casos extremamente simples conseguem-se boas soluções com tais métodos.
- Grupo II: Métodos derivados da aplicação da Teoria da Elasticidade e que apresentam dois problemas sérios e decisivos para a sua aplicação:
  - . a condição de ruptura está sempre afastada da região de comportamento "elástico" (pseudo-elástico) do solo;
  - . não se obtém nenhuma informação sobre a possível superfície de ruptura.

- Grupo III: Métodos empíricos que ganharam destaque após o emprego, com sucesso, em algumas obras.
- Grupo IV: Métodos que, partindo de um certo número de hipóteses sobre o estado de equilíbrio limite, analisam superfícies potenciais de ruptura genéricas ou particulares.

Os métodos deste último grupo são os mais utilizados nos cálculos de estabilidade de taludes em solos e os usualmente empregados nos cálculos de ruptura geral em valas, tais como: Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenstern-Price, e outros. As hipóteses necessárias ao emprego de cada um desses métodos encontram tratamento exaustivo em Hachich, 1975.

Faz-se necessário nesta altura definir como se mede a segurança quanto à ruptura geral de uma vala.

Em taludes naturais, a segurança contra um mecanismo de ruptura do tipo em questão é definida através de um fator de segurança, que é a relação entre a somatória do momento das forças resistentes e a somatória do momento das forças solicitantes em relação a um mesmo ponto, sendo que todas as forças consideradas baseiam-se exclusivamente nas características do solo, à exceção de eventuais sobrecargas existentes.

$$FS = \Sigma M \text{ resistente} / \Sigma M \text{ solicitante} \quad (1)$$

Esta é, também, a primeira maneira de se considerar a segurança quanto à ruptura geral em valas.



Vamos, inicialmente, considerar apenas um lado de uma vala genérica e indicar as forças atuantes no corpo, isolado por uma superfície qualquer de ruptura; não se consideram ainda as forças devidas a algum escoramento necessário à contenção da parede.

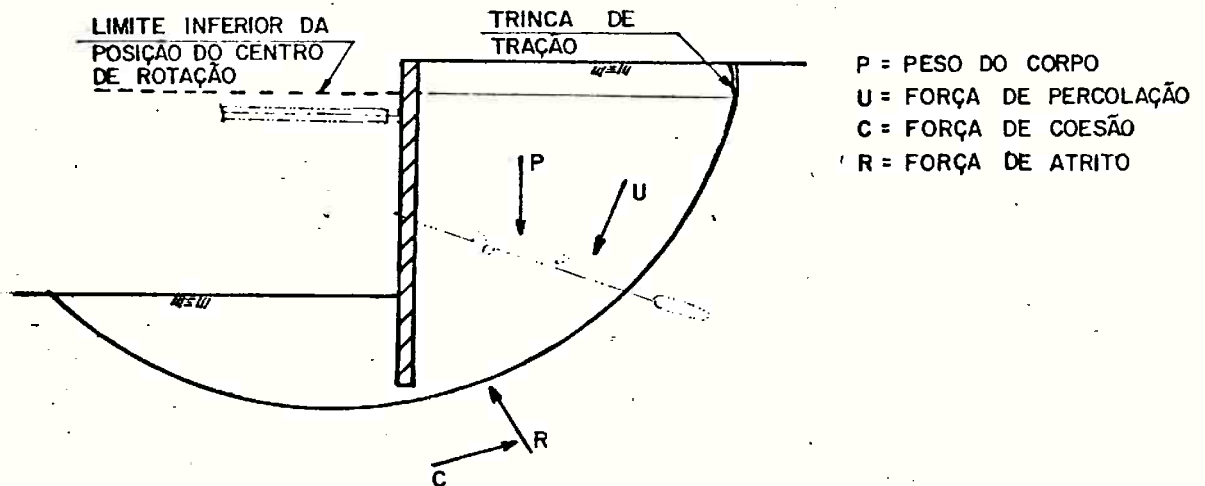


FIG. 3 - Forças a considerar na análise da estabilidade geral de valas, exceto aquelas do escoramento.

Vemos então que da maneira como é definida a ruptura geral em valas e como é medida a sua segurança, se for introduzida uma força externa ao sistema (do tipo de um escoramento), dependendo da sua intensidade e do seu ponto de aplicação (em particular na parede de contenção), pode-se obter o coeficiente de segurança que se queira, visto que esta força externa produzirá um momento solicitante que diminui aquele da tendência de rotação.

Resta-nos, portanto, discutir a viabilidade da aplicação de uma força externa e qual o valor aceitável do fator de segurança como anteriormente definido.



Consideremos, primeiramente, o caso de uma vala escavada com a sua parede de contenção em balanço, isto é, sem qualquer escoramento, como mostrado na figura 4.

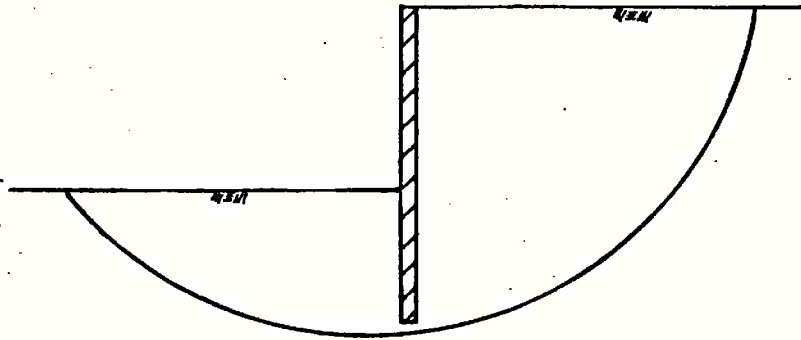


FIG. 4 - Esquema de ruptura geral em vala sem escoramento.

Ora, o dimensionamento e as verificações necessárias à estabilidade desta vala são essencialmente as mesmas que aquelas executadas no projeto de um muro de arrimo qualquer, como por exemplo do tipo: flexão, gravidade, etc.. Nestes casos, a segurança à ruptura geral, da maneira como se está tratando, tem que obrigatoriamente apresentar um fator de segurança maior do que 1,0 para que esta vala seja estável pelo menos quanto a este mecanismo de ruptura.

O mesmo já não é obrigatório em valas escoradas com estroncas ou tirantes; vejamos porque. Considere-se uma vala qualquer com um ou mais níveis de escoramento e suponhamos que o fator de segurança à ruptura geral sem qualquer colaboração do escoramento tenha resultado menor do que 1,0. Isto não quer dizer que esta vala é instável e pode romper segundo este mecanismo de ruptura, pois se o escoramento for capaz de aplicar uma força (externa) que eleve o fator de segurança até 1,0 ou maior que 1,0, a vala será estável.

Isto será suficiente desde que o escoramento seja capaz de fornecer como carga de trabalho a força necessária para elevar o fator de segurança até pelo menos 1,0, ficando a segurança, na realidade, no dimensionamento do escoramento e nos parâmetros do solo adotados.

Parece-nos, a princípio, muito difícil a definição de um fator de segurança único e global para a vala para este mecanismo de ruptura.

Quanto à necessidade de impor-se um valor mínimo do fator de segurança nestes casos, parece-nos, a princípio, não ser uma obrigação, visto que ele pode ser conseguido, com um mesmo sistema de escoramento, às custas de redução da segurança no seu dimensionamento.

Mas os esforços no sistema de escoramento são definidos por verificações outras que não a ruptura geral, e portanto um acréscimo neles com o mecanismo de ruptura em estudo só poderia ser obtido à custa de uma rotação do sistema e consequente encurtamento elástico no caso de estroncas e alongamento elástico no caso de tirantes. Entretanto, com a adoção desta hipótese de rotação podemos estar obtendo um fator de segurança mais ilusório e fictício que aquele obtido anteriormente, visto que com a hipótese de que se inicie uma rotação (incoerência com o que se deseja, que é justamente evitar tal rotação ainda que não catastrófica) nada mais pode ser dito sobre a resistência do solo.

Parece-nos, portanto, que a atitude mais realista, pelo menos no estágio atual, é a de calcular o fator de segurança quanto à ruptura geral, utilizando-se como esforços externos as forças no sistema de escoramento obtidas do cálculo dos esforços solicitantes na parede de contenção, como será visto adiante, e aceitando-se a estrutura no seu todo como estável, desde que

o fator de segurança resultante seja maior ou igual a 1,0, já que estes esforços no escoramento sempre aparecem durante as fases de escavação da vala.

Quanto ao que se disse até aqui, ainda há dois fatos que merecem ser mencionados:

- 1- No caso do sistema de escoramento possuir tirantes, estes deverão estar ancorados, isto é, deverão ter seus bulbos colocados fora da superfície de ruptura mais crítica, isto é, de menor coeficiente de segurança, para que se possam considerá-los como forças externas.
- 2- Caso o fator de segurança obtido seja menor do que 1,0 - mesmo com a contribuição do escoramento -isso não significa, a princípio, que a estrutura vai romper segundo este mecanismo de ruptura, pois outro pode existir com coeficiente de segurança menor ainda, que seria então o de ruína da estrutura de acordo com o Teorema Cinemático.

Até o momento falou-se apenas de superfícies de ruptura passando abaixo do "pé" da ficha. Seriam viáveis superfícies de ruptura que cortassem a ficha?

Parece-nos que isto só seria aceitável nos casos em que a ficha atravessasse camadas de solos muito moles e o seu "pé" estivesse embutido num solo muito mais resistente, como indicado na figura 5.

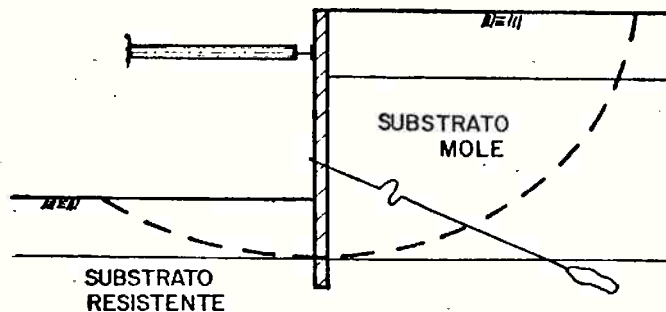


FIG. 5 - Esquema de ruptura geral para superfície de ruptura cortando a ficha.

Entretanto, face à própria concepção do mecanismo de ruptura geral, ao fato de o "pé" da ficha comportar-se quase como um engaste parcial e face aos tipos de deslocamentos que ocorrem nestes casos, parece mais aceitável uma verificação de mecanismo de ruptura tipo ativo contra passivo deixando-se, novamente, o fator de segurança para o dimensionamento do elemento de contenção.

Para finalizar há ainda que se comentar sobre a hipótese de estado plano de deformação que é feita para o estudo do mecanismo de ruptura geral. Tal hipótese é feita na quase totalidade dos casos e pode-se considerá-la válida apesar de se saber dos sempre existentes efeitos tridimensionais; veja-se, por exemplo, Baligh (1975). Entretanto à medida que o comprimento, em planta, da vala vai aumentando, mais desprezível vai se tornando esse efeito e portanto mais verdadeira a hipótese de estado plano de deformação; um exemplo típico deste caso são as trincheiras ("cut-and-cover") abertas para execução das galerias do Metrô.

Face a dificuldade e sua importância quase que secundária na grande maioria dos casos de verificação da ruptura geral, o efeito tridimensional é quase sempre negligenciado, devendo ser considerado quando o comprimento em planta da vala deixar de ser muito maior que a sua profundidade.

### C A P Í T U L O 3

#### ESTABILIDADE DO FUNDO DA VALA.

Considere-se um talude vertical como apresentado na figura 6 constituído por um solo de peso específico  $\gamma$  e com envoltória de resistência que possa ser representada pela equação:

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (2)$$

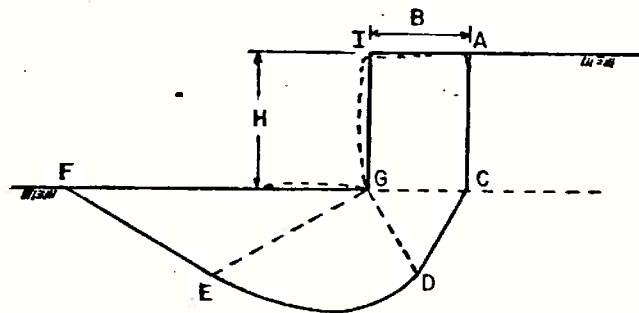


FIG. 6 - Ruptura da base de um talude vertical.

Sob ação do peso próprio, o talude vertical indicado pode vir a deformar-se durante a escavação. Além da possibilidade de o talude ser ou vir a ser instável por ação de percolação d'água, alteração dos seus parâmetros de resistência, trincas de tração que possam aparecer, etc., ou por um mecanismo de ruptura do tipo instabilidade de talude (mobilização de empuxo ativo,...), há a possibilidade do esgotamento da capacidade de suporte da sua base, como indicado na figura 6.

Relativamente à seção horizontal GC, o solo do corte atua como uma sobrecarga de intensidade  $\gamma H$  por unidade de área que, se exceder a capacidade de carga do terreno, acabará por

provocar uma ruptura essencialmente semelhante à provocada por uma fundação tipo sapata rasa.

Segundo Terzaghi (1943) a capacidade de carga por unidade de comprimento de uma faixa com largura  $B$  junto ao pé do talude (ponto G) pode ser grosseiramente estimada como sendo a metade da capacidade de carga de uma faixa de largura  $2B$ ; isto porque o solo sob a faixa carregada poderia romper apenas para um lado. A capacidade de carga de uma faixa de largura  $2B$ , por sua vez, pode ser estimada através da Teoria Geral de Capacidade de Carga de Terzaghi que genericamente pode ser obtida pela expressão

$$Q = 2B (cN_c + \gamma D_f N_q + \gamma B N_\gamma) \quad (3)$$

onde  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são fatores de carga para fundações rasas e  $D_f$  é a profundidade de aplicação da carga, como indicado na figura 7. No caso particular em consideração tem-se  $D_f = 0$ .

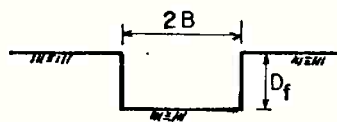


FIG. 7- Profundidade de aplicação da carga segundo a teoria de capacidade de carga de Terzaghi.

Do que foi dito até aqui, é fácil perceber-se que com tratamento matemático adequado, e que foi feito por Terzaghi já em 1943, pode-se calcular uma altura teórica crítica para que um determinado maciço de solo não rompa por falta de capacidade de suporte da sua base.

Considere-se, agora, uma vala escavada e que para evitar a ruptura de suas paredes houvesse necessidade de executar um escoramento, mas que fosse utilizada uma parede de contenção sem ficha, como mostrado na figura 8.

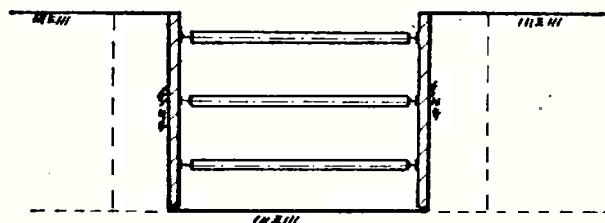


FIG. 8 - Esquema de uma vala com parede de contenção sem ficha.

Ora, da maneira apresentada pode-se, eventualmente, estar seguro contra uma ruptura das paredes da vala, mas nada pode ser garantido quanto a um possível mecanismo de ruptura do tipo do apresentado no início deste ítem, apenas com algumas variações nas forças em jogo devido à presença do escoramento. A este mecanismo de ruptura dá-se o nome de "Ruptura de Fundo" da vala.

Faço ao tipo de mecanismo de ruptura apresentado na figura 6, a solução que se apresenta para o presente caso seria a de se conseguir um aumento da capacidade de carga do solo, o que pode ser feito através do emprego de ficha na parede de contenção.

Antes de passarmos à apresentação dos modos de cálculos de vários autores, baseados todos em teorias de capacidade de carga, julgamos de interesse tecer alguns comentários sobre a Teoria Geral de Capacidade de Carga de Terzaghi.



Terzaghi desenvolveu sua teoria geral, semi-empírica, assumindo que os efeitos de coesão e peso específico do solo e eventuais sobrecargas laterais existentes pudessem ser diretamente superpostos; com isso determinou fatores de cargas ( $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$ ), funções do ângulo de atrito interno do solo. Em 1951, Meyerhof, usando os mesmos conceitos de Terzaghi, desenvolveu uma teoria semelhante para fundações rasas e profundas.

A utilização destes métodos simplificados justifica-se pelas dificuldades matemáticas encontradas quando se emprega o método do equilíbrio limite, na sua forma mais completa.

É usual assumir-se que a Teoria Geral de Capacidade de Carga de Terzaghi dá valores conservativos. Deve-se, no entanto, ter sempre presente qual foi o ensaio, se triaxial ou de deformação plana, que deu origem ao ângulo de atrito interno do solo, pois como é sabido, o resultado do primeiro é um pouco menor do que o segundo, podendo originar diferenças significativas nos fatores de carga. Isto pode ser observado em qualquer livro que apresente os fatores de carga de Terzaghi, em particular em Chen (1975), onde várias condições são abordadas.

Passemos a comentar algumas das maneiras mais comumente utilizadas para verificação da ruptura de fundo em valas.

#### 1) Segundo Terzaghi

A situação idealizada por Terzaghi foi a de uma vala escorada com parede de contenção sem ficha, como a indicada na figura 8, e desenvolveu o estudo para dois solos ideais: areia pura caracterizada pelo seu ângulo de atrito interno  $\phi$ , e argila pura caracterizada pela coesão  $c$ .

Para o caso de areia pura, nada se pode dizer sobre qual a largura (B) da faixa de solo que vai romper ou que tem o menor coeficiente de segurança. A tensão atuante na base da faixa carregada é a diferença entre o peso do prisma ACDE (Figura 9) e a força de atrito atuante na face de contato solo-solo, que é aproximadamente igual ao empuxo ativo de terra vezes o coeficiente de atrito do solo.

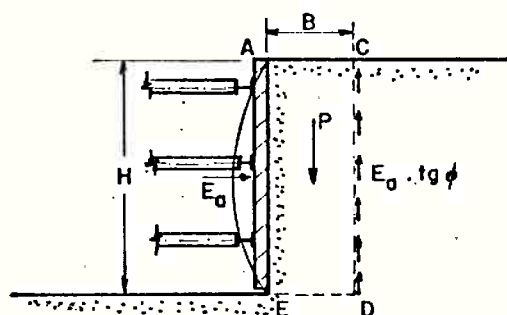


FIG. 9 - Esquema de uma vala com parede de contenção sem ficha em areia pura.

O coeficiente de segurança quanto à ruptura do fundo da vala, de acordo com o que até aqui se disse, é a relação entre a capacidade de carga do solo e a carga aplicada pelo solo adjacente à escavação.

Através de transformações matemáticas Terzaghi mostrou que para subsolos constituídos por areias puras a segurança contra a ruptura de fundo independe da altura de escavação e pode ser expressa pelo seguinte fator de segurança

$$FS = 2 \cdot N_{\gamma} \cdot \text{tg}^2(45 - \phi/2) \cdot \text{tg} \phi \quad (4)$$

Já para o caso de argilas, Terzaghi analisa duas situações, em função da relação largura da vala e espessura do estrato argiloso, como indicado na figura 10.

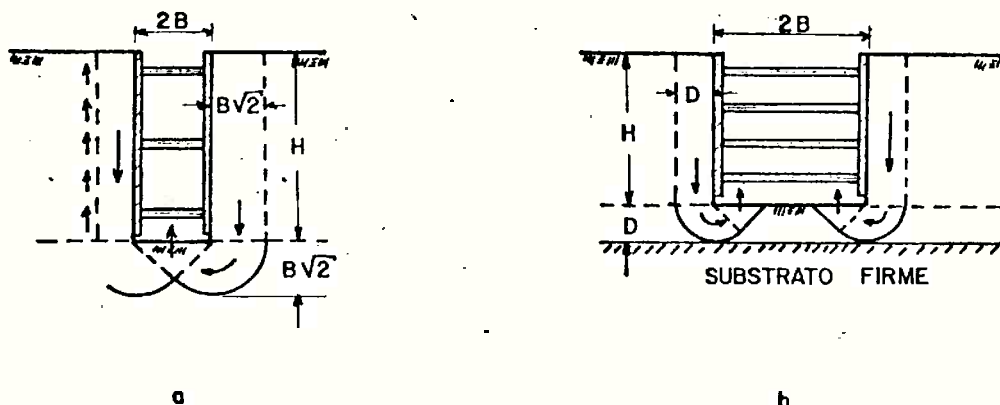


FIG. 10 - Esquema de ruptura de fundo de valas em argila pura.

- a) quando substrato firme é profundo;  
 b) quando substrato firme é raso.

Para estas situações o esforço solicitante é o peso da massa de solo de largura  $B$ , reduzida do efeito da coesão  $Hc$ . Empregando-se a mesma definição de fator de segurança já utilizada, obtêm-se:

$$FS = \frac{1}{H} \cdot \frac{5,7c}{\gamma - \frac{c}{B\sqrt{2}}} \quad (5)$$

A importância desta teoria desenvolvida por Terzaghi está no fato de ter orientado a direção a seguir para a análise do problema. Ainda hoje ela é empregada, sendo comum a exigência de fatores de segurança tão elevados quanto aqueles exigidos quando do emprego da Teoria Geral de Capacidade de carga para o projeto de fundações.

## II) Segundo Tschebotarioff

Já em 1951 quando da primeira edição de seu livro sobre

fundações e estruturas de contenção, Tschebotarioff tratava de ruptura do fundo de valas quando este era constituído por argila, analisando os mesmos dois casos propostos por Terzaghi. Nada dizia sobre o caso de solos arenosos dando, portanto, a impressão de que para este tipo de solo poderia ser negligenciada tal verificação de levantamento do fundo da vala.

Tschebotarioff (1973) obtém, através de considerações semelhantes às de Terzaghi, expressões da altura máxima estável da escavação, para que não ocorra ruptura de fundo, em função da resistência à compressão simples da argila e das relações entre largura da vala e espessura da camada de argila. Comenta, também, a possibilidade de se melhorarem as condições do fundo da escavação através da utilização de ficha da parede de contenção, mas nada diz sobre como considerar o seu efeito.

### III) Segundo Teng

Teng (1962) analisa também o problema do levantamento do fundo de valas escoradas quando este é constituído por argila. Sugere que a estabilidade do fundo, em função do peso de terra do prisma que pode deslocar-se, figura 11, seja analisada ângulo de atrito interno  $\phi = 0$  e considerando-se apenas a coesão do solo.

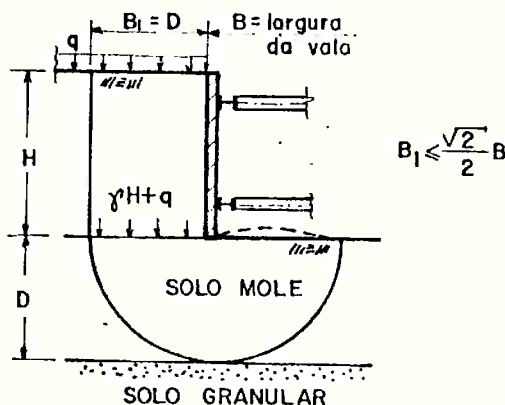


FIG. 11 - Levantamento do fundo de vala em escavações em argilas.

Teng também associa a ruptura do fundo de uma vala à ruptura de uma sapata, sugerindo a aplicação da Teoria de Capacidade de Carga de Skempton para sapatas em argilas, resultando então o seguinte fator de segurança:

$$FS = \frac{c N_c}{\gamma H + q} \quad (6)$$

onde:  $N_c$  = fator de capacidade de carga de Skempton  
 $q$  = sobrecarga uniformemente distribuída à superfície.

Nada é dito também sobre fundo de valas em solos arenosos e sobre a consideração da ficha das paredes de contenção.

#### IV) Segundo Bowles

Bowles (1977) sugere que a possibilidade de ruptura do fundo de valas em argilas moles seja analisada ou através da teoria de Terzaghi (ítem a), ou através das considerações de Skempton para sapatas em argilas (ítem c).

#### V) Segundo Peck

Para Peck (1969) o conceito sobre de que maneira pode ocorrer a instabilidade do fundo de uma vala é essencialmente o mesmo dado até o presente; apenas é taxativo ao afirmar que este tipo de ruptura só pode ocorrer quando o solo abaixo da escavação comportar-se como um material exclusivamente coesivo e sob condições não drenadas.

Sua análise é feita, simplesmente, em função de um número adimensional definido como:  $N_b = \frac{c}{\gamma H}$ . Para os casos de escavações muito compridas, Peck diz que podem iniciar-se zonas de plastificação junto aos cantos quando  $N_b$  atinge o

valor  $N_b = 3,14 = \pi$ . À medida que o valor de  $N_b$  começa a crescer, as zonas plásticas começam a espalhar-se até que se atinja o valor crítico  $N_b = 5,14 = (\pi + 2)$ , quando ocorre então a ruptura.

Peck ressalta que nestas estimativas nenhum efeito do escoramento e particularidades que a ficha da parede de contenção pode introduzir foram levadas em consideração.

Neste ponto consideramos de grande interesse tecer-se alguns comentários sobre o enfoque dado ao mecanismo de ruptura de fundo em valas.

Note-se que, à exceção de Terzaghi, nenhum outro autor analisa a possibilidade de ocorrer ruptura do fundo de uma vala por efeito de capacidade de carga em subsolo arenoso. Por outro lado, todas as análises feitas o são admitindo-se que a parede de contenção não possua ficha; o seu emprego para melhorar a estabilidade de fundo é sugerido por alguns autores (Teng, Peck) mas nada é dito sobre como considerar a sua participação.

Através da análise dos métodos de cálculo é fácil perceber-se que a ficha, numa análise de ruptura do fundo da vala, tem por função aumentar a capacidade de carga do solo através de um efeito de profundidade. Uma maneira de se levar isto em conta, por exemplo na teoria de Terzaghi, seria através da adoção de um valor para  $D_f$  diferente de zero, o que só pode ser conseguido se a ficha resistir como elemento estrutural; entretanto nada pode ser obtido com relação às superfícies de ruptura anteriormente tidas como críticas. É necessário, também, ter-se sempre presente o campo de validade destas teorias de capacidade de carga quando empregadas para verificação da ruptura de fundo, evitando-se assim aplicações fora das condições para as quais foram concebidas.

Os métodos de análise aqui sugeridos podem ser considerados aceitáveis nos casos em que são utilizados apenas como verificação da estabilidade do fundo; quando tal verificação passar a ser condicionante - na maioria dos casos reais não o é - do comprimento da ficha, sugere-se partir para uma maior sofisticação do cálculo e um estudo mais detalhado do método construtivo da obra a fim de se evitar a ruptura do fundo da vala. O emprego de diferentes técnicas construtivas ou maiores comprimentos de ficha depende de uma infinidade de aspectos técnicos e econômicos, cuja análise só pode ser feita para cada caso particular.

## C A P Í T U L O 4

### ESTABILIDADE DA PAREDE DE CONTENÇÃO

Qualquer que fosse a vala necessária a escavar (dimensões em planta e profundidade) para possibilitar a construção de uma estrutura enterrada, ela poderia ser executada através de escavações em taludes naturalmente estáveis, mais ou menos inclinados em função do tipo de solo; com ou sem bermas intermediárias em função da necessidade de controle do escoamento da água superficial, movimentação dentro da escavação; etc. . Na execução de obras urbanas enterradas, como por exemplo galerias e estações de Metrô, esta solução é inviável face à grande concentração demográfica (que conduziria a custos sociais elevadíssimos) e restrito espaço disponível para realização das obras, características estas comuns a todos os grandes centros urbanos.

Torna-se imperioso, portanto, restringir ao máximo as dimensões em planta da escavação, assim como garantir adequada segurança tanto à obra quanto à população local. Isto pode ser conseguido através de sistemas de contenção (paredes de contenção, estroscas e / ou tirantes) convenientemente empregados em cada caso.

Vemos, portanto, que além de outras funções já citadas, o escoramento deve também garantir a estabilidade das paredes da vala.

É usual a divisão dos sistemas de contenção em dois grandes grupos: rígidos e flexíveis. Esta classificação baseia-se, como já se disse, fundamentalmente na grandeza dos deslocamentos que cada um deles permite tanto à superfície quanto da parede de contenção. É importante notar que a



classificação adjetivada do sistema de escoramento mostra-se um tanto precária, visto ser a qualificação dos recalques à superfície (em geral da ordem de alguns poucos centímetros) - grandes ou não, permissíveis ou não - função direta das edificações e utilidades existentes na imediata vizinhança da vala.

É comum na bibliografia sobre o assunto ver-se a seguinte distribuição dos tipos de paredes de contenção:

- paredes rígidas: paredes-diafragma, estacas justapostas, etc. ;
- paredes flexíveis: estacas metálicas com pranchões de madeira ou de concreto, estacas-prancha, etc..;

Entretanto a classificação real das paredes de contenção não depende única e exclusivamente do seu produto de rigidez (EJ), mas do seu comportamento global e portanto do fato de se utilizarem tirantes ou estroncas, do vão entre esses elementos, do emprego ou não de pré-compressão nas estroncas, da complexa e não bem conhecida reologia do solo, etc..

Observando-se agora, friamente, sob o aspecto de contenção das paredes da vala, bastaria que para garantir tal estabilidade (e desde que fosse dimensionada para isso) a parede de contenção fosse apenas até a cota de fundo da vala, isto é, que não tivesse ficha. Quais seriam os motivos que não levam a tal procedimento? terão força suficiente para justificar este aparente gasto a mais do emprego de ficha?

Vamos tentar, então, se não explicar pelo menos interpretar os motivos que conduzem ou podem conduzir ao emprego de ficha nas paredes de contenção.

- a) Para estabilidade geral da vala, da maneira como foi colocada e discutida no Capítulo 2, caso a segurança da vala, com parede de contenção sem ficha, fosse insuficiente, o seu emprego faria com que houvesse um crescimento do fator de segurança, desde que o solo abaixo da escavação não apresentasse parâmetros de resistência muito baixos, como é o caso de argilas moles. Para estes casos o emprego de fichas que parem nestas camadas de baixa resistência pouco auxilia no aumento do fator de segurança. Entretanto, como já foi visto, pode-se conseguir um aumento do fator de segurança mais significativo com o emprego de uma força externa convenientemente aplicada à parede. Portanto este não nos parece um argumento decisivo para o emprego de fichas em paredes de contenção.
- b) Em função das condições hidrogeológicas da região em estudo e do sistema de rebaixamento do lençol freático escolhido para a obra, pode-se vir a ter problemas de liquefação, isto é, carreamento de partículas (no caso para dentro da vala) devido à percolação d'água. Para tais situações, o emprego de ficha na parede de contenção tem como função a criação de um obstáculo para a percolação da água, aumentando o seu caminho de percolação e diminuindo o gradiente ao longo do percurso e, se não eliminando o carreamento de material, pelo menos diminuindo a sua intensidade e permitindo um controle mais fácil. Para isto, no entanto, é necessário que a parede de contenção seja contínua. Para maiores esclarecimentos veja-se, pelo menos, Terzaghi (1943), Terzaghi - Peck (1975) e Cedergren (1967). Este motivo pode justificar a utilização de ficha nas paredes de contenção, entretanto outros métodos de controle do fluxo d'água existentes podem ser economicamente mais interessantes. Esta discussão é específica de cada caso, não cabendo aqui nos estendermos mais no assunto.

- c) Quanto à estabilidade do fundo da vala, tratada no Capítulo 3, a ficha da parede de contenção pode vir a desempenhar papel essencial à estabilidade da estrutura quando há necessidade de se garantir um efeito de profundidade para melhorar, isto é, aumentar a capacidade de carga do solo (Marziona, 1977, 1978). A sequência da figura 12 permite um melhor entendimento.

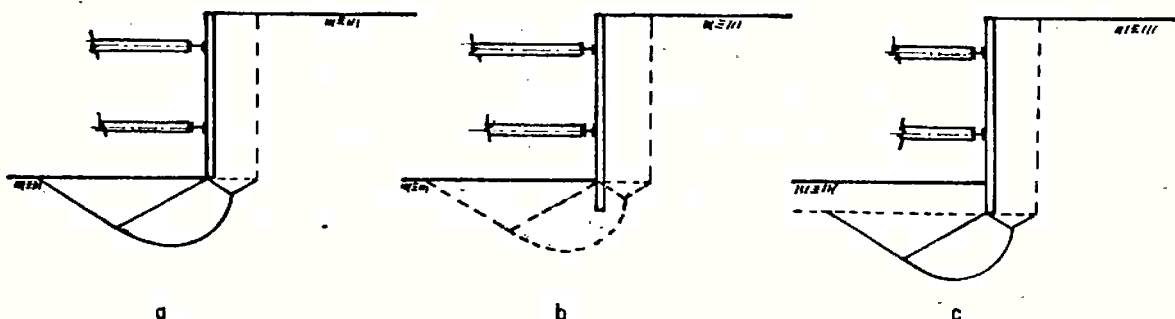


FIG. 12 - Evolução da superfície de ruptura de fundo devido a presença da ficha da parede de contenção.

Na figura 12a., vê-se uma das superfícies potenciais de ruptura quando a parede não possui ficha; já na figura 12b. vê-se a mesma superfície de ruptura inviabilizada pela presença da ficha. Finalmente, na figura 12c., vê-se uma das novas superfícies potenciais de ruptura. Agora, para que isso ocorra é necessário que a ficha resista como elemento estrutural. Outras soluções que não o emprego de ficha, tal como injeção química no solo, etc., existem e podem ser usadas desde que sejam mais econômicas.

- d) Finalmente há que se lembrar que, com qualquer que seja o método construtivo (economicamente viável) e método de cálculo, o não emprego de ficha na parede de contenção fará com que exista sempre um balanço na parede de contenção

(da última estroca ou tirante até o fundo da vala) que resista às tensões do solo. Face à prática atual de execução de valas e necessidade de liberdade de trabalho e circulação no fundo da vala, o comprimento deste balanço pode ser tal que os esforços solicitantes nele atuantes sejam os condicionantes da parede de contenção e muito maiores que os demais atuantes no resto da parede. Para se diminuírem esses esforços é necessário o emprego de ficha na parede de contenção, a qual buscará reação no solo abaixo da escavação reduzindo os esforços solicitantes. Neste caso, também, a ficha deve resistir como elemento estrutural.

Resta-nos, portanto, discutir quais os modelos de cálculo existentes para determinação dos esforços solicitantes no sistema de contenção e da estabilidade da parede.

#### I- MÉTODOS DE CÁLCULO

Os principais fatores que influenciam as tensões atuantes nos elementos de contenção são:

- clima;
- método construtivo da obra;
- lençol freático;
- características reológicas e geométricas do sistema de contenção;
- características reológicas do solo.

Quanto ao clima, mais especificamente a temperatura, é característico da região em que será executada a obra, e portanto deve ser analisado especificamente em cada caso.

O método construtivo, que pode ser condicionante dos esforços

solicitantes no sistema de contenção, é definido não apenas por viabilidade técnica, mas também econômica e portanto uma discussão sobre o assunto seria estéril neste trabalho.

Já quanto ao lençol d'água, a sua influência nos esforços no sistema de escoramento é função das condições hidrogeológicas da região e do sistema de rebaixamento que venha a ser utilizado, que também não é objeto deste estudo.

Os outros dois fatores, características reológicas e geométricas do sistema de escoramento e do solo não podem ser analisados como se fossem completamente independentes.

O solo é o responsável pelas tensões laterais que o elemento de contenção deverá suportar e, por sua vez, pela transferência dos esforços às estroncas ou tirantes.

A determinação destas tensões e destes esforços é o objetivo principal do cálculo do escoramento. Naturalmente o sistema solo-elementos de contenção é altamente hiperestático e deformável, e portanto as tensões dependem fortemente das características geométricas e reológicas de todos os componentes do sistema.

O sistema de contenção é normalmente constituído de materiais tradicionais na construção civil: aço, madeira, concreto, concreto-armado, etc. , e se bem que para alguns deles não se conheça o real comportamento reológico, pelo menos existe o que se poderia chamar de uma "tradição de aplicação do modelo" já desenvolvida, o que não ocorre relativamente ao solo.

O solo apresenta problemas muito mais sérios e que se iniciam quando se procura caracterizá-lo. A própria amostragem do solo, por mais cuidadosa que seja, acaba por causar

traumas na amostra que podem alterar radicalmente o seu comportamento, sem falar na real representatividade da (s) amostra (s) perante todo o maciço envolvido.

Mas os problemas com o solo não param aí. Retirada a amostra mais ou menos traumatizada e representativa do maciço, o que depende de cada caso, parte-se para a execução de ensaios de caracterização rotineiros e até especiais.

Os dados mais comumente obtidos\* são coesão e ângulo de atrito com os quais muitos projetistas se acham capazes, e realmente o são dependendo do método de cálculo empregado, de calcular o sistema de escoramento. Para outros métodos, mais sofisticados, pode vir a ser necessária a obtenção de outros parâmetros, tais como: E- módulo de elasticidade, que para solos seria melhor interpretado como módulo de deformabilidade;  $\nu$  - coeficiente de Poisson;  $K_0$  - coeficiente de empuxo em repouso; etc..

A grande e grave dúvida existente é a representatividade dos parâmetros assim obtidos, visto que os ensaios utilizados para as suas determinações nem sempre reproduzem convenientemente as solicitações a que o solo estará sujeito e que os resultados obtidos dos ensaios são muitas vezes interpretados com teorias que contêm hipóteses não aplicáveis aos solos.

---

\* Não serão considerados aqui ensaios de caracterização do tipo peso específico, umidade, etc., que não têm influência decisiva no cálculo do escoramento.

Há ainda outras características do solo, como por exemplo o fato de apresentar histerese quando carregado ciclicamente. Pouco se sabe sobre o seu comportamento real, sendo feitas hipóteses bastante simplificadoras quando necessárias ao cálculo.

Face ao dito, nota-se a dificuldade em se conseguir uma aproximação da realidade quanto às tensões atuantes no elemento de contenção. Se isso já não bastasse, há ainda outra grande dificuldade que é a da escolha do modelo estático para o cálculo: será uma viga? uma laje? com que condições de contorno? e quanto aos vínculos, são fixos, deformáveis, elásticos, elasto-plásticos ?

Vê-se, portanto, que o cálculo dos esforços solicitantes num sistema de contenção é bastante diverso e não tem o mesmo grau de precisão que, por exemplo, o cálculo de um edifício onde as cargas são bem definidas e o sistema estático melhor conhecido.

Evidentemente o cálculo mais próximo à realidade é aquele que leva em conta a interação de todo o sistema de contenção, isto é, a interação solo-estrutura. Observe-se que mesmo nos métodos de cálculo mais antigos, essa interação é considerada, embora de maneira primitiva e simplista, quase intuitiva. Nos métodos de cálculo mais modernos essa interação já está sendo levada em conta, e cada vez mais isto tem sido permitido graças ao emprego mais difundido dos computadores.

Antes de passarmos à análise dos métodos de cálculo, há dois pontos que merecem ser esclarecidos: o que vem a ser o cálculo evolutivo e o que é diagrama aparente de tensões.

A maior falha existente em muitos métodos de cálculo, e que são justamente chamados de "não evolutivos", é considerar cada



fase da escavação como sendo executada de uma única vez; isto é, supor que em uma fase qualquer as estroncas já estivessem colocadas antes mesmo da escavação e que a seguir se escavasse instantaneamente, de uma só vez, até a fase considerada. Esta suposição acarreta, em geral, diferenças sensíveis do comportamento real, uma vez que despreza deformações e esforços solicitantes que ocorreram nas fases anteriores.

O modelo de cálculo, que considera, para o cálculo de uma determinada fase, todos os esforços e deslocamentos ocorridos até a fase imediatamente anterior, é chamado de "cálculo evolutivo". Para outros comentários veja-se, por exemplo, Maffei e André (1974) e Marzionna (1977, 1978).

A importância do cálculo evolutivo está no fato de ser o que mais se aproxima da realidade, além de evitar erros como o cometido por Lambe (1970). Neste artigo Lambe mostra o cálculo de uma escavação feito por um método não evolutivo. O fundo da escavação, neste exemplo, era atingido com o auxílio de 4 níveis de escoramento, após o que era colocado um 5º nível de escoramento. Por um defeito do cálculo não evolutivo, calculada esta nova fase o último nível foi carregado, o que na realidade só poderia ocorrer por um efeito semelhante à deformação lenta. Observe-se, ainda, que a carga apresentada como medida neste nível deve ser encarada com ressalvas, pois foi aplicada pré-compressão neste nível.

Devido às dificuldades de se medirem tensões, em geral são medidas as cargas nas estroncas ou tirantes em cada fase de escavação. Para uma dada fase, a carga (por metro linear) de cada estronca pode ser dividida por uma altura igual à soma dos semi-vãos inferior e superior adjacentes à estronca, adotando-se então um diagrama de tensões uniforme desde a



metade do vão adjacente superior até o semi-vão adjacente inferior. Como as tensões não são descontínuas, pode-se traçar uma curva aproximada cuja área total delimitada seja igual à dos retângulos anteriormente obtidos, partindo-se de um valor conhecido, função da coesão do solo e da sobrecarga existente. Ao se chegar ao fundo da escavação alguma outra suposição para condição de contorno dever ser feita. A figura 13 ilustra melhor o que foi dito.

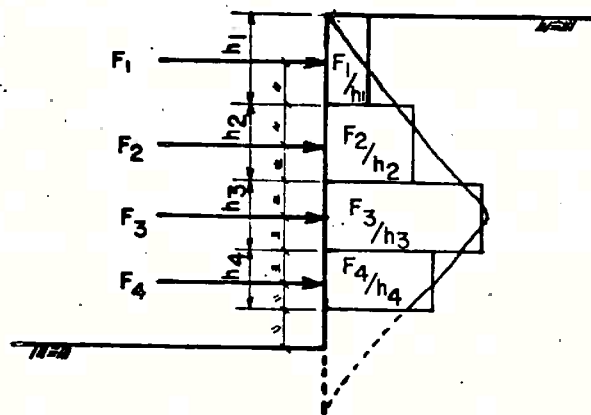


FIG. 13 - Diagrama aparente de tensões.

O diagrama de tensões derivado da força das estroncas é chamado de "diagrama aparente de tensões" porque não representa, necessariamente, as tensões laterais reais que o solo aplica à parede. Quando para se fazer o diagrama aparente de tensões toma-se para as estroncas não as forças de uma determinada fase, mas sim o valor máximo alcançado por cada uma, chama-se ao diagrama obtido de "envoltória aparente de tensões".

Passemos, então, à análise dos métodos de cálculo. Maffei e André (1974 - 1977) sugeriram a seguinte divisão dos métodos de cálculo, utilizada também por Esquível (1978):

- Métodos Empíricos: são baseados em resultados de medidas experimentais;

- Métodos Semi-empíricos: admitem como carregamento um diagrama de tensões para ambos os lados da parede para cada fase da escavação, pressupondo portanto o tipo e grandeza de deslocamentos da estrutura. Utilizam-se de processos de cálculo não evolutivos.
  
- Métodos Analíticos: não admitem diagramas de tensões laterais. Admitem que sejam conhecidos o estado de inicial de tensões no solo e determinadas relações entre as tensões laterais e deformações do solo e da estrutura. Através do cálculo evolutivo exprimem da melhor forma possível o estado de tensões em qualquer fase de escavação, pois consideram toda a "história" da escavação.

## II- MÉTODOS EMPÍRICOS

Os métodos empíricos, como o próprio nome está dizendo, baseiam-se exclusivamente em resultados experimentais, fornecendo procedimentos para a determinação de carga em estroncas e momentos fletores nas paredes de modo totalmente empírico e através da envoltória aparente de tensões.

Dos métodos empíricos, o mais difundido é o diagrama aparente de tensões proposto por Terzaghi - Peck e que pode ser visto, por exemplo, em Peck (1969) e está mostrado na figura 14.

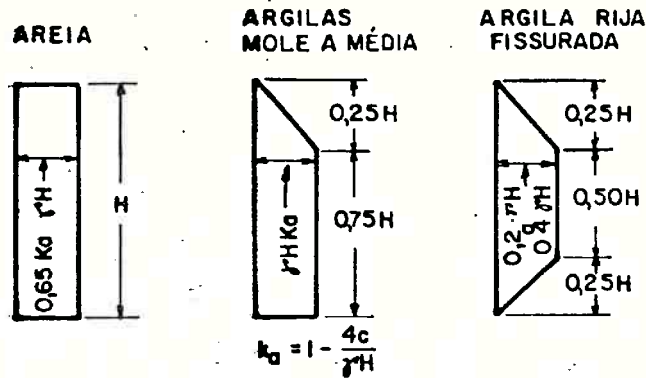
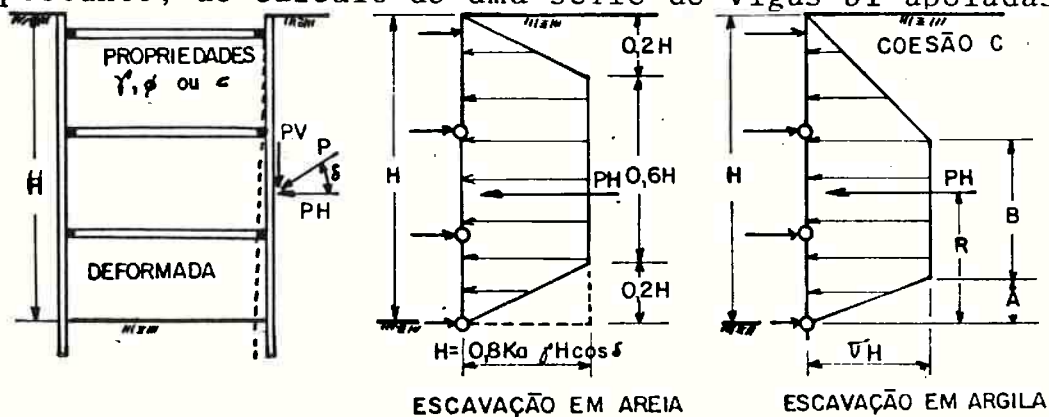


FIG. 14 - Envoltória aparente de tensões proposta por Terzaghi - Peck.

Pode-se então, a partir destes diagramas, obter a carga nas estroncas da maneira anteriormente indicada.

Já o manual NAVFAC - DM-7 (1971) propõe um diagrama aparente de tensões semelhantes ao de Terzaghi - Peck e sugere, para calcular os esforços solicitantes na parede de contenção, que sejam admitidas articulações nos pontos em que existam estroncas (exceto a primeira) e no fundo da escavação como mostrado na figura 15. O cálculo da parede resume-se, portanto, ao cálculo de uma série de vigas bi-apoiadas.



OBS: PARA ARGILAS OS VALORES  $\bar{\gamma}_H$ , A, B, R, PH SÃO DADOS EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE ESTABILIDADE  $N_c = \gamma H/c$

FIG. 15 - Método empírico de cálculo proposto no manual NAVFAC.

Teng (1962) apresenta, novamente, diagramas alternativos para o cômputo dos esforços solicitantes, semelhantes ao de Terzaghi - Peck. Para o cálculo dos esforços sugere o mesmo procedimento adotado no manual NAVFAC, ou então que se admita uma articulação no fundo da escavação e se calcule a parede acima da escavação como uma viga contínua.

Armento (1972) apresentou um caso em que através de instrumentação se desenvolveu uma envoltória aparente de tensões para condições específicas da Broadway, Oakland. Os resultados obtidos são envoltórias de tensões semelhantes às de Terzaghi - Peck. O interessante disto é notar que da mesma maneira que Armento, podemos levantar envoltórias de tensões aparentes, -entretanto com seu campo de aplicação bastante restrito.

Face à própria concepção de tais métodos, a segurança com que se trabalha tem que ser, obrigatoriamente, elevada.

### III- MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Os métodos semi-empíricos caracterizam-se pela adoção de um diagrama de empuxo para ambos os lados da escavação e efetuam o cálculo sem preocupação alguma com a coerência ou não da relação tensão-deslocamento. Tais métodos não se preocupam com as deformações, apenas trabalham com um "coeficiente de segurança" elevado para que as deformações não sejam grandes; na verdade o coeficiente de segurança pode ser melhor interpretado como um "coeficiente de ignorância" ou de "desconhecimento".

É preciso - mas nem sempre feito, face à dificuldade da interpretação real dos resultados - depois de calculado o

escoramento, verificar se os deslocamentos são suficientes para a mobilização dos empuxos adotados. Como tais métodos não são evolutivos, torna-se, como se disse, difícil a real interpretação dos resultados.

Os métodos semi-empíricos são desvantajosos com relação aos analíticos, pois baseiam-se em muitas hipóteses simplificadoras e não são evolutivos; além disso, nada há que prove serem menos conservativos ou mais corretos que os métodos empíricos.

Alguns dos métodos semi-empíricos são:

a) Método de Blum

É o mais conhecido, aliás o clássico, para cálculo de paredes em balanço, isto é, sem estroncas nem tirantes - Teng (1962), e Bowles (1977) apresentam o mesmo método apenas sem dar esse nome.

O princípio do cálculo consiste em admitir que o momento de todas as forças atuantes na parede se anula no ponto em torno do qual a cortina gira. A figura 16 indica o comportamento esperado.

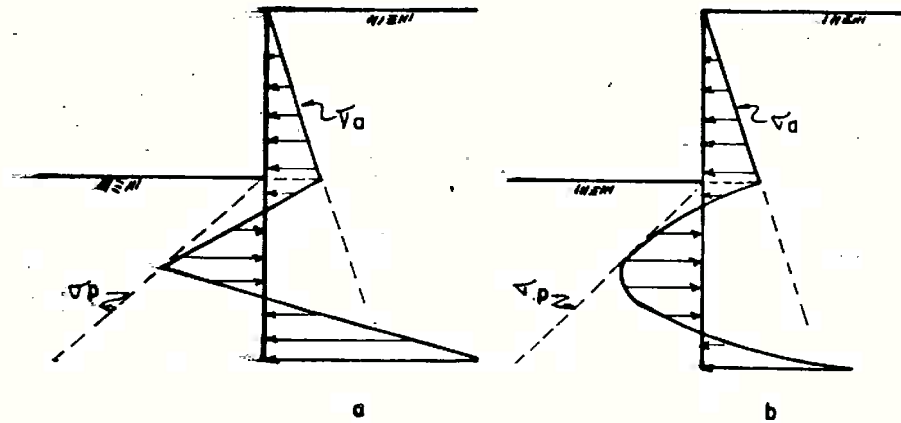


FIG. 16 - Método de Blum:

- a) Diagrama simplificado de tensões admitido para o cálculo;
- b) Provável distribuição qualitativa de tensões e que é obtida na solução através do Método dos Elementos Finitos.

O equilíbrio das forças horizontais faz supor que exista uma reação do solo, abaixo do ponto de rotação, equilibrando a predominância da força devido ao empuxo passivo no ponto de momento nulo. Para simplicidade, Blum admite que essa reação do solo atue de maneira concentrada no ponto de rotação. Na realidade, esta reação se exerce abaixo deste ponto sobre uma certa extensão da parede de contenção. Blum admite que o comprimento máximo necessário para o desenvolvimento desta reação é igual a 20% da profundidade do centro de rotação abaixo do ponto de pressão nula, como indicado na figura 16, Teng sugere que seja adotada para a ficha final 20 a 40% mais da profundidade do ponto de rotação com relação ao fundo da vala, dizendo que com isso se está com um coeficiente de segurança de 1,5 a 2,0.

## b) Free-end-Method

Apresentado em Teng (1962) e Bowles (1977), sendo utilizável para paredes de contenção com um nível de escoramento. Baseia-se nas seguintes hipóteses:

- a parede de contenção é perfeitamente rígida comparada com o solo;
- as tensões oriundas do solo e atuantes na parede podem ser avaliadas pela teoria de Rankine ou a de Coulomb;
- no nível de escoramento a parede pode girar mas não se deslocar.

A solução do problema passa a ser o respeito às equações de equilíbrio. A figura 17 indica, de maneira bastante simplificada, os diagramas de cálculo.

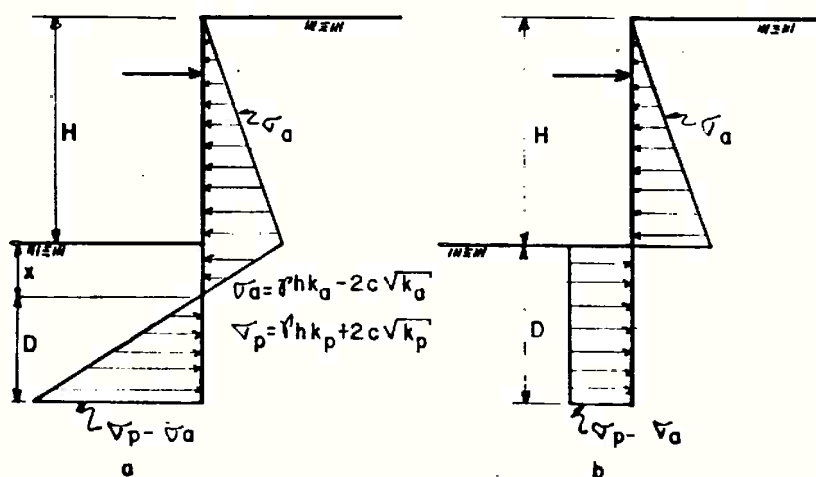


FIG. 17 - Free-end-Method:

- a) Para solos granulares;
- b) Para solos coesivos.

Impõe-se a condição de equilíbrio de momentos no ponto de aplicação do nível de escoramento para uma profundidade

genérica D. Através da solução da equação estabelecida acha-se D ao qual acrescenta-se 20 a 40% para se chegar à ficha final.

c) Fixed-end - Method

Também encontra-se em Teng (1962) sendo utilizável para paredes de contenção com apenas um nível de escoramento. O cálculo é baseado nas seguintes hipóteses:

- as tensões do solo atuantes na parede podem ser calculadas pela teoria de Rankine ou de Coulomb;
- a parede pode girar no nível do escoramento mas não pode sofrer deslocamentos;
- é conhecido o ponto de inflexão (veja-se figura 18);
- a resistência, devido ao empuxo passivo, é assumida triangular ao invés da linha tracejada na figura 18, com uma reação concentrada C.

A ficha necessária, e o seu conseqüente dimensionamento, é conseguida através do cálculo das duas vigas bi-apoiadas como indicado a seguir. Finalmente adiciona-se, para chegar-se à ficha final, 20 a 40% do valor da profundidade calculada D.

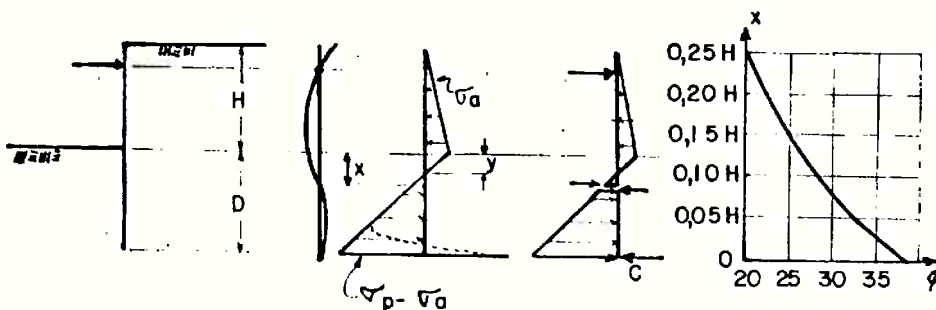


FIG. 18 - Fixed-end-Method



Para os casos dos ítems b e c, Teng apresenta, também, uma teoria proposta por Rowe para redução dos momentos, em função das características do solo e da rigidez da parede.

#### d) Método da Superfície de Deslizamento

Schneebeli (1972) apresenta outro método empírico para o cálculo de paredes de contenção com apenas um nível de escoramento, admitindo uma superfície de deslizamento e uma certa distribuição para o empuxo ativo em função do tipo de movimento admitido para a parede. A solução é conseguida através da imposição das três equações de equilíbrio. Na essência, portanto, os métodos apresentados para paredes com apenas um nível de escoramento são todos iguais.

#### e) Método da NC-03

A NC-03 é a norma de projeto do Metrô de São Paulo. No Rio de Janeiro existe norma semelhante, a DC-02, que, com exceção de pequenas alterações, enfoca o problema de cálculo de paredes de contenção de maneira semelhante à NC-03.

O método de cálculo aí proposto é aplicável a valas com um ou mais níveis de escoramento e é feita uma distinção entre o cálculo de paredes rígidas ou flexíveis. Observe-se que os métodos até agora expostos são válidos para paredes flexíveis segundo os autores.

##### e.1) NC-03 - Paredes Flexíveis

Neste método, admite-se que a parede possa ser calculada como uma viga contínua apoiada nos níveis de escoramento. O cálculo é feito para cada fase de escavação, mas consideradas independentes entre si; e os diagramas de tensões utilizados

são o ativo e o passivo para o lado de fora e dentro da vala, respectivamente. A segurança da parede é sempre verificada com relação ao empuxo passivo disponível.

Na primeira fase de escavação admite-se que a parede comporte-se como uma viga engastada a uma certa profundidade, como mostrado na figura 19.

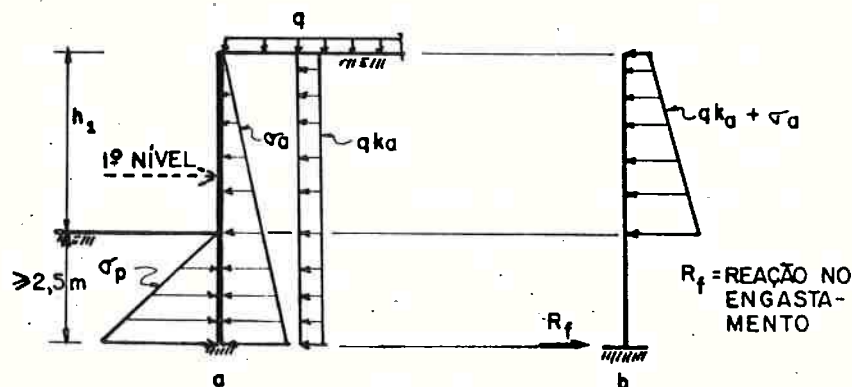


FIG. 19 - Método da NC-03 - 1a. fase de escavação.

No caso, a reação horizontal no engastamento é o próprio empuxo ativo mais o efeito da sobrecarga e a segurança é definida como sendo:

$$FS = \frac{E_p}{R_f + \Delta E_a} \geq FS \text{ especificado} \quad (7)$$

onde  $E_p$  é o empuxo passivo disponível e  $\Delta E_a$  a parcela do empuxo ativo admitida indo direto para o apoio.

Com o esquema de cálculo definido na figura 19, pode-se então calcular os demais esforços solicitantes. Como na realidade este engastamento não é perfeito, esta fase não é

considerada como condicionantes da parede de contenção.

Uma outra fase intermediária de escavação está representada na figura 20.

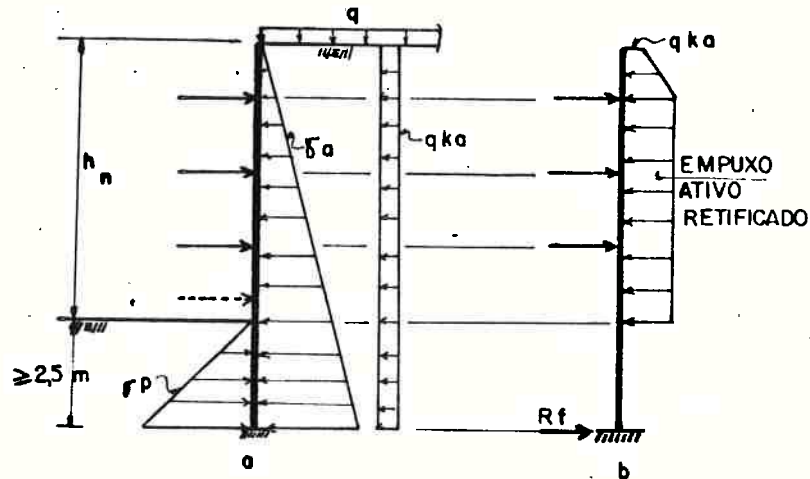


FIG. 20 - Método NC-03 - Fase intermediária de escavação.

O cálculo da parede é feito normalmente como viga contínua, sobre apoios fixos, com um diagrama de carregamento chamado de empuxo ativo retificado apresentado na figura 20b, e que é numericamente igual ao empuxo ativo apresentado na figura 20a.

Após o cálculo da viga, podem-se achar os momentos solicitantes e qual a segurança da parede calculada pela expressão (7), já apresentada. Como o engaste não é real, sugere-se que o momento aí obtido não seja dimensionante e que se majore o momento máximo do último vão.

Na fase final de escavação o cálculo é feito também como uma viga contínua, apenas que agora não mais engastada na extremidade mas sim apoiada como é mostrado na figura 21.

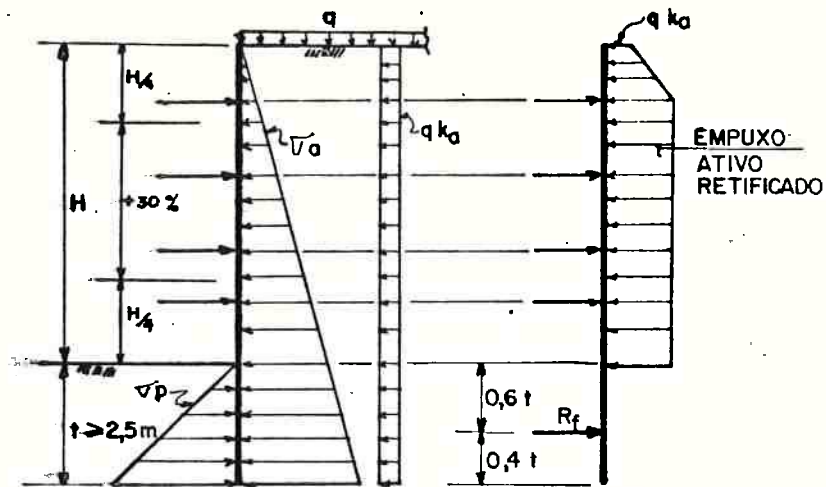


FIG. 21 - Método NC-03 - Escavação Final.

Calculados os esforços solicitantes a parede pode ser dimensionada e a segurança verificada com a mesma expressão (7). Para o dimensionamento das estroncas a norma manda que se aumentem 30% os valores obtidos para as estroncas na região indicada na figura 21.

Para uma fase qualquer de reaterro o procedimento é inteiramente análogo ao até aqui descrito, apenas que o diagrama de carregamento é o ativo retificado da fase final de escavação e que as cintas de transferência de cargas funcionam também como apoios simples, se existirem. Caso contrário adota-se, novamente, como condição de contorno o engastamento a uma certa profundidade.

#### e.2) NC-03 - Paredes Rígidas

O procedimento para o cálculo de paredes rígidas é o mesmo apresentado para paredes flexíveis exceto quanto ao carregamento que é único do começo ao fim do cálculo, sendo que para cada fase toma-se, da mesma maneira que para paredes

flexíveis, o carregamento até o fundo da escavação. Na fase final costuma-se carregar toda a viga e não apenas até o fundo da escavação.

O diagrama de cálculo é o apresentado a seguir na figura 22.

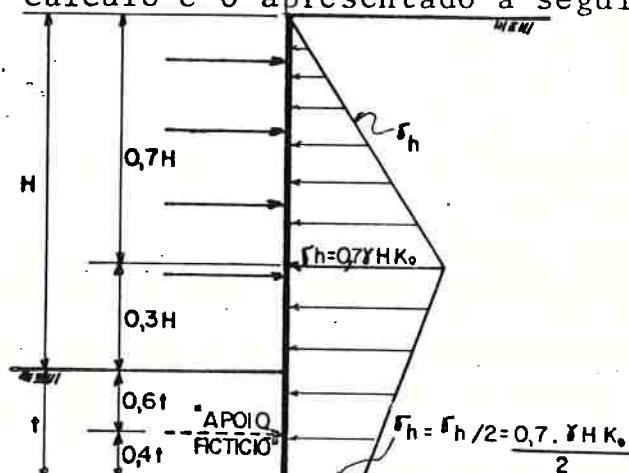


FIG. 22 - Método NC-03 - Paredes Rígidas.

Antes de passarmos à análise dos métodos analíticos vamos fazer alguns comentários de suma importância.

Note-se que, da maneira como são concebidos os métodos empíricos e semi-empíricos aqui apresentados (mais uma vez ressaltamos que não são os únicos existentes), pode-se, a qualquer momento, conceber um novo método de cálculo desta classe e que se mostre satisfatório para determinada condição. Isto no entanto não permite, de modo algum, uma sua generalização de maneira indiscriminada.

Esses métodos de cálculo, alguns mesmo considerando todas as fases de escavação, são não-evolutivos e podem acabar por conduzir a incoerências do tipo da ocorrida com Lambe, citada no início deste capítulo, e que pode também acontecer com um emprego não criterioso do método proposto na NC-03.

Em todos os métodos semi-empíricos o cálculo é feito com

um carregamento tal que pressupõe a ocorrência de determinados tipos e grandezas de deslocamentos que não são possíveis de serem obtidos nos cálculos, pelo menos não os deslocamentos reais. Assim, conta-se com o auxílio do coeficiente de segurança para se garantir a estabilidade do sistema perante a ignorância da coerência dos deslocamentos reais com o diagrama de carregamento admitido.

O efeito de pré-compressão de estroncas ou da instalação de tirantes não pode ser considerado nestes métodos face à adoção de apoios fixos para o cálculo das vigas.

Nos métodos semi-empíricos a ficha é determinada, como se viu, levando-se em conta um coeficiente de segurança de modo a se restringir as deformações. Para solos que podemos chamar de "normais", isto é, com parâmetros de resistência não muito baixos, estes métodos têm-se mostrado como aceitáveis. Entretanto, há certos casos em que um tratamento mais correto, ou pelo menos mais coerente se faz necessário, levando em conta a relação existente entre tensões e deslocamentos, pois o cálculo da parede de contenção com um apoio fixo na ficha é incoerente pois pressupõe deslocamento nulo, e portanto, sem capacidade da ficha mobilizar sequer um estado de tensões do tipo repouso passivo, quanto mais do tipo passivo.

Parece-nos, portanto, que seria mais coerente introduzir-se um método de cálculo, ainda semi-empírico, e conseqüentemente com todos os defeitos e restrições já citados aqui, mas que promovesse a compatibilização de tensões e deslocamentos em pontos da ficha convenientemente escolhidos (Marzionna, 1977, 1978), apesar de se saber não serem reais os deslocamentos obtidos.

Finalmente, note-se a diferença existente no tratamento de uma vala escorada com mais de um nível de escoramento e o de uma vala com apenas um nível, como indicado na figura 23.

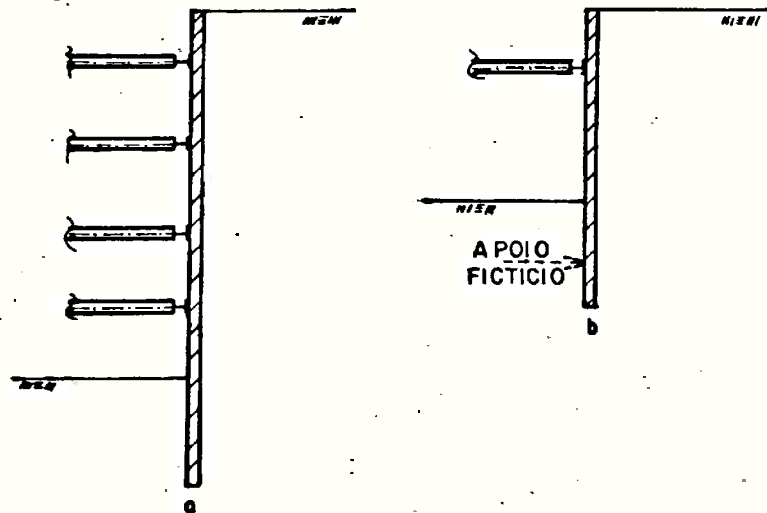


FIG. 23 - Esquemas genéricos de valas:

- a) Com apenas um nível de escoramento;
- b) Com mais de um nível de escoramento.

Enquanto na vala com mais de um nível de escoramento não há obrigatoriedade de se manter uma segurança quanto ao empuxo passivo, podendo-se transferir a segurança do sistema para o dimensionamento do elemento de contenção, na vala com apenas um nível de escoramento isto se faz imperioso, pelo menos da maneira como a segurança é definida nos métodos semi-empíricos.

#### IV- MÉTODOS ANALÍTICOS

Os métodos analíticos partem do conhecimento do estado de tensões em repouso do maciço (conhecimento de  $K_0$ ) e procuram simular a escavação da vala e construção da obra com

o menor número possível de hipóteses simplificadoras.

Partindo-se do estado inicial de tensões, o solo pode até vir a atingir estados de equilíbrio plástico como ativo e passivo, não por imposição mas sim através do modelo reológico adotado para o solo.

As duas grandes vantagens apresentadas pelos métodos analíticos são o fato de serem evolutivos, e portanto mais realistas, e de necessitarem de um menor número de hipóteses simplificadoras. Em compensação exigem o conhecimento de um maior número de dados, principalmente dos solos, cuja representatividade já foi discutida no início deste capítulo e não consideram, ainda, efeitos secundários que nos outros métodos mais simplistas estão automaticamente incluídos pela própria experiência e por serem conservativos.

Os métodos analíticos também são importantes para efeito de estudos paramétricos, no auxílio do engenheiro para racionalizar os diagramas de tensões laterais e para explicar certos comportamentos.

Há, atualmente, dois modelos básicos utilizáveis, isto é, economicamente viáveis, para o cálculo estático através de métodos analíticos. São eles:

- modelos unidimensionais;
- modelos bidimensionais.

#### a) Modelos Unidimensionais

Os modelos unidimensionais são aqueles baseados na hipótese de que a parede comporta-se como viga.



Com a difusão do emprego de computadores no cotidiano dos projetos, métodos de cálculos bastante sofisticados puderam ser desenvolvidos. Este é o caso por exemplo do programa "DEEP" (Determinação Evolutiva de Esforços em Paredes) citado por Maffei, et al (1977) e Esquível e Oliveira (1977) ou do programa "PAROI" citado por Fages e Bouyat (1971 a, b).

Esses modelos caracterizam-se pela assimilação da parede de contenção a uma viga imersa no solo; consideram a presença do escoramento; adotam o modelo de Winkler onde o solo pode ser discretizado em molas independentes entre si e executam cálculo evolutivo.

As principais hipóteses necessárias ao desenvolvimento de um modelo deste tipo são:

- valem as equações de equilíbrio da resistência dos materiais;
- a viga é elástica, portanto vale a equação da linha elástica;
- estroncas e tirantes têm comportamento elástico linear;
- o solo tem um comportamento elasto-plástico com histerese, que acaba por fornecer a cada mola uma função força-deslocamento do tipo da apresentada na figura 24.

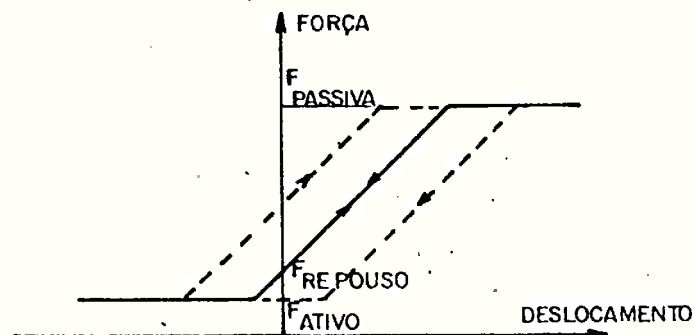


FIG. 24 - Comportamento elasto-plástico associado ao solo.

O trecho elástico da curva característica da mola, isto é, o seu coeficiente de mola, é função direta do coeficiente de apoio (reação) elástico do solo. Aí encontra-se um dos problemas mais sérios destes modelos, já que essa grandeza não é característica única e exclusiva do solo, mas é função da interação solo-estrutura de contenção e cuja avaliação é, ainda hoje, feita de maneira precária, imprecisa e até um tanto empírica através de correlações.

O outro problema destes modelos e que já ocorria nos métodos semi-empíricos, mas que pode empiricamente estar sendo levado em conta nos métodos empíricos, é o problema da bidimensionalidade do sistema em questão.

Finalmente, há que se comentar que nestes modelos nada é dito sobre deslocamentos verticais da parede e nem se considera, diretamente, o efeito de atrito entre o solo e a parede. Este último pode ser considerado quando do fornecimento das características do solo.

#### b) Modelos Bidimensionais

Os modelos de cálculo bidimensionais podem ser representados pelos modelos que se utilizam do Método dos Elementos Finitos (MEF) para solução do problema.

O MEF é um instrumento bastante poderoso para a análise evolutiva dos problemas de interação solo-estrutura, pois com ele tem-se a possibilidade de simular as mais diversas condições de contorno, desde heterogeneidade dos solos até variações do lençol freático, fundações de edifícios lindeiros à vala, etc..

É o modelo que necessita do menor número de hipóteses simplificadoras e pode melhor simular o comportamento do sistema de contenção: solo-parede-escoramento; até tridimensionalmente, se assim o for desejado e com a utilização da Teoria da Elasticidade ou da Plasticidade.

Justamente por não precisar de muitas hipóteses simplificadoras, o emprego do MEF exige o fornecimento de um elevado número de parâmetros de entrada. Apenas como exemplo eis alguns dos parâmetros do solo necessários: coesão, ângulo de atrito, módulo de deformabilidade e sua variação com a profundidade, coeficiente de Poisson, características dos elementos de junta solo-parede, etc.. As condições de contorno por sua vez são importantes pois devem ser tais que não alterem sensivelmente os resultados.

Assim, a aplicação do MEF torna mais difícil que nos métodos empíricos e semi-empíricos a determinação dos parâmetros realmente representativos, por exemplo: o solo terá um comportamento elástico linear? elástico não-linear? elasto-plástico? e os elementos de junta? etc..

Apesar desta gama de variação de parâmetros, a aplicação de modelos bidimensionais é essencial quando da necessidade de se explicar determinados fenômenos (ex: levantamento de fundo, recalques superficiais, etc. ) e casos particulares, sendo de extrema utilidade em estudos paramétricos. A sua aplicabilidade corrente em projetos ainda é restrita, face ao custo dos processamentos, inclusive tempo para preparação, e à confiabilidade total, isto é, face à falta de tradição de confiabilidade dos resultados. Apenas para efeito de ilustração a figura 25 mostra uma possível malha de elementos finitos para o cálculo bidimensional.

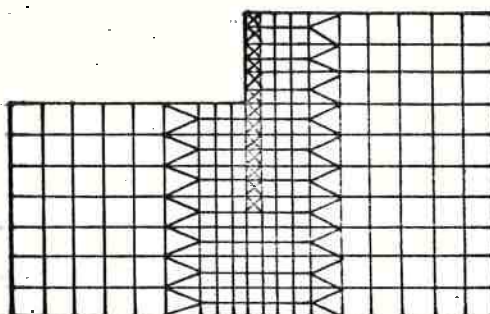


FIG. 25 - Modelo de Cálculo Bidimensional.

#### V- COMENTÁRIOS GERAIS

Para finalizar este capítulo sobre a estabilidade da parede e avaliação dos esforços solicitantes no sistema de contenção há necessidade de se fazerem alguns comentários.

- 1) A aplicação de métodos de cálculo estático mais sofisticados não deve ser feita indiscriminadamente, mas sim de maneira bastante cuidadosa face à dificuldade de se avaliar a correta influência que efeitos secundários, tais como efeito de temperatura, erros de construção, etc. , possam ter nos resultados. Os métodos de cálculo mais simplistas acabam por englobar tais efeitos por serem mais conservativos.

- 2) Os cálculos realizados através de modelos bidimensionais revelam um efeito de bidimensionalidade nunca considerado nos cálculos unidimensionais e que leva a crer ser o responsável pela talvez demasiada segurança das paredes de contenção. Os métodos de cálculo tradicionais admitem que abaixo da escavação uma das tensões principais seja vertical ( $\gamma h$ ) como se a escavação fosse, portanto, infinita e que acaba por conduzir a um diagrama de tensões do tipo repouso-passivo. Acontece, porém, que a parte escavada limita-se ao interior da vala e que a tensão vertical não tem obrigação nenhuma, e não o é, de ser uma das tensões principais e nem de passar a valer ( $\gamma h$ ) desde que se considere, pelo menos parcialmente, o atrito entre a parede e o solo. Assim, o diagrama de tensões em geral obtido é do tipo apresentado na figura 26.

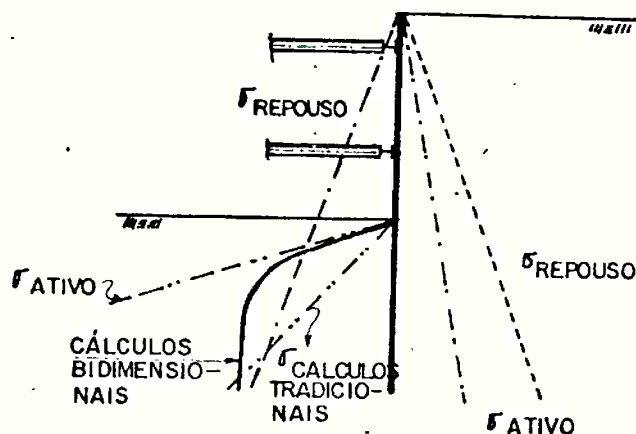


FIG. 26 - Comparação de Tensões.

Evidentemente, à medida que vai aumentando a largura da vala, este efeito vai se tornando menos sensível.

Há ainda dois casos limites que merecem ser citados:

- a) quando o processamento bidimensional é feito admitindo-se a não existência de atrito entre o solo e a parede, os dois diagramas, dos métodos tradicionais e dos bidimensionais, são bastante próximos;
- b) quando o processamento bidimensional é feito admitindo-se atrito total entre a parede e o solo, é que aparece a maior diferença entre os diagramas.

Neste ponto está, também, uma das grandes dificuldades do emprego dos modelos bidimensionais, que é a escolha de um elemento de junta que represente o mais fielmente possível o atrito solo-parede.

- 3) Nos modelos analíticos unidimensionais a maior dificuldade reside na definição correta do coeficiente de apoio elástico horizontal do solo, que não é uma característica única e exclusiva do solo, mas depende também do tipo de parede, método construtivo, tipo de escoramento (estronca, tirantes), etc..

É verdade que tais modelos são de emprego muito mais flexível e barato que os bidimensionais e mais realistas que os semi-empíricos, sendo portanto os mais indicados para utilização rotineira.

Resultados de instrumentação complementados com algumas aplicações do MEF podem acabar por fornecer o valor do coeficiente de reação elástica horizontal do solo que, utilizado nos modelos unidimensionais, acabe por dar os

resultados reais.

O objetivo principal deste procedimento está na possibilidade de se fazer um provisionamento de resultados reais, após uma série de instrumentações, permitindo chegar-se a resultados mais realistas em futuras previsões. Outra característica importante da instrumentação é permitir um constante 'check' do coeficiente de apoio elástico horizontal do solo e portanto executar um projeto tipo "design as you go". Tal procedimento justifica-se, se pensarmos que a sequência de cálculo da obra é: admite-se um certo sistema estático ao qual se aplicam carregamentos; através da solução obtêm-se os esforços solicitantes e parte-se, então, para o dimensionamento. Ora, se pudermos contar com resultados fornecidos pela interação real solo-estrutura, através da instrumentação, podemos então reavaliar os dados de entrada para o cálculo da fase seguinte e conseguirmos, mesmo através de um sistema estático incerto, nos aproximar mais dos esforços solicitantes que serão gerados pela natureza.

## C A P Í T U L O 5

### DESLOCAMENTOS

Como se sabe, toda e qualquer estrutura perde a sua função quando atinge um dos dois estados limites possíveis: ou o estado limite último ou o estado limite de utilização.

Uma vala atingiria o seu estado limite último quando não mais fosse segura com relação a uma ou mais condições mencionadas nos capítulos anteriores; por outro lado, uma vala segura quanto a rupturas, pode deixar de atender à sua finalidade se os deslocamentos que surgirem à superfície, originados pela escavação e movimentação do sistema de contenção, forem excessivos ou prejudiciais às estruturas e utilidades vizinhas à vala.

Assim, quaisquer que sejam os métodos de cálculo empregados para dimensionamento da vala ou verificação da sua segurança quanto a rupturas, não se dispensa de modo algum um cálculo, ou pelo menos uma simples avaliação, dos recalques à superfície e consequentes efeitos.

Como não se está tratando de problemas de carreamento de material, e admitindo-se que o projeto da vala seja feito seguindo as normas usuais de segurança, podemos associar os recalques à superfície, no terreno adjacente à vala, quase que exclusivamente à movimentação da parede, podendo-se então associar as maneiras de avaliações dos mesmos aos esquemas estáticos utilizados para verificação da estabilidade da parede, uma vez que deve haver coerência quanto ao tratamento global do sistema de contenção.



Assim, existem critérios empíricos para se estimar recalques à superfície como, por exemplo, o apresentado por Peck (1969) baseado num grande número de medidas e dependendo diretamente do tipo de solo para onde foram obtidos os resultados e da qualidade da execução do sistema de contenção. A figura 27 mostra este critério bastante empírico e particular.

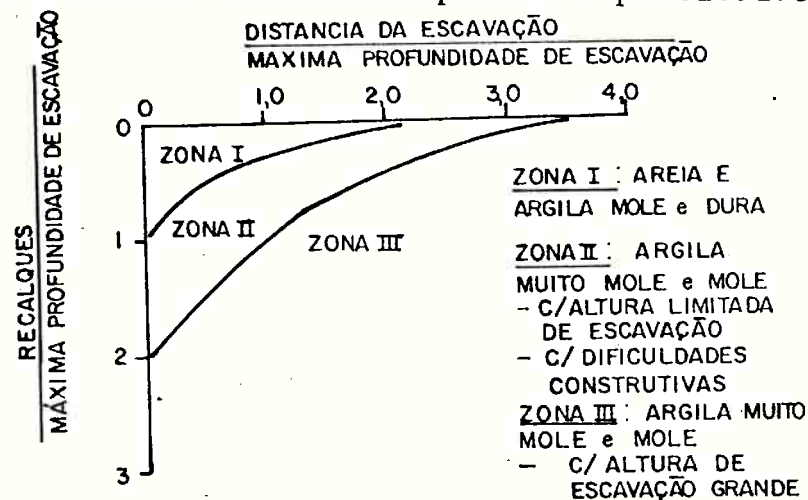


FIG. 27 - Avaliação de Recalques à Superfície (Peck - 1969).

Já os métodos semi-empíricos avaliam os deslocamentos laterais da parede de contenção em cada fase independente das demais, e por isso, nem sempre coerentes com a realidade e, em geral, menores que os deslocamentos reais. A partir desta avaliação dos deslocamentos pode-se, empiricamente, tentar estimar os recalques à superfície.

Uma maneira bastante simplista de avaliar os recalques à superfície, dependendo dos tipos de estruturas e utilidades próximas à vala, consiste em admitir uma distribuição triangular para os recalques de tal maneira que o volume de recalque seja igual ao volume existente entre a posição final e a inicial da viga admitida para o cálculo, como mostrado na figura 28.

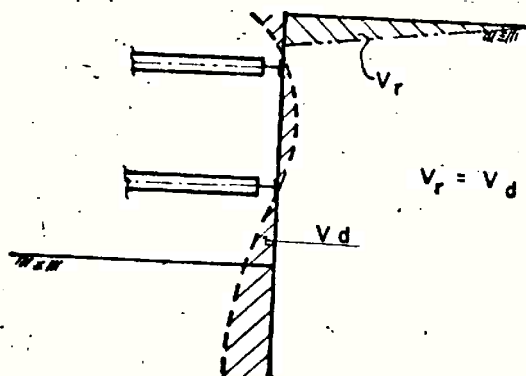


FIG. 28 - Critério simplista para avaliação de recalques em alguns casos particulares.

Quanto aos métodos analíticos unidimensionais, a situação é análoga à dos métodos semi-empíricos, apenas que a avaliação deve ser um pouco mais correta, uma vez que os deslocamentos da parede são obtidos de maneira evolutiva.

Já os métodos analíticos bidimensionais permitem uma avaliação até bastante requintada dos recalques à superfície, permitindo que se considerem, por exemplo, as fundações e rigidez das edificações e utilidades na imediata vizinhança da vala.

Os resultados obtidos, tendo-se sempre presente a dificuldade da avaliação de parâmetros realmente representativos do comportamento do solo, podem ser considerados corretos no que tange à qualidade, isto é, quanto à forma da curva de recalque a ser esperada. O mesmo, evidentemente, não pode ser garantido quanto à grandeza destes recalques.

Por isso, os resultados obtidos devem ser aceitos com reservas e, principalmente, aferidos com resultados reais de seções

semelhantes já instrumentadas, sempre que existirem. Nestes casos é muito importante a sensibilidade e experiência do projetista.

A melhor maneira de se "avaliar" recalques é através da instrumentação, entretanto, apresenta a grande desvantagem de só se poder medir o recalque depois deste haver ocorrido. Entretanto, parece-nos que uma sequência de intensas instrumentações bem dirigidas e planejadas pode originar um novo método empírico semelhante ao feito por Sozio (1977) quanto a recalques à superfície provocados pela execução de túneis pelo sistema de couraça. Assim, em função dos primeiros resultados obtidos quando do início da escavação da vala, poder-se-ia fazer uma primeira avaliação da velocidade de recalque, do recalque máximo a ser esperado, do tempo de estabilização, etc. , e tomar-se em tempo quaisquer providências que se façam necessárias.

## CAPÍTULO 6

### CONCLUSÕES

Apesar das dificuldades de concepção e aplicação de um modelo racionalmente correto para o cálculo de valas como uma estrutura única, pelo menos temporariamente os projetistas devem conviver com tal situação e prosseguir com os projetos de sistema de contenção de valas, ainda que não com métodos corretos pelo menos com aqueles consagrados pelo uso e que já adquiriram uma tradição na sua aplicação. Dentro deste enfoque, este trabalho procurou apresentar as verificações mínimas necessárias ao projeto de toda e qualquer vala, assim como comentar as hipóteses, aplicabilidade e adequabilidade dos métodos utilizados em cada caso.

A dificuldade da análise única e global de uma vala, como já se disse, reside no fato de ser ela uma estrutura com um sistema estático não perfeitamente definido, com cargas não determinísticas, agravada ainda por ser uma estrutura em constante mutação, à medida que a escavação vai se desenvolvendo e composta por materiais como o solo que nem sempre possuem um modelo reológico bem definido ou pelo menos com tradição de aplicação.

Muitas das conclusões e comentários já foram feitos ao longo de todo o texto, cabendo aqui ressaltar apenas aqueles considerados os mais importantes.

O mecanismo de ruptura geral em valas é associado à estabilidade de taludes naturais sendo empregados, em geral, os mesmos métodos de cálculos, mais ou menos sofisticados em função das necessidades. A grande diferença das valas escoradas relativamente aos taludes naturais está, justamente,

• nos esforços no sistema de escoramento que colaboram para a estabilidade aumentando o coeficiente de segurança.

Quanto à necessidade de se exigir um valor mínimo do fator de segurança parece, a princípio, desprovida de justificativa face, em geral, aos artifícios necessários para se atingir tal objetivo, parecendo ser mais razoável aceitar como estáveis e seguras valas que apresentem fator de segurança maior do que 1,0. Mesmo se na análise resultar um fator de segurança menor do que 1,0, isto não quer dizer que a vala irá romper segundo este mecanismo de ruptura, pois outros mecanismos de ruptura podem ser admissíveis e apresentar coeficientes de segurança menores.

Já a ruptura de fundo em valas é associada por todos autores à ruptura de sapatas rasas ou profundas, conforme forem as condições de contorno do problema. Como se viu anteriormente, todos autores analisados encaram o problema ignorando a presença da ficha das paredes de contenção; alguns como Teng e Peck sugerem a sua consideração como elemento benéfico no aumento da segurança da vala, mas não dizem como fazê-lo.

Face ao estágio e prática atual do cálculo de valas, parece que uma instabilidade do fundo da vala por falta de capacidade de carga do solo só é realmente preocupante em terrenos muito pouco resistentes, como por exemplo argilas moles, e é condicionante do comprimento da ficha quando a camada de baixa resistência for muito espessa e o substrato resistente estiver muito abaixo do fundo da escavação.

No tocante à estabilidade da parede parece fundamental, para uma maior aproximação à realidade, o emprego de métodos de cálculo evolutivos para se evitarem erros nas avaliações das solicitações por falhas dos métodos de cálculo mais simplistas.

Os métodos de cálculo analíticos parecem ser, portanto, os de aplicação mais indicada. Entretanto, face ao menor número de hipóteses simplificadoras necessárias para a sua aplicação, exige-se um maior e melhor conhecimento do solo, elemento fundamental no comportamento da vala, para o qual há, ainda, uma falta de tradição na aplicação do modelo reológico e certas dúvidas quanto à representatividade e obtenção de determinados parâmetros.

É importante também que o projetista, à medida que se utiliza de modelos de cálculos mais sofisticados, saiba da influência e real importância de efeitos secundários (temperatura, etc. .) no comportamento geral da vala. Essa atitude é em geral negligenciada na aplicação dos métodos empíricos e semi-empíricos, devido ao fato de nos valores dos coeficientes de segurança exigidos já estarem sendo computadas estas e outras variabilidades, ainda que de maneira empírica.

Quanto aos modelos empíricos e semi-empíricos de cálculo da estabilidade da parede, há que se notar como falha mais grave a adoção de diagramas de carregamento e reação do solo, que pressupõem certos tipos e grandezas de deslocamentos de coerência dificilmente comprovável, já que se considera cálculo não evolutivo e em geral, a reação do solo abaixo da escavação é considerada como um apoio fixo e, portanto, com deslocamento nulo.

Sobre recalques à superfície originados pela movimentação da parede de contenção, os métodos de cálculo empíricos, semi-empíricos e analíticos unidimensionais permitem apenas que se façam algumas estimativas grosseiras. O método de cálculo analítico bidimensional permite a obtenção da forma como estes recalques ocorrerão à superfície, ficando a sua grandeza na dependência da representatividade, pelos parâmetros

· adotados para o cálculo, do comportamento real do solo.

Face ao acima exposto, considera-se essencial o estabelecimento de programas de instrumentação de valas bem dirigidos com finalidade de provisionamento de dados tais que permitam uma calibração dos modelos de cálculos e possibilitem a elaboração de projetos mais econômicos e com segurança definida de maneiras menos empíricas e intuitivas.

BIBLIOGRAFIA

Armento, W.J. (1972)

"Criteria for Lateral Pressures for Braced Cuts"  
Proceedings of the Specialty Conference on Performance  
of Earth and Earth Supported Structures, Purdue  
University, Vol. I, Part. 2.

Badillo, E.J. y Rodríguez, A.R. (1976)

"Mecánica de Suelos"  
Editorial Limusa, Mexico, 1976.

Baligh, M.M. and Azzouz, A.S. (1975)

"End Effects on Stability of Cohesive Slopes"  
JGED, ASCE, Vol. 101, GT 11, November, 1975

Bowles, J.E. (1977)

"Foundation Analysis and Design"  
McGraw-Hill, Inc., USA, 1977

Cedergren, H.R. (1967)

"Seepage, Drainage, and Flow Nets"  
John Wiley & Sons, Inc., USA, 1967

Chen, W.F. (1975)

"Limit Analysis and Soil Plasticity"  
Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam  
1975

DC-02 - Diretriz de Coordenação - Companhia do Metropolitan  
do Rio de Janeiro - 1968.



Esquível, E.R. (1975)

"A Importância do Cálculo Evolutivo no Projeto de Escoramento de Valas".

Seminário apresentado no Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da EPUSP, 1975.

Esquível, E.R. (1978)

"Análise de Estruturas de Contenção de Valas: A Importância dos Modelos Bidimensionais"

Anais do 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Vol. II, Rio de Janeiro, 1978.

Esquível, E.R. e Oliveira, R.A. (1977)

"Programa para Análise de Estruturas que são utilizadas em Escoramento de Valas".

I Simpósio sobre Sistemas Computacionais para Engenharia, COPPE, Rio de Janeiro, 1977.

Fages, R. e Bouyat, C. (1971-a)

"Calcul de Rideaux de Parois Moulées ou de Palplanches".  
Travaux, Outubro, 1971

Fages, R. e Bouyat, C. (1971-b)

"Calcul de Rideaux de Parois Moulées ou de Palplanches".  
Travaux, Dezembro, 1971.

Hachich, W. (1975)

"Estudo Comparativo dos Processos de Análise de Estabilidade em Geotecnia".

Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da EPUSP, Publicação nº 504, 1975 .

- Jamiolkowski, M. e Santagata, F. (1961)  
"Sulla Stabilità delle Scarpate"  
Strade e Traffico, nº 129, novembre, 1961.
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1969)  
"Soil Mechanics"  
John Wiley & Sons, Inc., USA, 1969.
- Lambe, T.W. (1970)  
"Braced Excavations"  
Specialty Conference of Lateral Stresses in the Ground  
and Design of Earth - Retaining Structures".  
Cornell University, Ithaca, N.Y., June, 1970.
- Maffei, C.E.M. e André, J.C. (1974)  
"Cálculo de Escoramento"  
Anais do V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e  
Engenharia de Fundações, São Paulo, 1974.
- Maffei, C.E.M. ; André, J.C. e Cifu, S. (1977)  
"Methods for Calculating Braced Excavation"  
International Symposium on Soil-Structure Interaction,  
University of Roorkee, Roorkee, India, January, 1977.
- Maffei, C.E.M. ; Esquivel, E.R. e Oliveira, R.A. (1977)  
"A Model for Calculating Earth Retaining Structures"  
International Symposium of Soil-Structure Interaction,  
University of Roorkee, Roorkee, India, January, 1977.
- Marzionna, J.D. (1977)  
"Determinação da Ficha de Paredes-Diafragma"  
Seminário apresentado no Departamento de Engenharia de  
Estruturas e Fundações da EPUSP, 1977.

Marzionna, J.D. (1978)

"Sobre a Análise Estática de Valas e a Determinação da Ficha de Paredes de Contenção".

Anais do 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Vol. II, Rio de Janeiro, 1978.

de Mello, V.F.B. (1975-a)

"Mecânica dos Solos"

Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, EPUSP, Março, 1975.

de Mello, V.F.B. (1975-b)

"Fundações e Elementos Estruturais Enterrados"

Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, EPUSP, Maio, 1975.

de Mello, V.F.B. (1975-c)

"Maciços e Obras de Terra"

Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, EPUSP, Agosto, 1975.

Meyerhof, G.G. (1951)

"The Ultimate Bearing Capacity of Foundations"

Géotechnique, Vol. 2, 1951.

NAVFAC, DM-7 (1971)

"Design Manual: Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures"

Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, March, 1971.

NC-03 - Norma de Coordenação - Companhia do Metropolitan de São Paulo, 1968.

Peck, R.B. (1969)

"Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground"  
State - of - the - Art Report, Proceedings of the  
Seventh ICSMFE, Mexico, 1969.

Schneebeli, G. (1972)

"Les Parois Moulées dans les Sol: Techniques de  
Réalisation, Méthodes de Calcul".  
Eyrolles, Paris, 1972

Scott, R.F. (1963)

"Principles of Soil Mechanics"  
Addison - Wesley Publishing Company, Inc., USA, 1963

de Souza Lima, V.M. (1975)

"Notas de Aula da Disciplina PEF-754 -  
Análise Matricial de Estruturas", EPUSP, 1975.

de Souza Lima, V.M. (1976)

"Notas de Aula da Disciplina PEF-762 -  
Método dos Elementos Finitos", EPUSP, 1976.

Sozio, L.E. (1977)

"Análise dos Deslocamentos Provocados pelas Escavação  
da Linha Leste-Oeste do Metropolitano de São Paulo".  
Construção Pesada, nº 75, Abril, 1977.

Specialty Conference (1970)

"Lateral Stresses in the Ground and Design of  
Earth - Retaining Structures"  
Cornell University, Ithaca, N.Y., June, 1970.

Taylor, D. (1948)

"Fundamentals of Soil Mechanics"  
John Wiley & Sons, USA, 1948

- Teng, W.C. (1962)  
"Foundation Design"  
Prentice - Hall, Inc. , USA , 1962
- Terzaghi, K. (1943)  
"Theoretical Soil Mechanics"  
John Wiley & Sons, USA , 1943
- Terzaghi, K. (1955)  
"Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction"  
Geotechnique, Vol. 5, nº4, December, 1955.
- Terzaghi, K. y Peck, R.B. (1975)  
"Mecanica de Suelos en la Ingenieria Practica"  
Editorial "El Ateneo" S.A., Buenos Aires , 1975
- Tschebotarioff, G.P. (1973)  
"Foundations, Retaining and Earth Structures"  
McGrawHill, Inc., 1973., USA , 1973
- Weissenbach, A. (1962)  
"Der Erdwiderstand Von Schmalen Druckflalnchen "  
Die Bautechnik 6, 1962  
Tradução em português: "Determinação de Empuxo em Áreas  
de pequena Largura".  
NC-03, 1968.
- de Zagottis, D.L. (1975)  
"Notas de Aula da Disciplina PEF-751 -  
Fundamentos da Mecânica das Estruturas", EPUSP, 1975.

de Zagottis, D.L.

"Introdução da Segurança no Projeto Estrutural"  
Departamento de Livros e Publicações do Gremio Politécnico,  
São Paulo, 1974.

Abreviações Utilizadas:

ASCE - American Society of Civil Engineers

ICSMFE - International Conference on Soil Mechanics  
and Foundation Engineering

JGED - Journal of the Geotechnical Engineering Division.