

MARIA CECÍLIA GUAZZELLI

**PROJETO DE ESCORAMENTO DE VALAS
ATRAVÉS DE ÁBACOS**

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

São Paulo
1997

MARIA CECÍLIA GUAZZELLI

**PROJETO DE ESCORAMENTO DE VALAS
ATRAVÉS DE ÁBACOS**

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

Área de Concentração:
Engenharia de Solos

Orientador:
Prof. Dr. Carlos Eduardo Moreira Maffei

3 volumes

São Paulo
1997

***“ Há na vida algo pior do que o fracasso:
é não haver feito a tentativa”***

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador Prof. Dr. Carlos Eduardo Moreira Maffei pelas diretrizes seguras, permanente incentivo, elucidação dos conceitos teóricos e orientação na metodologia para a elaboração dos ábacos.

À Prof.Dr. Heloisa Helena Silva Gonçalves pelo auxílio e sugestões.

À Sabesp, em particular ao Eng. Paulo Ferreira, Eng. Alex Cury e Eng. Paulo César Lemes da Rocha.

À minha família pelo apoio e incentivo recebido e incansável compreensão.

A todos que direta ou indiretamente, colaboraram na execução deste trabalho.

SUMÁRIO

Resumo

“Abstract”

1. INTRODUÇÃO	1
2. CARACTERÍSTICAS DAS VALAS ESTUDADAS	3
3. MÉTODOS DE CÁLCULO	12
3.1. CARREGAMENTO	12
3.1. 1. Empuxos de terra	12
3.1. 1. 1. Empuxo ativo	15
3.1. 1. 2. Empuxo Passivo	22
3.1. 2. Lençol Freático	26
3.1. 2. 1. Empuxo Ativo	26
3.1. 2. 2. Empuxo Passivo	29
3.1. 3. Sobrecargas	30
3.2. DISCUSSÃO SOBRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO	33
3.2. 1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	33
3.2. 2. MODELOS DE CÁLCULO	36
3.2. 2. 1. MODELOS DE AÇÕES ESPONTÂNEAS (MAE)	36
3.2. 2. 2. MODELO DE AÇÕES IMPOSTAS (MAI)	38
3.2. 3. Análise dos modelos de cálculo. Escolha do modelo.	70
3.3. CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES	77
3.3. 1. PAREDES COM UM NÍVEL DE ESTRONCAS	77
3.3. 2. Paredes com vários níveis de estroncas	79
3.4. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DO SISTEMA DE CONTENÇÃO	83
3.4. 1. Estacas	83
3.4. 2. Longarinas	84
3.4. 3. Estroncas	86
4. ELABORAÇÃO DOS ÁBACOS	89
4.1. Hipóteses adotadas	90
4.2. Ábacos para cálculo das solicitações	94

4.2. 1. Escoramento para um nível de estroncas (ábacos ES1)	94
4.2. 2. Escoramento para dois níveis de estroncas (ábacos ES2a e ES2b)	96
4.3. Ábacos para o dimensionamento dos elementos do sistema de contenção	100
4.3. 1. Estacas (ábaco DP)	100
4.3. 2. Longarinas (ábacos DW)	102
4.3. 3. Estroncas (ábacos DS)	110
4.4. Verificações Complementares	114
5. APLICAÇÕES	115
5.1. Apresentação dos ábacos através de exemplos	115
5.1. 1. Exemplo 1	115
5.1. 2. Exemplo 2	118
5.2. Análise do efeito da sobrecarga. Limitação dos ábacos.	128
5.3. Análise do efeito do peso específico solo. Limitação dos ábacos.	136
5.4. Discussão sobre a forma de distribuição do empuxo ativo	143
6. CONCLUSÕES	146
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	151

RESUMO

Este trabalho demonstra que é possível elaborar ábacos com a finalidade de simplificar o projeto de escoramento de valas. Os ábacos, concebidos para valas de pequenas dimensões, utilizadas para a instalação de tubos para abastecimento de água, foram divididos em dois tipos básicos: ábacos para o cálculo das solicitações e ábacos para o dimensionamento do escoramento. Nos primeiros, as reações nos níveis de estroncamento e os momentos fletores são determinados a partir da componente horizontal do empuxo ativo total que atua acima do fundo da escavação e em função do tipo de solo existente na região da ficha; os ábacos fornecem ainda, o valor da ficha mínima e o valor da cortante atuante no fundo da escavação para a verificação da estabilidade da ficha descontínua. Nos últimos, as estacas, longarinas e estroncas são determinadas a partir das reações e momentos fletores. No ábaco para dimensionamento das estacas, escolhe-se o perfil e o espaçamento a serem utilizados em função do momento resultante do ábaco de determinação das solicitações. Nos ábacos para dimensionamento das longarinas, determina-se, para cada arranjo estrutural, as longarinas a serem utilizadas em função da reação das estacas e do espaçamento entre estroncas. Nos ábacos para dimensionamento das estroncas, para cada arranjo estrutural e espaçamento entre estacas determinam-se as estroncas a serem utilizadas em função da reação das longarinas e da largura da vala.

ABSTRACT

This paper shows the possibility of elaborating abacus with the purpose of simplifying the design of braced excavations. The abacus, that are related to trenches of small dimensions, used to lay conduits for sewers and water adduction, have been grouped into two basic types: abacus for the calculation of the internal forces and abacus for the design of braced system. In the first one, the reactions on the strut level and the bending moments are determined not only from the horizontal component of the total active pressure that acts above the bottom of the excavation, but also in function of the type of soil in the embedment depth zone. Besides this, the abacus provides the minimum embedment length and the value of the shear force, that acts in the bottom of the excavation which is used to verify the stability of the discontinuous embedment. On the last one, the determination of the soldier piles, wales and struts are originated from the reactions and bending moments. In the soldier piles design abacus, the cross sectional area and its spacing are selected according to the bending moment resultant from the abacus for the calculation of the internal forces. In the wales design abacus, the wales to be used are determined, for each structural lay-out, according to the soldier piles reactions and the struts spacing. In the struts design abacus, for each structural lay-out and soldier piles spacing the struts are determined from the wales reactions and the trench's width.

1. INTRODUÇÃO

O tema da dissertação é a elaboração de ábacos com a finalidade de simplificar o projeto de escoramento de valas, que também podem tornar-se interessantes para pré-dimensionamento. O bitolamento dos perfis metálicos e dos espaçamentos e a idealização da distribuição do empuxo de cálculo, retificado ou triangular, torna viável a utilização dos ábacos.

No item 2, apresentam-se as características das valas estudadas, quanto à geometria, tipos de solos abrangidos e dimensões dos tubos a serem instalados.

O item 3 tem como objetivo apresentar e analisar os modelos de cálculo correntes na literatura técnica e, através desta análise promover a escolha do modelo. Em seguida, estando o modelo de cálculo escolhido, apresentar-se-á o método de cálculo utilizado.

A partir dos estudos dos métodos de cálculos relativos ao escoramento de valas, incluindo cálculos dos empuxos, cálculo das solicitações no sistema de contenção, assim como o dimensionamento dos elementos de escoramento metálico-madeira, foi escolhido o modelo de cálculo. O item 4, tem por objetivo descrever a partir do método de cálculo escolhido, o processo utilizado para a elaboração dos ábacos.

No item 5, apresentam-se os ábacos, através de dois exemplos: no primeiro se determina os esforços solicitantes para o caso de escoramento com um nível de estroncas e no segundo, além de se determinar os esforços para escoramento com dois níveis de estroncas, os elementos do escoramento serão dimensionados. Em seguida, irá se ressaltar e discutir as limitações da

aplicação dos ábacos em relação às suas hipóteses. Especial atenção irá ser dada para as seguintes variáveis: sobrecarga uniformemente distribuída e peso específico do solo.

Neste ítem também será discutido a aplicabilidade dos ábacos para os solos que não sofrem o fenômeno de arqueamento, além de justificar a distribuição triangular do empuxo de cálculo.

2. CARACTERÍSTICAS DAS VALAS ESTUDADAS

Tendo em vista o objetivo de elaborar ábacos para a determinação dos elementos de contenção de valas da Sabesp, os ábacos foram calculados para determinadas condições de geometria, de tipo de solo e tipos de tubos.

As valas para a instalação de tubos para o abastecimento de água e drenagem apresentam larguras módicas, o suficiente para a confecção do berço e da montagem, conforme tabelas abaixo, extraídas do Capítulo 4 (pág.8 a 12), das Especificações Técnicas da Sabesp:

TABELA 1 - DIMENSÕES DE VALAS PARA ASSENTAMENTO DE TUBULAÇÕES DE ÁGUA - FOFO E PVC		
DIÂMETRO (mm)	PROFUNDIDADE (m)	LARGURA DA VALA^(*) (m)
50 a 150	0-4	0,85
200	0-4	0,90
250	0-4	0,95
300	0-4	1,00
350	0-4	1,05
400	0-4	1,10
500	0-4	1,20
600	0-4	1,30
700	0-4	1,65
800	0-4	1,75
900	0-4	1,85
1000	0-4	1,95

^(*) Largura de vala em função do tipo de escoramento e profundidade; nas tabelas estão apresentadas as larguras para escoramento metálico-madeira.

TABELA 2 - DIMENSÕES DE VALAS PARA ASSENTAMENTO DE TUBULAÇÕES DE ÁGUA - AÇO		
DIÂMETRO (")	PROFUNDIDADE (m)	LARGURA DA VALA (m)
28	0-6	1,95
30	0-6	2,00
32	0-6	2,05
36	0-6	2,15
40	0-6	2,30
42	0-6	2,35
48	0-6	2,50
60	0-6	2,80
72	0-6	3,10
84	0-6	3,40
100	0-6	3,80

TABELA 3 - DIMENSÕES DE VALAS PARA ASSENTAMENTO DE TUBULAÇÕES DE DRENAGEM - MANILHA CERÂMICA		
DIÂMETRO (mm)	PROFUNDIDADE (m)	LARGURA DA VALA (m)
150	0-4	1,05
200	0-4	1,10
250	0-4	1,15
300	0-4	1,20
350	0-4	1,25
375 e 400	0-4	1,30
450	0-4	1,35

TABELA 4 - DIMENSÕES DE VALAS PARA ASSENTAMENTO DE TUBULAÇÕES DE DRENAGEM - FOFO E PVC		
DIÂMETRO^(*) (mm)	PROFUNDIDADE (m)	LARGURA DA VALA (m)
50 a 150	0-4	0,85
200	0-4	0,90
250	0-4	0,95
300	0-4	1,00
350	0-4	1,05
400	0-4	1,10

TABELA 5 - DIMENSÕES DE VALAS PARA ASSENTAMENTO DE TUBULAÇÕES DE DRENAGEM - TUBO DE CONCRETO		
DIÂMETRO (mm)	PROFUNDIDADE (m)	LARGURA DA VALA (m)
300	0-4	1,25
400	0-4	1,35
500	0-4	1,45
600	0-4	1,75
700	0-4	1,85
800	0-4	1,95
900	0-4	2,25
1000	0-4	2,40
1100	0-4	2,50
1200	0-4	2,60
1500	0-4	2,90

^(*) Para diâmetros maiores que 400mm, utilizar tabela 1.

De modo geral, salvo casos especiais relativamente ao tipo de solo ou ao entorno da vala, as profundidades de aplicação dos vários tipos de escoramento de valas seguem os seguintes preceitos.

Valas com paredes verticais poderão ser executadas sem a utilização de escoramentos, desde que a profundidade não ultrapasse 1,30m e que a estabilidade seja comprovada com coeficiente de segurança maior do que 2,0. Valas com paredes inclinadas, em talude, também poderão ser executadas sem escoramento, desde que sejam atendidas as seguintes exigências:

- a estabilidade deve ser assegurada com coeficiente de segurança maior do que 1,5;
- para profundidades maiores que 1,80m, deverá haver proteção contra eventuais desmoronamentos ou queda de blocos localizados;
- deverá ser dispensada atenção especial a fim de se evitar o aparecimento de fendas;
- os taludes deverão ser protegidos através de revestimento adequado, que deverá ser constantemente examinado e reparado;
- exceto em casos especiais, a inclinação dos taludes, em relação à horizontal, não deverá ultrapassar 60°.

O escoramento de madeira tem sido utilizado pela Sabesp até profundidades da ordem de 3,0m a 3,5m; o limite de altura se deve ao método construtivo,

que consiste na abertura total da vala em um comprimento limitado, escorando-a em seguida. Portanto, ao menos durante certo tempo, e com a limitação do comprimento da vala, o maciço deverá ser auto-portante^(*).

A partir de aproximadamente 3,5m de profundidade tem-se utilizado escoramento metálico-madeira ou estaca-prancha, até aproximadamente 7,0m. A partir desta profundidade, a solução em método subterrâneo apresenta tendência de se tornar mais competitivo.

Por esta razão, os ábacos foram elaborados para escoramento metálico madeira^(), para profundidades entre 3,5m e 8,5m, com variação de metro em metro. Foram elaborados ábacos para um nível de estroncas para as profundidades entre 3,5m e 6,5m e para dois níveis de estroncas entre 4,5m e 8,5m, fornecendo gama ampla de escolha ao usuário.**

O sistema de contenção das valas é constituído de estacas metálicas e pranchões de madeira formando a parede de contenção. O empuxo na parede é equilibrado pelas estroncas, através das longarinas.

^(*)em certos casos, em vista de suas dimensões, as pranchas do escoramento especial poderão ser cravadas

^(**)os ábacos de solicitações se aplicam também para escoramento com estaca-prancha, ou para qualquer parede flexível.

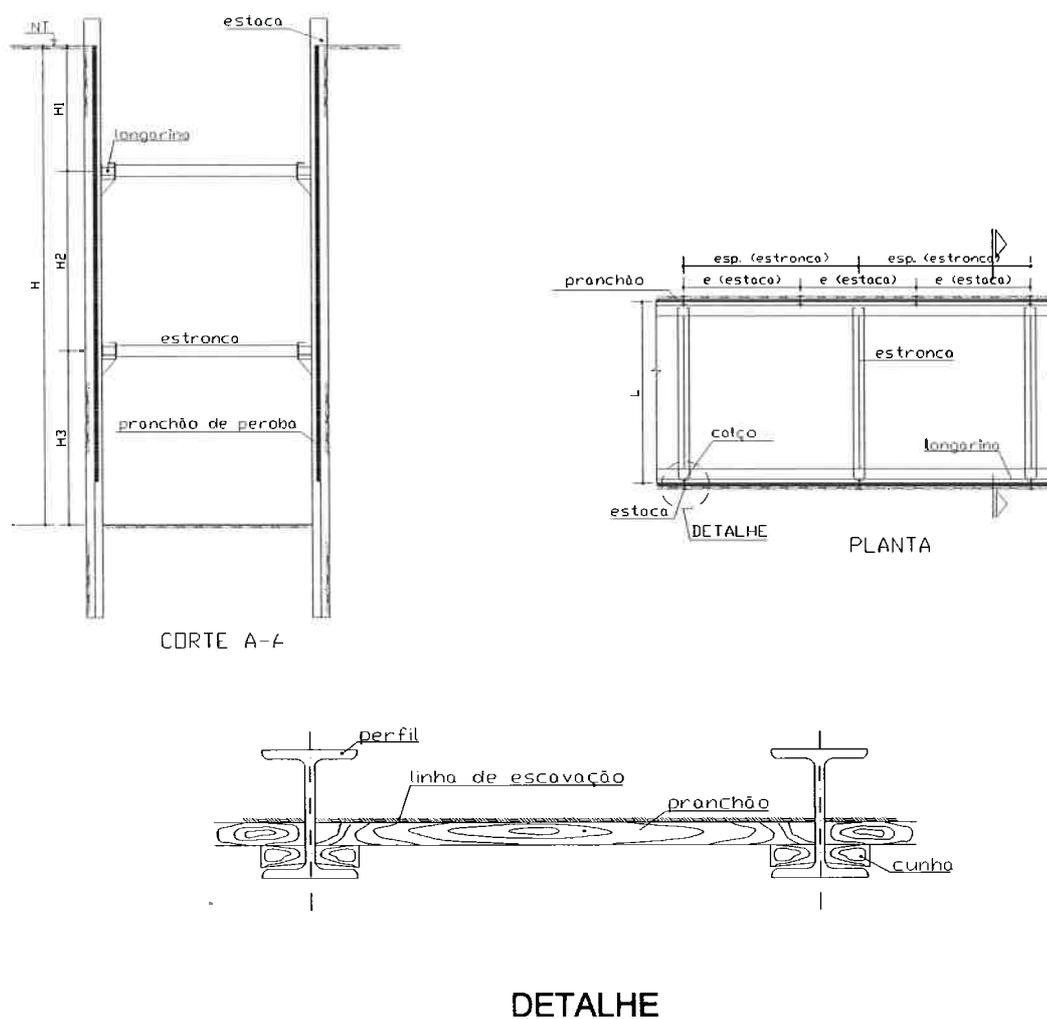


Fig. 1- Esquema típico de escoramento metálico-madeira

O arranjo das longarinas e estroncas não pode ser qualquer, porque depende não somente das dimensões das peças metálicas, como das próprias dimensões dos tubos.

As dimensões dos tubos utilizados para sistema de abastecimento de água podem ser resumidos conforme o quadro abaixo.

TABELA 6 - RESUMO COM AS DIMENSÕES DOS TUBOS UTILIZADOS NOS SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA		
MATERIAL	DIÂMETRO	COMPRIMENTO
Ferro fundido	900 a 1200 mm	7,00 m
	$\phi < 900$ mm	6,00 m
Cerâmicos	4 a 8"	0,60 - 1,00 - 1,50m
Concreto	300 a 1500mm	1,00 - 1,50 - 2,00 ^(*)
PVC	75 a 400mm	6,00 m
aço	28 a 100"	6,00 m

Como se verifica, os tubos de comprimento maior do que o espaço entre as estroncas somente podem ser instalados se uma estronca for retirada. Após a passagem do tubo a estronca é recolocada.

Assim, os ábacos foram elaborados para diversos arranjos de longarinas, estroncas e espaçamentos de estacas, considerando ou não a remoção provisória de estroncas para a instalação dos tubos.

Os tipos de solo na região da cidade de São Paulo podem ser classificados em:

- aterros

^(*) comprimento de 2,0m apenas para tubos especiais, por exemplo tubos de concreto centrifugado.

- depósitos aluvionares
- formação São Paulo
- formação Resende
- embasamento cristalino

De modo geral, é possível atribuir os seguintes intervalos para os parâmetros de resistência dos vários tipos de solo:

TABELA 7 - RESUMO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS VÁRIOS TIPOS DE SOLOS ENCONTRADOS NA REGIÃO DE SÃO PAULO			
CLASSIFICAÇÃO	TIPO DE SOLO	c' (kN/m²)	φ' (°)
aterro	aterro	10	20
depósitos aluvionares	argilas	5 a 8	15 a 20
	areias	5	28
formação São Paulo	argilas	20 a 150	20 a 27
	areias	1 a 3	30 a 35
formação Resende	argilas	25 a 150	20 a 27
	areias	1 a 5	30 a 35

A gama de parâmetros considerada foi suficientemente abrangente a fim de considerar todos os tipos de solo encontrados, excetuando-se os casos de coesão elevada para os quais um escoramento mínimo é considerado nos ábacos.

A fim de considerar de modo abrangente a posição do lençol freático foram adotadas quatro posições relativamente à superfície do terreno e ao fundo da escavação.

Portanto, os ábacos foram elaborados para os seguintes parâmetros de resistência do solo:

TABELA 8 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS UTILIZADOS NA ELABORAÇÃO DOS ÁBACOS	
coesão (kN/m²)	ângulos de atrito ϕ'(°)
0	25, 28, 30, 32, 35
5	20, 25, 30
10	15, 20, 25, 30
15	10, 15, 20, 25, 30
20	10, 15, 20, 25
30	10, 15, 20, 25

Tendo em vista as limitações do método de cálculo para fichas imersas em solo mole, este caso não foi considerado, até porque não é comum sua ocorrência neste tipo de obra, como o é no caso de sistemas de esgotos.

3. MÉTODOS DE CÁLCULO

3.1. CARREGAMENTO

O carregamento das paredes de contenção da vala deve ser obtido pela superposição das diversas ações resultantes dos empuxos de terra, lençol freático e sobrecargas.

3.1. 1. Empuxos de terra

O conjunto solo-parede é um sistema estaticamente indeterminado, e assim, o valor do empuxo e a distribuição das tensões que atuam na parede dependem significativamente dos deslocamentos e, portanto, de suas características geométricas e reológicas.

Entretanto, via de regra, os deslocamentos das paredes de valas utilizadas pela Sabesp são suficientes para mobilizar os empuxos ativos e passivos, os quais são calculados através de teorias de equilíbrio-limite; em função do tipo de deslocamento antecipado para a parede e do tipo de solo, estima-se a distribuição das tensões respectivas.

Em função das condições geométricas e reológicas que definem os graus de flexibilidade ou rigidez nominal da parede, consideram-se duas categorias: paredes flexíveis e paredes rígidas. As paredes são consideradas flexíveis quando sofrem deformação por flexão significativa, e rígidas quando esta deformação pode ser desprezada. Neste trabalho, as paredes serão sempre

consideradas flexíveis, devido ao tipo de escoramento utilizado nas obras da Sabesp.

A escavação do maciço de um dos lados da parede, admitida instalada sem qualquer efeito sobre as tensões e deformações iniciais, irá provocar deslocamentos para o lado interno da vala, que dependerá da vinculação e rigidez da parede.

Se houver rotação da parede rígida em relação à base, as tensões distribuir-se-ão de forma próxima da triangular, que é a distribuição do empuxo ativo na Teoria de Rankine, formulada a partir das seguintes hipóteses:

- Tensões principais verticais e horizontais atendendo à condição de plastificação;
- Atrito solo-parede nulo;
- Maciço isotrópico e não-coesivo acima do lençol freático;
- Não existem sobrecargas.

Neste caso, a Teoria de Rankine apresenta resultados coincidentes com a Teoria de Coulomb. Os valores das tensões variam entre $K_0\gamma H$ e $K_a\gamma H$, em função do valor do deslocamento (ρ) ter permitido ou não se atingir o estado-limite ativo.

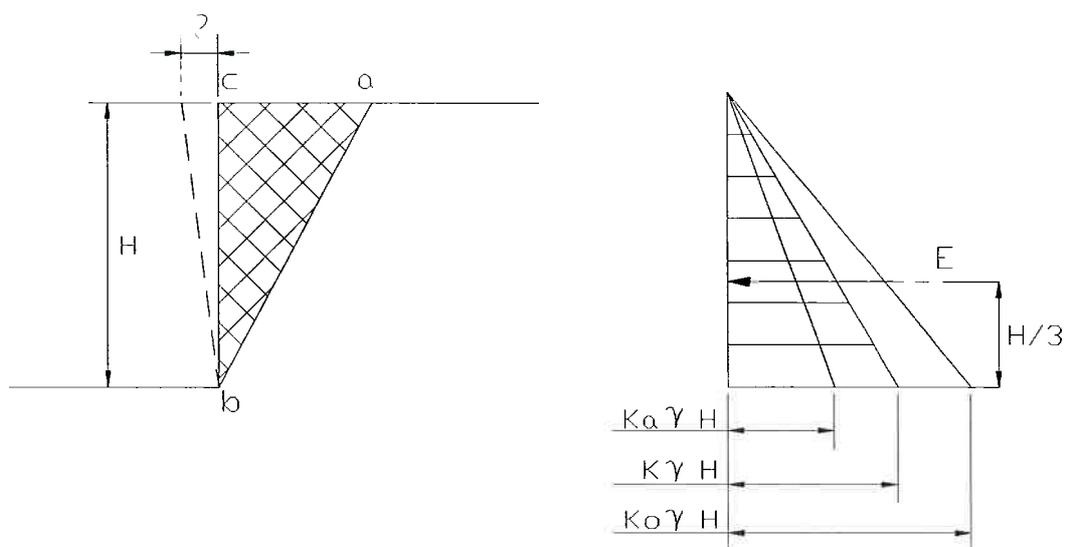


Fig. 2 - Distribuição das tensões para o caso de rotação em torno da base

Para paredes flexíveis, haverá outras redistribuições das tensões de empuxo, condicionadas tanto pelos deslocamentos adicionais por efeito da flexão das paredes, como por arqueamento ao longo da altura. Os deslocamentos adicionais garantem, geralmente a adoção do empuxo ativo para o dimensionamento de paredes flexíveis.

Análises experimentais e teóricas têm demonstrado que em paredes flexíveis, em razão dos deslocamentos que ocorrem na região da ficha, pode-se adotar diagrama retificado de empuxo ativo em qualquer caso de distribuição de deslocamentos ao longo da altura, com exceção do caso de "rotação em torno da base", para o qual se adota distribuição triangular. Entretanto, se o solo do maciço arrimado não tem condições de arquear, tendem a prevalecer as distribuições triangulares.

Ressalta-se que tanto o empuxo como a distribuição de tensões dependem fortemente do método construtivo e das etapas respectivas, do tempo de cada uma e da reologia do solo. Assim, em função do tipo de solo, deslocamentos que ocorrem durante a instalação dos pranchões podem mobilizar o empuxo ativo ainda que as estacas sejam rígidas.

No cálculo dos empuxos ativo e passivo deve ser considerado o fato de que grande número de solos naturais sofre acentuada perda de resistência pós-pico, o que leva a correspondentes aumentos de empuxo ativo com incremento de deslocamento.

Em vista da facilidade de manuseio são apresentadas as expressões fornecidas pela Teoria de Rankine, mas com valores de K_a e de K_p obtidos através de métodos cinemáticos; como a aplicação de um ou de outro destes métodos conduz a diferença de resultados menor do que a produzida pela imprecisão dos parâmetros, escolheu-se um único método para ser utilizado, o de Cacquot-Kérisel.

3.1. 1. 1. Empuxo ativo

Admitindo terreno não coesivo, homogêneo e superfície horizontal ou inclinada, o empuxo ativo atuante num sistema de contenção, pode ser obtido conforme apresentado na fig. 3.

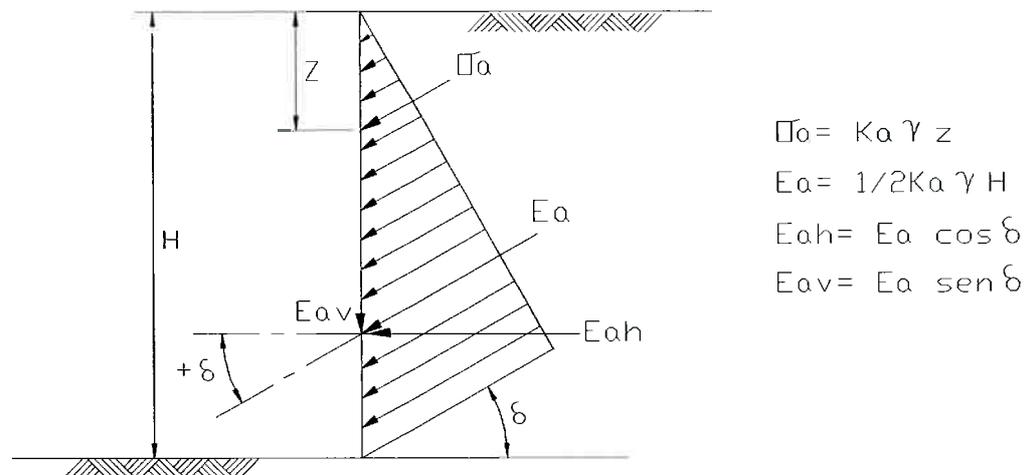


Fig. 3- Avaliação do empuxo ativo para solo não coesivo

Com:

δ = ângulo de atrito solo-parede, geralmente adotado ($\delta = 2/3 \varphi'$)

K_a = coeficiente de empuxo ativo. A tabela 9 fornece os valores de K_a corrigidos pelo método de Cacquot-Kérisel para $\delta = 2/3 \varphi'$ (para outros valores de δ , consultar bibliografia).

O ângulo de inclinação do empuxo " δ " varia entre zero e φ' . O valor de " δ " é principalmente comandado por dois fatores: os tipos de materiais envolvidos e a magnitude e sentido dos deslocamentos relativos.

Para o caso de terreno coesivo, admitido homogêneo e superfície horizontal ou inclinada, têm-se:

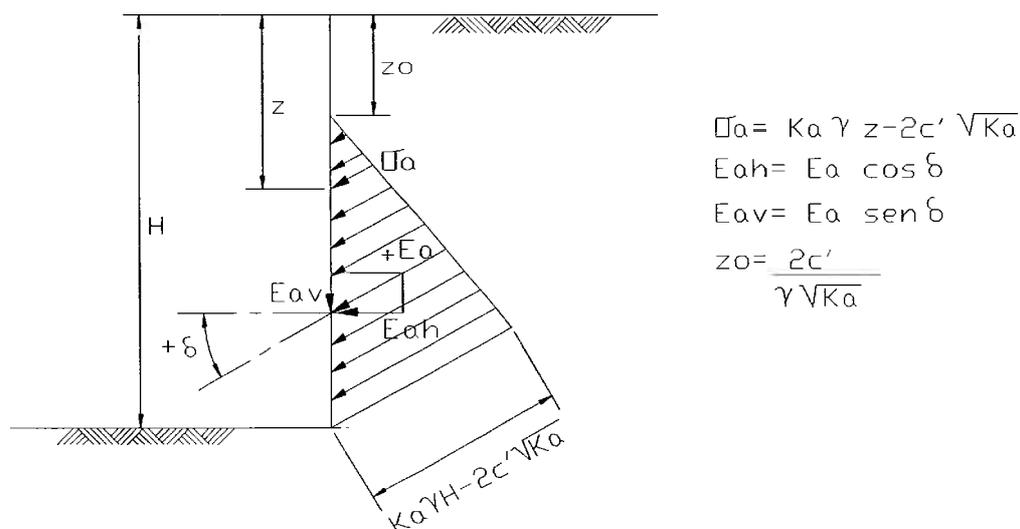


Fig. 4- Avaliação do empuxo ativo para solo coesivo

Quando as tensões, calculadas pela fórmula acima, resultam negativas, deverão ser desconsideradas.

Quando forem consideradas trincas de tração ou deslocamentos da parede e houver possibilidade de infiltração de água, devem ser consideradas as pressões hidrostáticas que agem até a altura z_0 .

Observe-se que ao considerar a sobrecarga uniformemente distribuída "p", a fórmula passa a ser:

$$z_0 = \frac{2c'}{\gamma \sqrt{K_a}} - \frac{p}{\gamma}$$

Em determinadas condições, é possível não considerar o empuxo hidrostático, na trinca de tração, se forem previstas medidas construtivas adequadas; conforme o caso devem ser consideradas as redes de fluxo.

Os valores de K_a foram obtidos por métodos cinemáticos em solos não coesivos, de modo que a aplicação na expressão de Rankine para solos coesivos, como proposta, conduz a valores de empuxo irrealístico; entretanto, a diferença é significativa apenas quando o solo apresenta coesões razoáveis, caso em que, via de regra, há necessidade de se aplicar o empuxo mínimo.

Observação importante:

O empuxo ativo a ser considerado deve ser sempre maior ou igual ao mínimo, sendo utilizado como empuxo mínimo um dos seguintes diagramas:

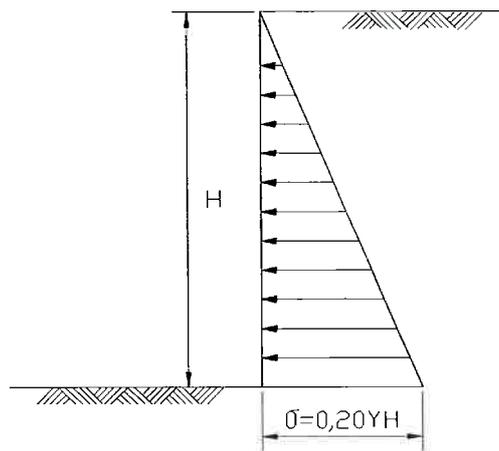


Fig. 5- Diagrama de empuxo mínimo caso seja utilizado o diagrama de empuxo

Caso seja utilizado o diagrama de envoltória aparente (este diagrama não se aplica a paredes impermeáveis) :

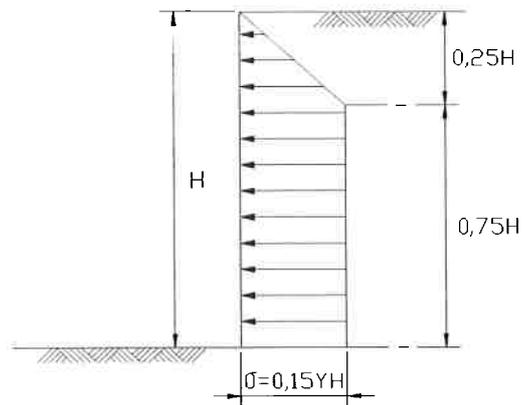


Fig. 6- Diagrama de empuxo mínimo para argila plástica

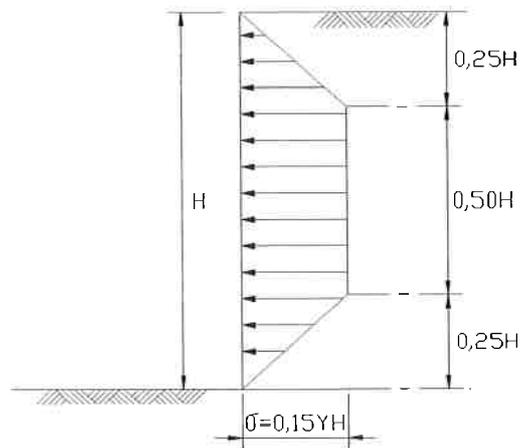


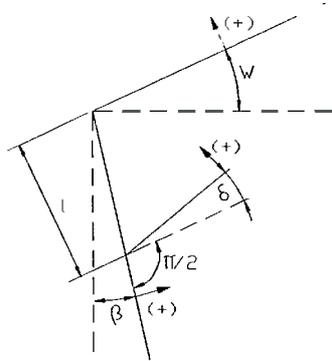
Fig. 7- Diagrama de empuxo mínimo para argila rija fissurada

Quando se considera o empuxo mínimo (casos de solos de elevada coesão) devem ser tomadas as seguintes providências construtivas:

- instalação de estronca próxima à superfície, para evitar a ocorrência de trincas de tração;
- utilização de drenos para evitar eventual empuxo de água adicional em eventual trinca de tração.

Para o caso de terreno estratificado e superfície horizontal ou inclinada, as tensões em cada camada são calculadas pelas fórmulas anteriores, supondo que as camadas subjacentes atuem como sobrecarga de extensão ilimitada. Quando existe grande variação de resistência das diversas camadas, esta consideração pode conduzir a erros, sendo necessário então, utilizar métodos cinemáticos. Neste caso, deve ser considerada a compatibilidade dos deslocamentos das diversas camadas, para a consideração das suas resistências ao cisalhamento. Quando a espessura de uma camada em relação às demais é muito pequena, como no caso de ocorrência de lentes de argila ou lentes de areia, pode-se considerar maciço homogêneo. No entanto, quando camadas de argila e areia, com espessura significativa, se intercalam, deve ser considerado, para cálculo do empuxo na camada de areia, o basculamento de blocos de argila pela falta de apoio provocada pelos deslocamentos desta camada de areia.

TABELA 9: EMPUXO ATIVO (CACQUOT-KÉRISSEL - ABSI / 1973)



Valores de K_a para $\delta = \frac{2}{3}\phi'$ e $\beta = 0$

ϕ°	VALORES DA RELAÇÃO W/ϕ										
	-1,0	-0,8	-0,6	-0,4	-0,2	0	+0,2	+0,4	+0,6	+0,8	+1,0
10	0,58	0,59	0,60	0,62	0,64	0,65	0,66	0,71	0,75	0,81	0,99
11	0,55	0,56	0,58	0,60	0,62	0,63	0,66	0,69	0,73	0,80	0,99
12	0,52	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,64	0,67	0,71	0,77	0,98
13	0,50	0,51	0,52	0,55	0,57	0,58	0,61	0,64	0,68	0,76	0,98
14	0,47	0,49	0,50	0,52	0,54	0,56	0,59	0,62	0,66	0,74	0,97
15	0,45	0,46	0,48	0,50	0,52	0,54	0,56	0,60	0,64	0,72	0,96
16	0,43	0,44	0,46	0,48	0,50	0,52	0,55	0,59	0,62	0,70	0,96
17	0,41	0,42	0,44	0,46	0,48	0,50	0,53	0,56	0,61	0,68	0,95
18	0,39	0,41	0,42	0,44	0,46	0,48	0,51	0,54	0,59	0,65	0,95
19	0,37	0,38	0,40	0,42	0,44	0,46	0,49	0,52	0,57	0,65	0,94
20	0,36	0,37	0,38	0,40	0,42	0,45	0,47	0,50	0,55	0,63	0,93
21	0,35	0,36	0,37	0,39	0,40	0,43	0,45	0,48	0,53	0,61	0,92
22	0,33	0,34	0,35	0,37	0,38	0,41	0,43	0,46	0,52	0,60	0,91
23	0,32	0,33	0,34	0,36	0,37	0,40	0,42	0,45	0,50	0,58	0,90
24	0,30	0,31	0,32	0,34	0,36	0,39	0,41	0,43	0,49	0,56	0,89
25	0,29	0,30	0,31	0,33	0,34	0,37	0,39	0,42	0,47	0,55	0,87
26	0,28	0,29	0,30	0,32	0,33	0,36	0,38	0,41	0,36	0,53	0,87
27	0,27	0,28	0,29	0,31	0,32	0,34	0,36	0,39	0,44	0,52	0,86
28	0,26	0,27	0,28	0,30	0,31	0,33	0,35	0,38	0,42	0,51	0,85
29	0,24	0,25	0,26	0,28	0,29	0,32	0,34	0,37	0,41	0,49	0,83
30	0,23	0,24	0,25	0,27	0,28	0,30	0,32	0,35	0,40	0,47	0,82
31	0,22	0,23	0,24	0,26	0,27	0,29	0,31	0,34	0,39	0,46	0,81
32	0,21	0,22	0,23	0,25	0,26	0,28	0,30	0,32	0,37	0,44	0,80
33	0,20	0,21	0,22	0,24	0,25	0,27	0,29	0,31	0,36	0,43	0,78
34	0,20	0,21	0,22	0,23	0,24	0,26	0,28	0,30	0,35	0,41	0,77
35	0,19	0,20	0,21	0,22	0,23	0,25	0,27	0,29	0,33	0,40	0,76
36	0,18	0,19	0,20	0,21	0,22	0,24	0,26	0,28	0,32	0,38	0,74
37	0,17	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23	0,25	0,26	0,31	0,37	0,73
38	0,17	0,17	0,18	0,19	0,20	0,22	0,24	0,26	0,30	0,36	0,71
39	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23	0,25	0,28	0,34	0,70
40	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20	0,22	0,24	0,27	0,33	0,68
41	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,21	0,23	0,26	0,32	0,67
42	0,14	0,15	0,16	0,16	0,17	0,18	0,20	0,22	0,25	0,31	0,65
43	0,13	0,14	0,15	0,15	0,16	0,17	0,19	0,21	0,24	0,29	0,64
44	0,13	0,14	0,15	0,15	0,16	0,17	0,18	0,20	0,23	0,28	0,62
45	0,12	0,13	0,14	0,14	0,15	0,16	0,18	0,19	0,22	0,27	0,60

3.1. 1. 2. Empuxo Passivo

A figura 8 mostra como avaliar o empuxo passivo para o caso de terreno não-coesivo, admitido homogêneo e superfície horizontal ou inclinada.

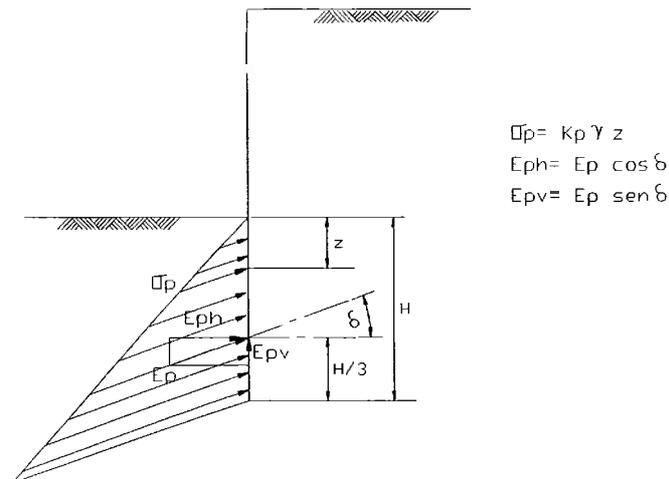


Fig. 8 - Avaliação do empuxo passivo para solo não coesivo

Quando se considera superfície curva de ruptura, pode-se utilizar $\delta = 2/3\phi'$, e determinar os valores de K_p correspondentes utilizando-se a tabela 9. Podem ser considerados outros valores de δ , desde que a superfície de ruptura escolhida seja próxima da que fornece o valor mínimo de empuxo passivo. Deve-se, em qualquer das hipóteses, garantir que o deslocamento descendente da parede seja compatível com o ângulo de atrito escolhido; se o ângulo de atrito somente puder ser garantido por um movimento ascendente do solo, deve-se considerar a perda de resistência deste devido aos grandes deslocamentos envolvidos.

Para o caso de terreno coesivo, admitido homogêneo e superfície horizontal ou inclinada, têm-se:

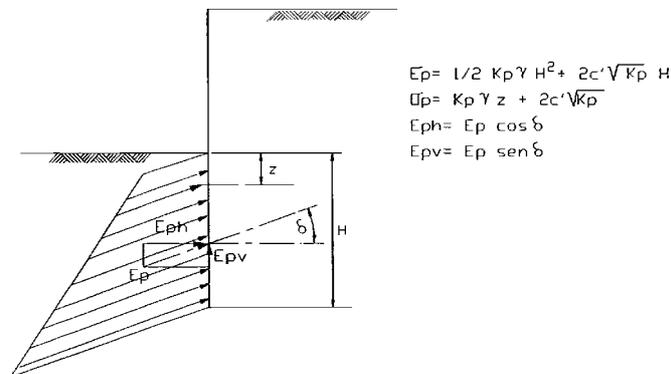


Fig. 9- Avaliação do empuxo passivo para solo coesivo

Adota-se δ , conforme discutido no item anterior. Para solos muito moles considera-se $\delta = 0$.

Como os valores de K_p são obtidos através de método cinemático aplicado a materiais não-coesivos, a sua utilização na expressão de Rankine para solos coesivos, como proposto, conduz a resultados irrealísticos; assim, nos casos em que os valores de coesão sejam significativos, o empuxo passivo deve ser determinado diretamente através de métodos cinemáticos.

Para o caso de terreno estratificado, superfície horizontal ou inclinada, as tensões em cada camada são calculadas pelas fórmulas anteriores, supondo que as camadas subjacentes atuem como sobrecarga de extensão ilimitada. Quando há grande variação de resistência das diversas camadas, esta consideração pode conduzir a erros, sendo necessário utilizar métodos cinemáticos para avaliação do valor global do empuxo. Neste caso, deve ser

considerada a compatibilidade dos deslocamentos das diversas camadas, para a consideração das suas resistências ao cisalhamento.

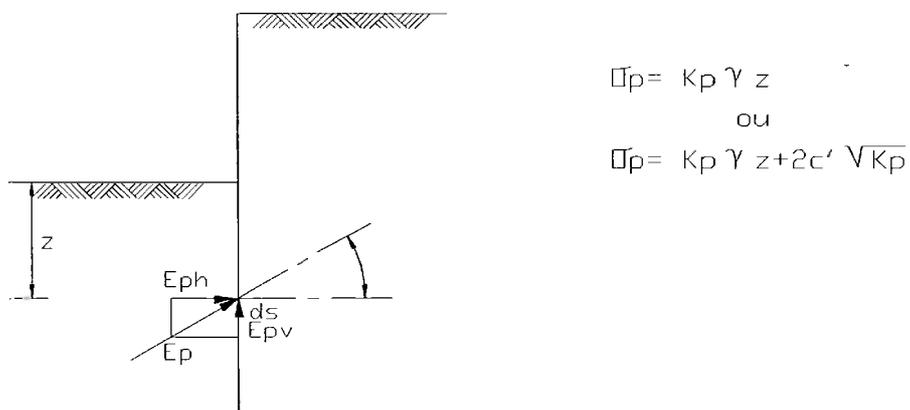
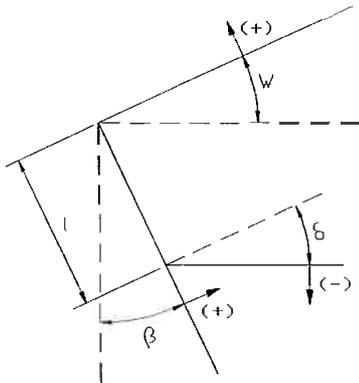


Fig. 10- Esquema para a avaliação do empuxo passivo para terrenos estratificados

TABELA 10: EMPUXO PASSIVO (CACQUOT-KÉRISSEL - ABSI / 1973)



Valores de K_p para $\delta = \frac{2}{3}\phi'$ e $\beta = 0$

ϕ°	VALORES DA RELAÇÃO W/ϕ										
	-1,0	-0,8	-0,6	-0,4	-0,2	0	+0,2	+0,4	+0,6	+0,8	+1,0
10	0,95	1,21	1,33	1,44	1,53	1,59	1,66	1,73	1,79	1,85	1,88
11	0,95	1,22	1,40	1,50	1,60	1,65	1,76	1,82	1,90	2,00	2,05
12	0,94	1,24	1,40	1,55	1,70	1,80	1,85	1,95	2,00	2,13	2,20
13	0,93	1,28	1,45	1,60	1,79	1,90	2,00	2,05	2,20	2,30	2,40
14	0,92	1,30	1,50	1,68	1,88	2,00	2,10	2,20	2,32	2,50	2,60
15	0,92	1,30	1,53	1,74	1,92	2,10	2,23	2,39	2,55	2,70	2,77
16	0,91	1,31	1,56	1,61	2,00	2,20	2,40	2,52	2,75	2,91	3,07
17	0,90	1,32	1,60	1,90	2,10	2,35	2,56	2,73	2,95	3,18	3,30
18	0,89	1,35	1,68	2,00	2,20	2,48	2,75	2,95	3,20	3,46	3,60
19	0,88	1,40	1,70	2,08	2,35	2,60	2,90	3,16	3,50	3,80	3,95
20	0,87	1,41	1,78	2,14	2,47	2,75	3,10	3,44	3,81	4,18	4,32
21	0,86	1,42	1,80	2,22	2,55	2,95	3,35	3,75	4,20	4,60	4,80
22	0,85	1,45	1,85	2,32	2,70	3,18	3,60	4,05	4,50	5,05	5,30
23	0,83	1,48	1,90	2,41	2,85	3,32	3,83	4,40	5,00	5,60	5,85
24	0,82	1,50	1,98	2,53	3,01	3,55	4,15	4,78	5,50	6,20	6,55
25	0,81	1,51	2,07	2,65	3,24	3,80	4,49	5,20	6,01	6,90	7,30
26	0,80	1,51	2,10	2,78	3,40	4,00	4,85	5,66	6,60	7,65	8,30
27	0,78	1,53	2,17	2,85	3,60	4,27	5,25	6,20	7,40	8,50	9,40
28	0,77	1,58	2,25	3,00	3,75	4,60	5,70	6,90	8,10	9,60	10,60
29	0,75	1,60	2,30	3,15	4,05	4,95	6,20	7,50	9,10	10,90	12,00
30	0,74	1,62	2,42	3,34	4,35	5,30	6,80	8,35	10,20	12,30	13,60
31	0,72	1,63	2,50	3,48	4,60	5,75	7,40	9,20	11,50	13,90	15,60
32	0,71	1,65	2,60	3,65	4,90	6,25	8,15	10,30	13,00	15,90	18,00
33	0,69	1,67	2,68	3,82	5,25	6,80	9,00	11,40	14,70	18,20	20,70
34	0,68	1,70	2,75	4,05	5,65	7,35	9,95	12,70	16,60	21,30	24,20
35	0,66	1,71	2,86	4,30	6,06	8,00	11,00	14,40	18,70	24,20	28,20
36	0,64	1,72	2,90	4,50	6,55	8,65	12,20	16,00	21,10	28,00	32,50
37	0,63	1,75	3,02	4,78	7,05	9,35	13,60	18,20	24,00	32,80	37,00
38	0,61	1,76	3,15	5,07	7,60	10,10	15,30	20,60	27,50	37,90	42,30
39	0,59	1,78	3,28	5,40	8,20	11,00	17,10	23,60	32,00	43,90	49,50
40	0,57	1,79	3,40	5,70	8,83	12,00	19,10	27,10	38,10	53,10	65,40
41	0,55	1,80	3,50	6,10	9,60	13,20	21,80	32,30	44,70	62,60	80,00
42	0,53	1,82	3,65	6,45	10,40	14,60	24,70	37,70	51,00	73,00	97,60
43	0,52	1,85	3,80	6,90	11,40	16,30	28,30	43,70	58,40	85,40	122,0
44	0,49	1,86	3,95	7,35	12,50	18,10	32,80	50,50	70,40	103,0	148,0
45	0,48	1,87	4,14	7,87	13,60	20,00	36,80	37,90	89,40	138,0	186,0

- **Casos Especiais**

No caso de solos de pequena resistência pode ser importante considerar a influência da parte externa superior da vala e o fato das cunhas de empuxo passivo poderem estar limitadas pela parede oposta, no caso de valas estreitas. Para isto devem ser aplicadas as Teorias da Elasticidade e Plasticidade.

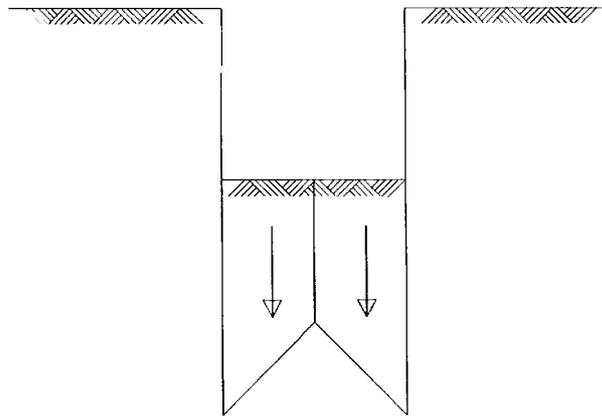


Fig. 11- Limitação das cunhas de empuxo passivo pela parede oposta

3.1. 2. Lençol Freático

3.1. 2. 1. *Empuxo Ativo*

No caso de maciço submerso aplicam-se os coeficientes de empuxo às tensões efetivas, sobrepondo-se as pressões hidrostáticas.

No cálculo do empuxo ativo deve ser considerado o efeito da água, de acordo com o projeto de rebaixamento e com as permeabilidades da parede e do maciço.

Em vista das condições topográficas e hidrogeológicas da região, o nível d'água a ser considerado deve ser o indicado pelas sondagens.

No caso de paredes permeáveis, as pressões hidrostáticas que nelas atuam são nulas, independentemente da permeabilidade do meio. Admite-se que as camadas de areia sejam drenadas ou através de rebaixamento ou pela própria escavação. Embora as pressões hidrostáticas não atuem na parede, devem ser consideradas as pressões neutras calculadas através da rede de fluxo, que agem na superfície de ruptura, determinada por método de equilíbrio limite.

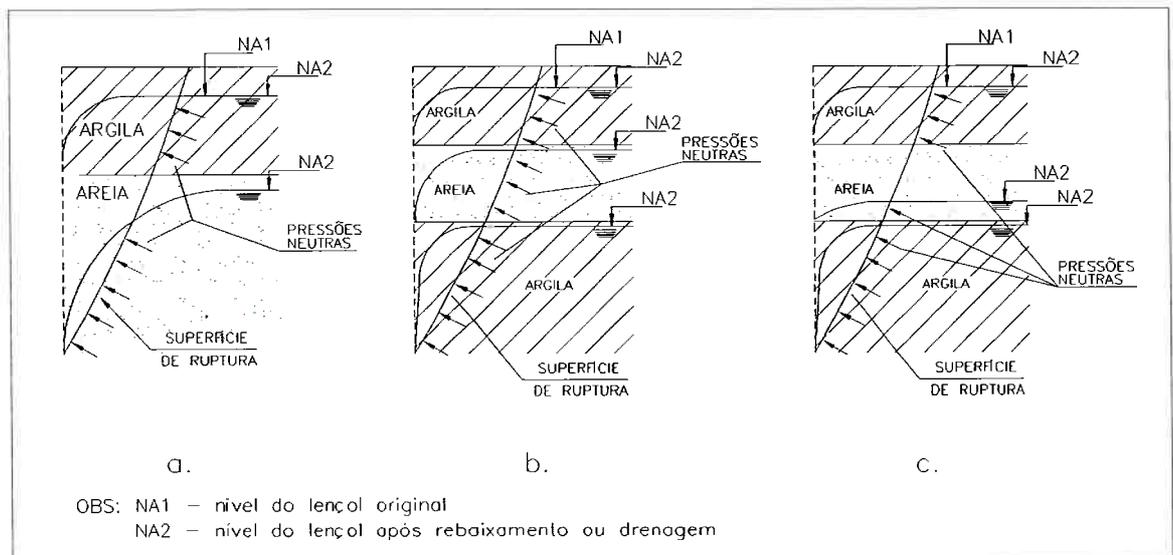


Fig. 12 - Pressões neutras na superfície de ruptura; terrenos estratificados

- a) Rebaixamento ou Drenagem pela própria parede
- b) Rebaixamento ineficiente ou Drenagem pela própria parede
- c) Rebaixamento eficiente

Alternativamente pode ser utilizada a expressão de Rankine, como exposto a seguir.

No caso de areias as pressões neutras que atuam na superfície de ruptura tem pouca importância, razão pela qual pode-se utilizar a expressão de Rankine considerando peso específico natural e sem atuação de pressões hidrostáticas na parede.

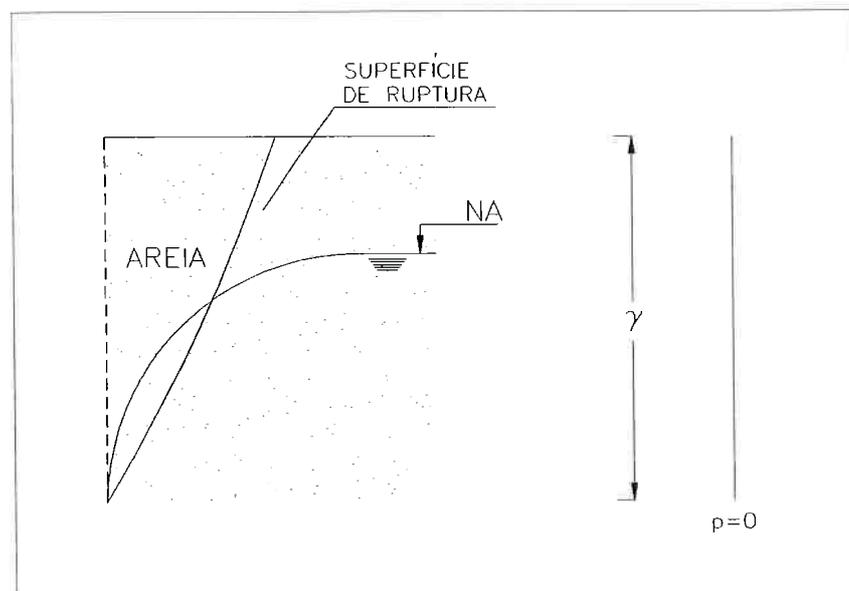


Fig. 13- Pressões devidas à água: parede permeável e meio permeável.

No caso de meios estratificados, para aplicar a expressão de Rankine considera-se a aplicação de pressões hidrostáticas na parede, o que conduz a valores conservadores de empuxo ativo; assim, se o valor do empuxo for elevado, pode ser aplicado o método do equilíbrio limite considerando-se a rede de fluxo.

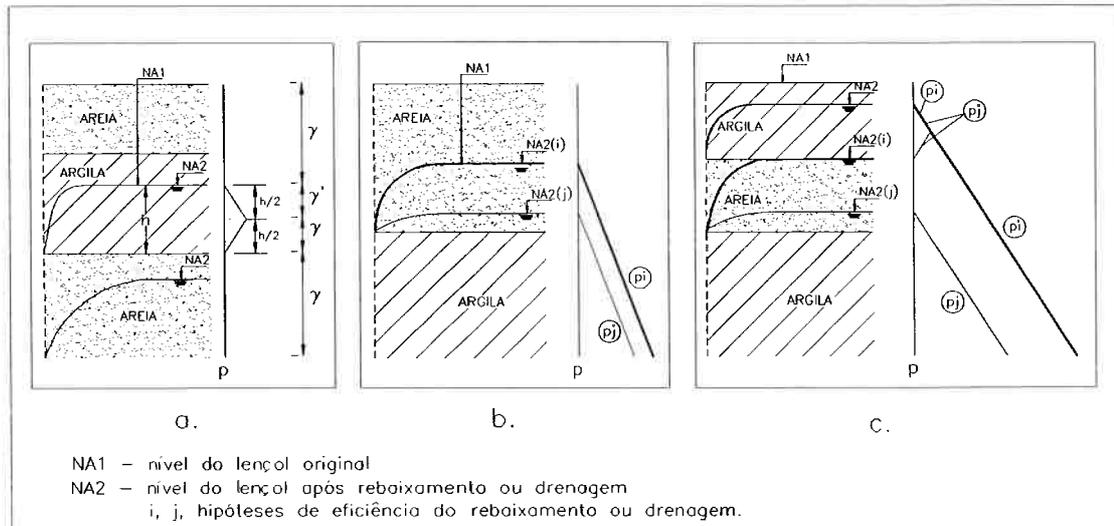


Fig. 14- Pressões devidas à água: parede permeável e meio estratificado.

Dependendo da posição da linha freática, o que vai ser função da eficiência do rebaixamento, os diagramas de pressão de água serão diferentes (1 ou 2 nos casos b e c).

No caso de paredes impermeáveis adotam-se os mesmos diagramas anteriores se houver rebaixamento. Não havendo rebaixamento, aplicam-se as pressões hidrostáticas integralmente e a expressão de Rankine; no caso das solicitações apresentarem-se muito elevadas, pode-se calcular através da superfície de ruptura considerando a formação de redes de fluxo.

3.1. 2. 2. Empuxo Passivo

Para o cálculo do empuxo passivo utiliza-se o peso específico submerso do solo aplicando-se apenas às tensões efetivas os coeficientes de empuxo sobrepondo-se as pressões hidrostáticas. Somente quando a ausência de água na cunha de empuxo passivo é garantida, pode ser utilizado o peso

específico natural do solo para o cálculo do empuxo passivo. O coeficiente de segurança no empuxo passivo deve ser aplicado apenas às tensões efetivas, calculadas com peso específico submerso. Se necessário, o empuxo passivo deve ser calculado levando em conta as redes de fluxo.

3.1.3. Sobrecargas

Devem ser consideradas as sobrecargas decorrentes da existência de edificações situadas nas imediações das estruturas de contenção, da previsão de acesso, próximo à vala, de veículos e equipamentos de construção, além de materiais e pilhas de solo que possam ser colocados ao lado da vala.

O esquema de sobrecarga utilizado para levar em conta os veículos, equipamentos de construção, materiais e solo empilhados próximo à vala é o seguinte:

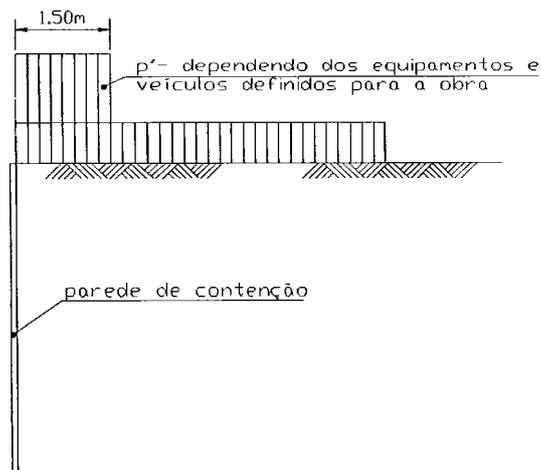


Fig. 15- Esquema de sobrecargas junto às valas

Adota-se para "p" o valor de 10 kN/m² e para "p'", na falta de outros dados, o valor de 40 kN/m²;

Os valores de "p'" = 40 KN/m² correspondem a :

- equipamentos de levantamento de carga útil até 120kN e até 0,60m da borda ou;
- veículos de carga até 100kN por eixo simples com distância entre eixos menor que dois metros ou 160 kN por eixo duplo com distância entre eixos entre um e dois metros, junto a borda.

Se a diferença de cargas que corresponde ao equipamento adotado na obra e esse adotado para projeto for significativa, novos valores de p' deverão ser propostos. De qualquer forma, apresentam-se, a seguir, distribuição de tensões nas paredes devidas a "p' " unitário.

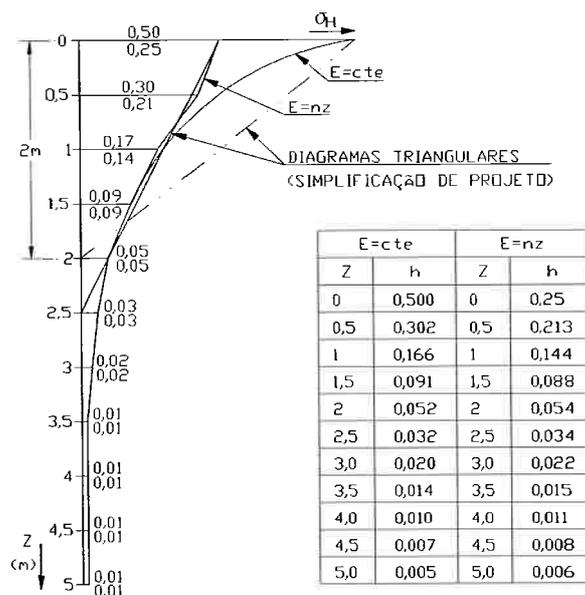


Fig. 16- Simplificação da distribuição das tensões horizontais ao longo da profundidade

A distribuição de tensões devidas às sobrecargas poderão ser calculadas através de Teoria da Elasticidade; se os valores de solicitações forem muito importantes, considera-se necessária a aplicação de métodos cinemáticos para determinar o efeito do peso de terra e das sobrecargas simultaneamente.

As sobrecargas devidas às edificações só devem ser consideradas se as fundações das mesmas estiverem localizadas na área de influência definida conforme a figura abaixo. Se as fundações forem diretas, o nível de aplicação do carregamento é o próprio nível das sapatas; se forem profundas, deve-se analisar cada caso, estimando-se a distribuição do atrito lateral e a carga de ponta e a influência na parede da vala, a partir de soluções da Teoria da Elasticidade.



Fig. 17- Região de influência das sobrecargas das fundações de edificações junto às valas

3.2. DISCUSSÃO SOBRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO

3.2. 1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A experiência em projetos de valas demonstra a impossibilidade de universalizar a aplicabilidade dos modelos de cálculo porque cada vala apresenta características tão específicas que podem levar um determinado modelo de cálculo a ter muita ou nenhuma representatividade.

Assim a escolha do modelo de cálculo deve ser feita para cada caso específico em função da validade das hipóteses simplificadoras, não se prescindindo, de qualquer forma, da influência dos aspectos construtivos.

Em função da impossibilidade mencionada acima, é feita uma tentativa de agrupar os modelos existentes de acordo com as hipóteses simplificadoras comuns a cada grupo, a fim de orientar a aplicação dos modelos.

A fim de conceituar a representatividade dos diversos modelos é preciso definir modelo conceitual e modelo derivado (ZAGOTTIS, 1976).

O campo de tensões e o campo de deslocamentos na estrutura de contenção ficarão determinados se forem conhecidos:

- a. tensões iniciais em todos os pontos do maciço;
- b. geometria do maciço (com suas juntas, heterogeneidades), da estrutura, em todas as fases de execução, caracterizadas ao longo do tempo;

c. reologia em todos os pontos do maciço e da estrutura (comportamento das curvas tensão-deformação ao longo do tempo).

Em virtude da impossibilidade do conhecimento completo desses elementos, define-se um modelo conceitual. Nele, os elementos são representados de maneira simplificada, tornando possível a execução do cálculo numérico.

No modelo conceitual, o estado de tensões iniciais é representado por meio de tensões principais admitidas. Nos casos normais, são compressão, verticais e horizontais, funções lineares da profundidade, guardando uma relação em cada ponto e que depende da constituição do maciço. A representação da reologia do maciço e da contenção se faz através de um modelo visco-elasto-plástico complexo. A geometria, no modelo conceitual, continua sendo complexa, pois se trata de um problema tridimensional que, em cada fase tem uma configuração diferente, tornando necessário o cálculo evolutivo (fase por fase). As definições das propriedades não se fazem em todos os pontos, mas em certas regiões.

No modelo conceitual, o problema da determinação do carregamento sobre o sistema de contenção é hiperestático, dependendo, portanto, fortemente da rigidez relativa entre o maciço e a contenção em todas as fases. Assim, é grande também a influência do fator tempo, seja pela viscosidade, seja pela influência na rigidez e na resistência dos materiais envolvidos.

O modelo conceitual se caracteriza por representar a estrutura de modo tal que permite o cálculo numérico em qualquer caso de solicitação. Entretanto, a

sua aplicação do ponto de vista operacional é inviável (apesar de possível) face à complexidade da representação geométrica e reológica e às inúmeras fases que existem entre o início da escavação e o final da execução de uma trincheira.

A fim de contornar essa dificuldade utilizam-se modelos derivados, que resultam ao se impor ao modelo conceitual hipóteses simplificadoras que não alterem significativamente os resultados numéricos que se procuram. Trata-se, na verdade, de negligenciar parâmetros que pouco influem em determinados resultados. Assim, para o modelo conceitual acima descrito, há muitos modelos derivados conforme as hipóteses simplificadoras que se adotem.

A seguir, são apresentados alguns dos principais modelos derivados para o cálculo da sollicitação nos elementos de contenção, fazendo-se, no entanto, a ressalva de que algumas hipóteses simplificadoras são adotadas pela dificuldade da consideração de certas representações do modelo conceitual.

A viscosidade, apesar de importante em certos casos, não é considerada em quase todos os modelos derivados, não somente porque influencia pouco no dimensionamento, mas porque facilita sobremaneira os cálculos; mencione-se, ainda, a dificuldade na obtenção de dados confiáveis dos parâmetros viscosos.

Por influenciar pouco a sollicitação nas valas, boa parte dos modelos derivados abandona a geometria tridimensional e considera o problema como sendo bidimensional.

Conforme as hipóteses simplificadoras que são adotadas, dependendo do objetivo dos cálculos, resultam modelos derivados mais refinados ou mais simples.

O objetivo da apresentação que se faz a seguir dos modelos derivados é destacar as hipóteses simplificadoras neles contidas, a fim de verificar a aplicabilidade dos modelos a cada caso, de modo que se possa aplicar aquele mais simples possível que não descaracterize o problema.

Os modelos derivados podem ser classificados em dois grandes grupos: Modelos de Ações Espontâneas e Modelos de Ações Impostas conforme a maneira de representar o carregamento.

No primeiro, a ação na contenção é um esforço interno da estrutura maciço-contenção quando submetida ao alívio de tensões iniciais que representa a escavação. No segundo, se representa a ação na contenção por um carregamento imposto, ao menos em parte à estrutura de contenção.

3.2. 2. MODELOS DE CÁLCULO

3.2. 2. 1. *MODELOS DE AÇÕES ESPONTÂNEAS (MAE)*

A adoção de modelos de ações espontâneas requer a representação do maciço por um meio contínuo para participar, como parte da estrutura, na repartição das ações com a estrutura de contenção. Aplicam-se, portanto, as teorias de meio contínuo (Teoria da Elasticidade e da Plasticidade, principalmente) para representar a reologia do maciço. Embora tais teorias

possam também ser utilizadas para representar a reologia dos elementos da estrutura de contenção, é suficiente a aplicação da Resistência dos Materiais.

A aplicação das teorias de meio contínuo se faz através de soluções exatas ou de soluções aproximadas, das quais deve ser destacada aquelas que se obtêm através da utilização do Método dos Elementos Finitos ou das Diferenças Finitas, que impõem hipóteses simplificadoras as menos restritivas.

As hipóteses simplificadoras mais comuns utilizadas na determinação de solicitações em valas são:

- consideração de estado plano de deformação, normalmente ao eixo da vala;
- maciço caracterizado por propriedades em um número finito de regiões com simplificação da heterogeneidade e anisotropia;
- método construtivo esquematizado, considerando apenas fases mais representativas.

Estas hipóteses simplificadoras são normalmente utilizadas para permitir aplicação de soluções existentes ou maior capacidade operacional na aplicação dos métodos numéricos.

Nos modelos derivados podem ser consideradas as diversas fases de construção, assim como diversos modelos reológicos e uma série de complexidades. Entretanto, tendo em vista a característica linear de uma vala, os modelos derivados representam a escavação pela aplicação, em sentido contrário, das tensões que a massa removida aplicava à estrutura.

A apresentação a seguir, é feita da maneira mais simples possível porque a finalidade é apenas caracterizar o modelo. Em cada um deles pode-se adotar refinamentos, como a consideração de diferentes ações, diferentes modelos reológicos e consideração da não-linearidade geométrica.

Esquemáticamente, a representação dos modelos de ações espontâneas é a seguinte:

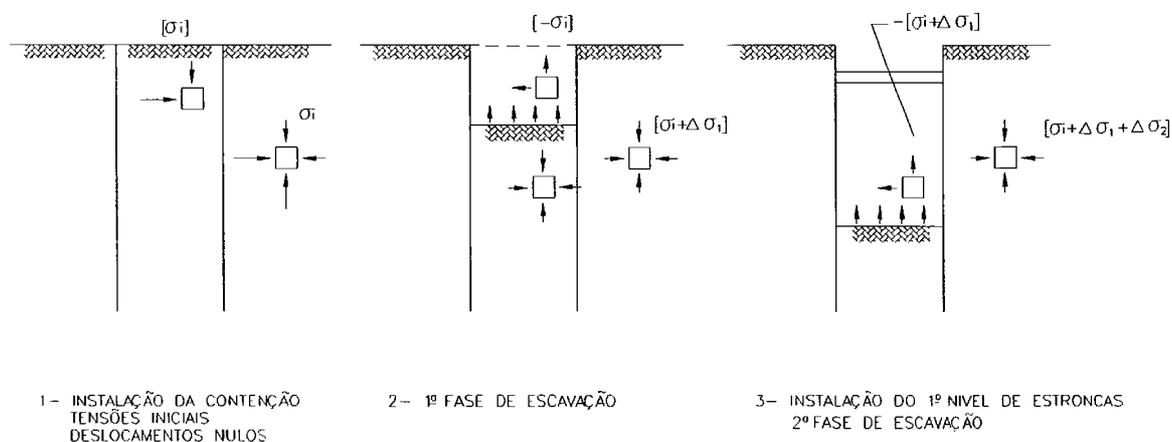


Fig. 18- Esquema representativo dos modelos de ações espontâneas

3.2. 2. 2. **MODELO DE AÇÕES IMPOSTAS (MAI)**

A principal hipótese simplificadora que consiste em aplicar a ação imposta na estrutura de contenção reduz muito o problema. Os modelos derivados diferem entre si apenas pela consideração da reação do maciço, já que a determinação da ação na contenção não é mais um problema hiperestático^(*).

^(*)Por isso, muitas vezes, tais métodos são chamados isostáticos. Entretanto, parece imprópria essa denominação porque as reações do maciço são ainda, incógnitas hiperestáticas. Apenas as ações não são incógnitas hiperestáticas, porque impostas.

Assim como no caso dos modelos de ações espontâneas, a apresentação dos diversos modelos de ações impostas é feita da maneira mais simples possível a fim de caracterizar cada modelo derivado. Em cada um deles pode-se adotar refinamentos do ponto de vista da reologia, das ações e da não linearidade geométrica.

Enquanto os modelos de ações espontâneas sempre consideram a interação solo-estrutura, entendida como a compatibilização dos deslocamentos do solo e da estrutura, isso não ocorre nos modelos de ações impostas. Assim, distingue-se os modelos que consideram a interação solo-estrutura e os modelos que não a consideram.

a - Modelos Empíricos

Assim chamados porque se fundamentam na experiência. O caso extremo corresponde a se definir o sistema de contenção a partir de correlações ou de regras práticas. Assim, não consideram a interação solo-estrutura.

Entre os modelos empíricos destaca-se, por sua utilização relativamente freqüente, o Modelo da Envoltória Aparente.

O modelo se fundamenta em medições realizadas em valas já executadas.

Este, como qualquer dos modelos empíricos não tem condição de estimar deslocamentos laterais da parede. A aplicação do modelo da Envoltória Aparente fornece apenas procedimentos para determinação de carga em estroncas e momentos fletores em paredes estroncadas.

Pela dificuldade de medir tensões, são medidas as cargas nas estroncas em cada fase da escavação. Para uma determinada fase, então, a carga de cada estronca é distribuída uniformemente por uma altura igual à soma dos semivãos inferior e superior adjacentes à estronca.

A figura abaixo ilustra este procedimento. Sabendo-se que as tensões não são descontínuas pode-se adotar uma curva de mesma área, função da coesão do terreno e da sobrecarga.

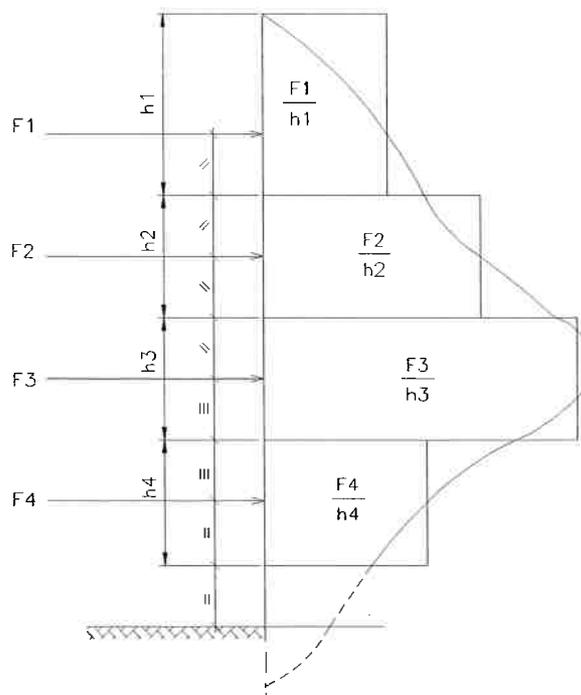


Fig. 19- Diagrama aparente de tensões

O diagrama de tensões derivado da medição de carga das estroncas é chamado diagrama aparente de tensões, porque não representa necessariamente as tensões laterais que são aplicadas à parede.

O diagrama aparente de tensões, não representa de maneira adequada as tensões nas imediações da última estronca de cada fase. A partir do diagrama aparente o cálculo da parede deveria ser simples, tomando-se para cargas nas estroncas, $F_i = P_i h_i$, já que P_i foi determinado com: $P_i = \frac{F_i}{h_i}$.

O sistema estático é representado por uma viga articulada em todos os apoios (exceto o primeiro) e no fundo da escavação. Os momentos fletores assim obtidos estariam a favor da segurança. Entretanto, para o dimensionamento da estronca é importante o valor máximo de todas as fases de escavação, valor em geral obtido justamente quando se escava abaixo desta para instalar o próximo nível. Além disso, os momentos fletores determinantes para o dimensionamento da parede são aqueles obtidos na região da última estronca ou abaixo desta. Portanto, justamente na região em que o diagrama aparente é menos significativo é que ele seria útil para efeito de dimensionamento.

O diagrama aparente de tensões é, portanto, pouco útil, somente servindo, às vezes, para simular as tensões acima da última estronca de determinada fase de escavação.

Um diagrama aparente de tensões mais útil é aquele obtido dividindo as forças nas estroncas pela soma dos semi-vãos adjacentes, como se vê na figura 19, sendo nesse caso F_i não as forças em uma certa fase de escavação, mas o valor máximo alcançado por uma estronca (i) durante todas as fases de escavação. Para diferenciar, chama-se esse diagrama de envoltória aparente de tensões. Não representa o diagrama de tensões atuante, mas permite

calcular as forças máximas nas estroncas, com as contribuições dos semi-vãos adjacentes, o que resulta em um cálculo bastante simples. Evidentemente, essa envoltória é deduzida de um grande número de medidas e em geral é conservadora.

O diagrama envoltório mais utilizado é aquele de TERZAGHI-PECK que está consubstanciado na figura 20 e tem certas limitações discutidas por PECK (1969) e por LAMBE (1970). A determinação da carga nas estroncas se faz igualando a força total "exercida" pelas tensões desde a metade do vão adjacente superior à metade do vão adjacente inferior, exceto para a primeira e última estronca. O dimensionamento da parede pode ser feito supondo articulações na parede no fundo da escavação e em todos os pontos de aplicação de estronca, exceto o da primeira.

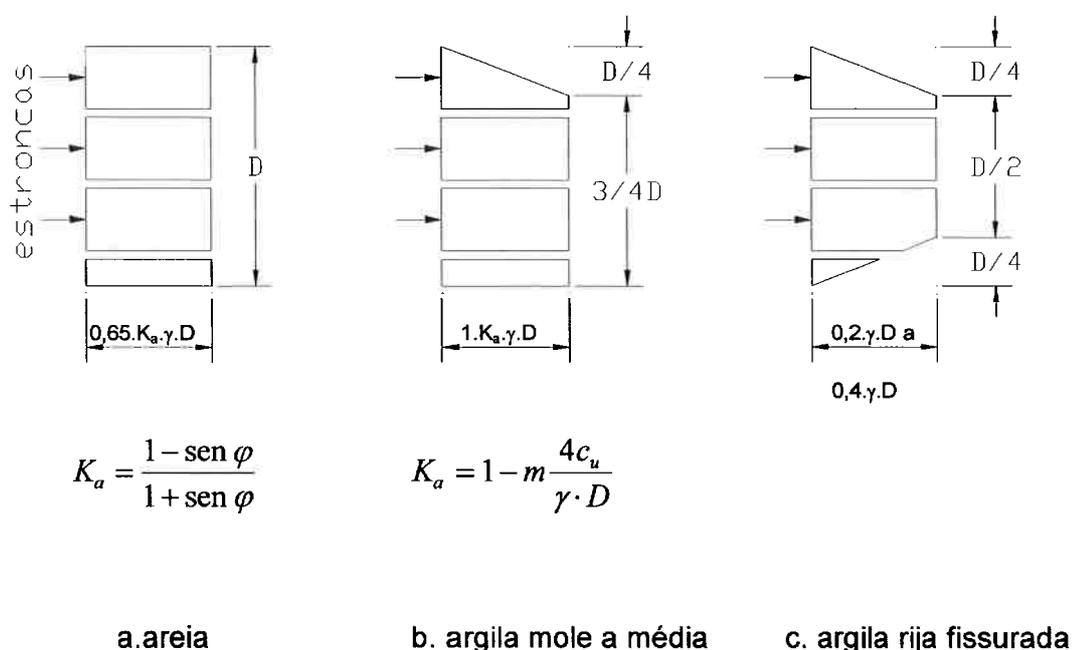


Fig. 20- Diagrama de Envoltória Aparente

Evidentemente um diagrama envoltório tão geral é conservador, a ponto de se poder diminuir o coeficiente de segurança no cálculo da estronca à compressão (SWATEK; ASROW; SEITZ - 1972).

O manual Navdocks apresenta uma envoltória aparente de tensões e recomenda que as solicitações sejam computadas assumindo vigas simplesmente apoiadas. Os momentos na parede são obtidos multiplicando os momentos obtidos nos vãos por 0,8, exceto no primeiro vão onde o fator de multiplicação é 1,0. A parede abaixo da última estronca é computada como balanço, levando-se em conta inclusive, o efeito da força abaixo da ficha.

TENG(1962) apresenta envoltórias aparentes e para cálculo estático recomenda assumir articulação no fundo da escavação e calcular a parede como viga contínua (para estacas-pranchas e estacas metálicas), apresentando como alternativa, no caso de estacas metálicas, o cálculo supondo articulação em todos os níveis de estronca (exceto o primeiro) e articulações no fundo da escavação.

Para estimar os recalques na superfície existem critérios empíricos como apresentado por PECK (1969), baseado em resultados experimentais. O levantamento do fundo da escavação pode ser estimado por curvas apresentadas por LAMBE(1970).

ARMENTO (1972) apresenta um caso em que, através de instrumentação, se desenvolveu uma envoltória aparente de tensões para condições de solo específicas de Broadway, Oakland. É interessante observar que são

propostos diagramas reduzidos para longarinas e estacas e mais reduzidos ainda para pranchões de madeira, por efeito de distribuição não uniforme de tensões. No caso particular, a influência da temperatura foi muito pequena, permitindo chegar às envoltórias. Não só o efeito de temperatura pode distorcer os resultados, mas também a utilização de pré-compressão. Se uma envoltória aparente de tensões é determinada através de medidas em uma escavação com utilização de pré-compressão, qualquer cálculo efetuado para outra escavação utilizando essa envoltória implica no uso da pré-compressão para tornar válida a aplicação.

Foram realizadas medições de forças nas estroncas em várias regiões e obtidos diagramas menos conservadores do que estes. Em particular, para as argilas vermelhas e variegadas da cidade de São Paulo e para profundidades de vala inferiores a 20m foi obtida a seguinte envoltória de tensões por GUERRA (1982).

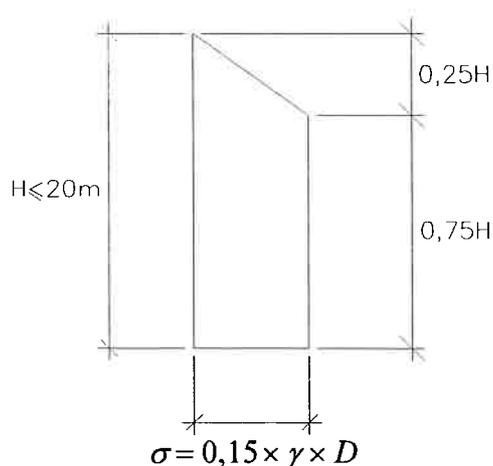


Fig. 21- Envoltória de tensões para argilas vermelhas e variegadas

b - Modelos de Viga Contínua

Assim chamados porque a parede de contenção é representada, estruturalmente, por uma viga contínua sobre apoios indeslocáveis nos níveis de estroncamento; o solo, na região da ficha, é representado por meio de vínculos fictícios (articulações ou engastes).

Menos restritivos que os anteriores, foi formulado em contraposição a estes com sofisticação compatível com o instrumental de cálculo da época. Tendo em vista a elevada rigidez do escoramento em relação a forças normais os apoios da viga contínua são representados como indeslocáveis, o que não é realístico porque antes da instalação dos níveis de escoramento já ocorreram deslocamentos da parede. A consideração ou não destes deslocamentos é o que classifica os modelos em evolutivos e não-evolutivos.

Nos modelos não-evolutivos considera-se cada fase de escavação como executada de uma só vez, isto é, supõe-se que em uma fase qualquer as estroncas já estejam colocadas antes da escavação e que a seguir se escave de uma só vez, instantaneamente, 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. Para exemplificar, suponha-se uma viga submetida a uma carga agindo do seu lado esquerdo e infinitas molas reagindo do seu lado direito, conforme mostra a situação (O) da figura 22 extraída de Maffei(1974).

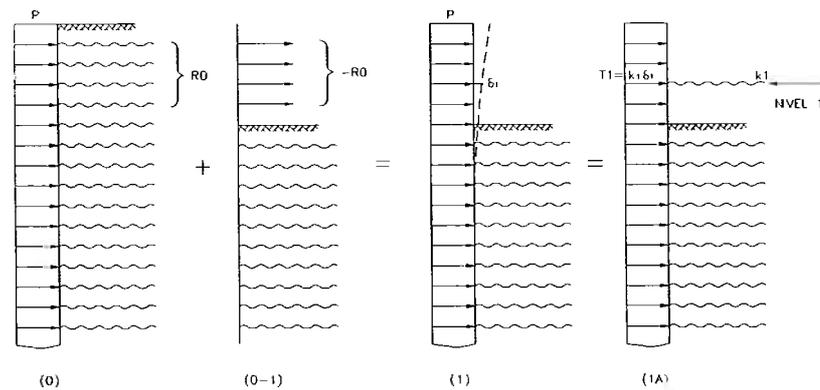


Fig. 22- Esquema para cálculo da fase de escavação para a instalação do 1º nível

A carga foi tomada uniformemente distribuída, mas ela pode ser variável ao longo da viga e em cada fase de escavação, conforme acontece com as tensões laterais exercidas pelo solo, o que não invalida o raciocínio que se vai fazer. Outra simplificação, para fins de explicação, consiste em adotar a reação do solo sobre a parede do lado interno da escavação representada através de barras bi-articuladas. A escavação para instalação da primeira estronca ou tirante pode ser simulada através da retirada das pressões R_0 que agiam sobre a parede antes da escavação, como mostra a situação (0-1) da figura 22. A situação (1) corresponde à fase da escavação para instalação do nível 1 de estroncamento. Colocada a estronca do nível 1 (representada pela mola de coeficiente k_1) a escavação pode ser simulada pela retirada das cargas R_1 , como indica a figura 23, onde R_1 representa as reações das molas sobre a viga na fase 1, antes da remoção (escavação). O estado final da escavação para instalação do 2º nível de estroncas está indicado como (2) na figura 23, destacando-se que para superpor (1) com (1-2) foi necessário introduzir a mola k_1 em (1), o que significa aplicar a reação $k_1 \cdot \delta_1$, como mostra a situação (1A) da figura 22.

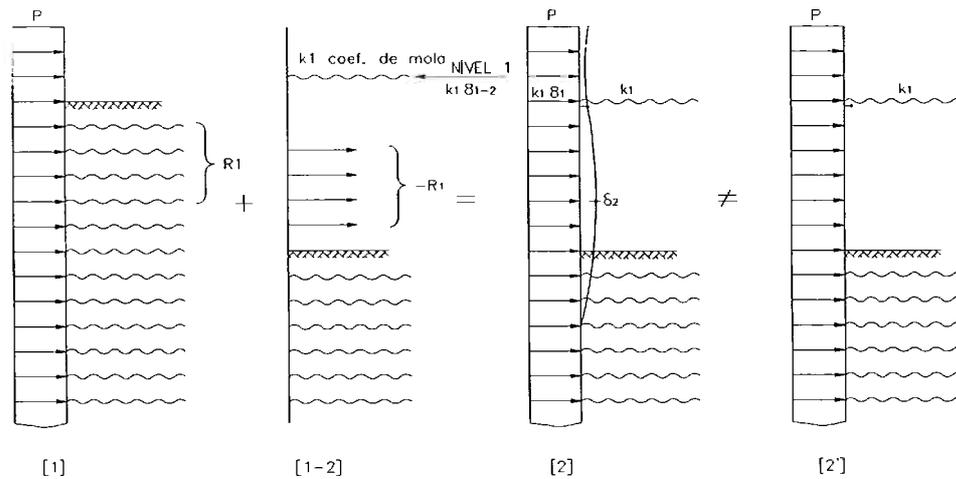


Fig. 23- Esquema para cálculo da fase de escavação para a instalação do 2º nível

O que costumeiramente se faz é calcular a fase de escavação para a instalação do 2º nível com o esquema (2'), como se vê completamente diferente do esquema (2), que é mais realista. A figura 24 mostra o esquema para cálculo da fase de escavação para a instalação do 3º nível, a situação (3) e o esquema usado por métodos de cálculo não-evolutivos, correspondente à situação (3').

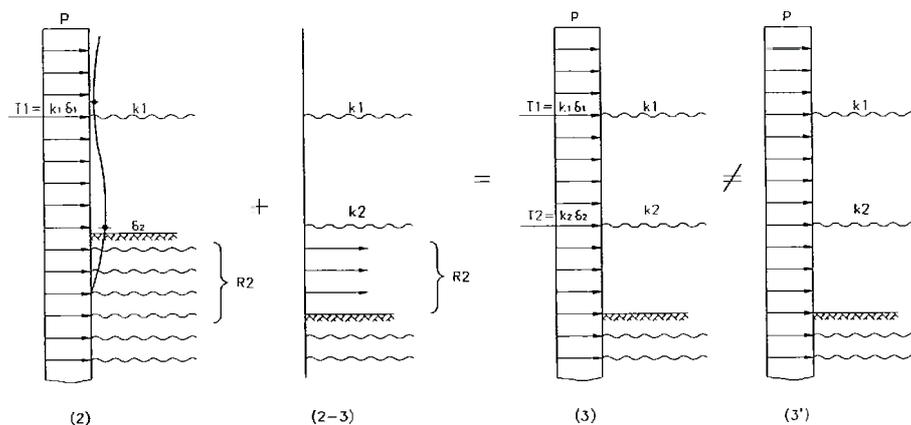


Fig. 24- Esquema para cálculo da fase de escavação para a instalação do 3º nível

Os esquemas de cálculo (2') e (3'), usados no cálculo não-evolutivo, não são representativos da realidade, por não considerarem deformações da parede que já ocorreram. Supõem que as escoras lá estivessem antes de qualquer escavação e que se escavasse instantaneamente.

Considerar as deformações elásticas da estronca ou tirante (molas k_1 , k_2 nas figuras 23 e 24) ou não considerá-las não acarreta diferença muito sensível no cálculo de paredes flexíveis escoradas.

Essas diferenças já se acentuam no caso de paredes flexíveis ancoradas, porque o tirante é muito deformável. No caso de paredes rígidas escoradas a diferença é bastante grande, aumentando ainda mais em paredes rígidas ancoradas.

No entanto, a não consideração do cálculo evolutivo acarreta sempre diferenças sensíveis em relação à realidade, quer em paredes flexíveis, quer em paredes rígidas. A parede flexível é menos sensível a recalques diferenciais que a parede rígida, razão pela qual, neste caso, a consideração do histórico da escavação é menos importante.

A pré-compressão da escora ou protensão do tirante, em geral, não são consideradas no cálculo usual, mas no cálculo evolutivo o são de modo realístico, pois uma das fases de cálculo é aquela da pré-compressão ou da protensão do tirante.

O modelo não-evolutivo não determina os deslocamentos laterais, porque se desprezam as deformações havidas em fases anteriores.

A viga contínua que representa a parede é calculada através das fórmulas de Resistências dos Materiais, com ou sem a formação de rótulas plásticas. Uma vez que os deslocamentos para o interior da vala são inevitáveis, o carregamento imposto do lado externo da vala é o empuxo ativo, o qual, é mobilizado à custa de deslocamentos muito pequenos. O carregamento imposto do lado interno, abaixo da escavação é o empuxo passivo, reduzido por um coeficiente para levar em conta a segurança para limitar os deslocamentos, uma vez que os deslocamentos que correspondem ao estado passivo são, via de regra, muito grandes.

O solo é representado por um apoio indeslocável ao qual corresponde uma reação que deve ser inferior ao empuxo passivo reduzido pelo coeficiente mencionado. Assim, como esta reação não é explicitamente compatibilizada com os deslocamentos do solo, o modelo também não considera a interação solo-estrutura, embora os deslocamentos possam ser suficientes para mobilizar o empuxo ativo, de um lado, e o passivo reduzido de outro.

Os modelos de viga contínua são diferentes quando se trata de parede flexível ou de parede rígida. Como já foi mencionado as paredes de contenção de valas abrangidas neste trabalho são flexíveis, razão pela qual apresenta-se, a seguir, o Modelo de Viga Contínua para Paredes Flexíveis.

Paredes em balanço

Para se obter o equilíbrio de uma parede em balanço é necessário existir uma ficha mínima, determinada pelo comprimento mínimo de embutimento da parede que equilibra o empuxo atuante com segurança adequada.

Para calcular a ficha mínima, utiliza-se o diagrama de tensões apresentado na figura abaixo; no trecho escavado, o diagrama de tensões em toda a altura da parede é o que corresponde ao empuxo ativo e abaixo do fundo da escavação considera-se, além do empuxo ativo, a existência do empuxo passivo. Como se procura determinar a ficha mínima, admite-se que os deslocamentos sejam suficientes para a mobilização dos estados-limite ativo e passivo.

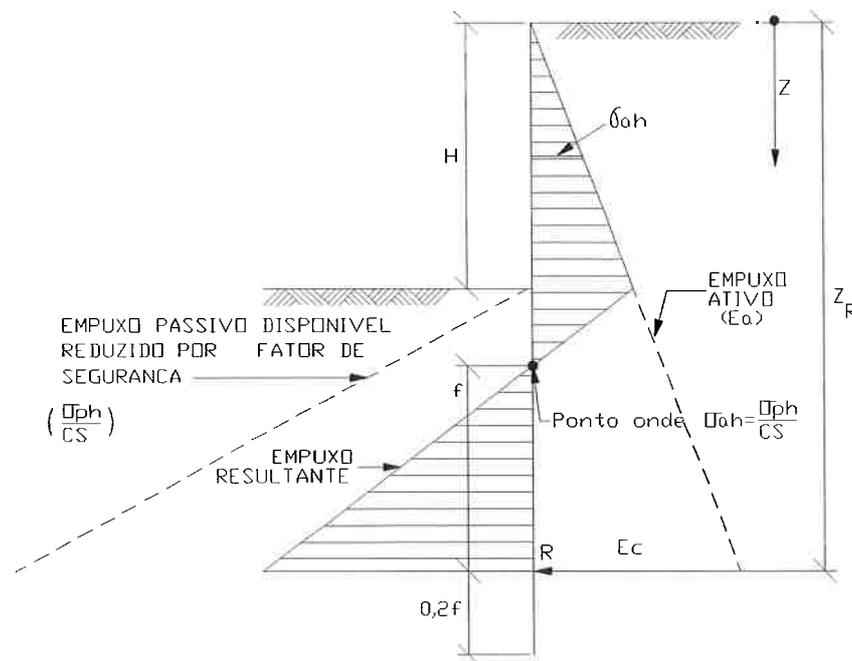


Fig. 25- Método de Blum para paredes em balanço com ficha mínima

Aplica-se o método de Blum que consiste em utilizar as equações de equilíbrio, fazendo-se momento de todas as forças em relação ao ponto R igual a zero e para o equilíbrio das forças horizontais, admite-se a existência de um contra-empuxo E_c que equilibre o sistema.

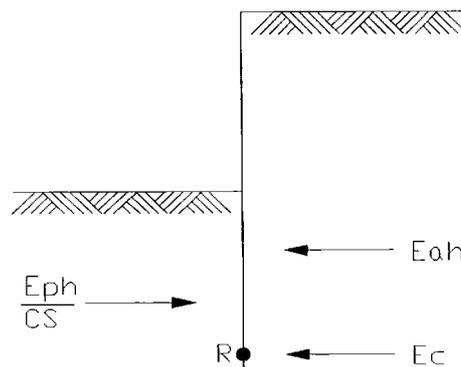


Fig. 26- Contra-empuxo no Método de Blum

Considera-se que o "contra-empuxo" atue no centro de rotação R, não influenciando no equilíbrio dos momentos; para garantir sua existência adota-se um comprimento adicional de ficha igual a $0,2f$ (f é a profundidade do centro de rotação em relação ao ponto em que a tensão ativa e passiva são iguais de um e de outro lado da parede). Este comprimento adicional geralmente é suficiente para garantir a existência de E_c ; em casos extremos deverá ser comprovada a capacidade do maciço em fornecer este valor. Utiliza-se o coeficiente de segurança igual a 1,5 para obras provisórias. Este coeficiente de segurança é aplicado apenas à parcela de empuxo passivo devida à tensão efetiva do solo (calculada com peso específico submerso).

Pode ser necessário utilizar um comprimento de ficha maior que o mínimo, para reduzir os valores dos deslocamentos horizontais.

No caso de ficha maior que a mínima, pode-se utilizar o método simplificado exposto a seguir para determinar o momento fletor de dimensionamento. A partir dos diagramas de empuxo ativo e de passivo disponível, com os mesmos coeficientes de segurança já indicados, determina-se o ponto "A", abaixo da ficha, que corresponde ao valor nulo da força cortante. O método supõe que até o ponto "A" ocorra plastificação.

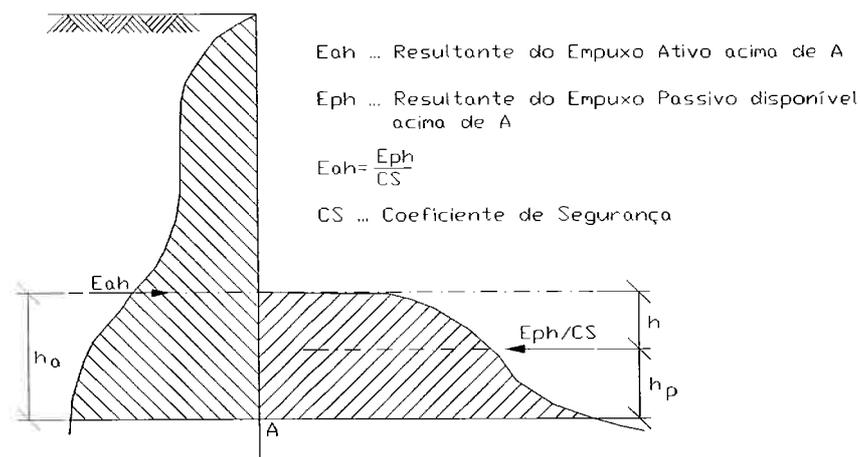


Fig. 27- Método de Blum com ficha maior que a mínima

O momento fletor de dimensionamento é igual ao que se obtém quando a ficha é mínima. Esse método simplificado dá valores próximos daqueles obtidos considerando o solo como meio contínuo ou discretizado por meio de barras, exceto no caso de paredes muito rígidas e solos muito moles ou fofos para balanços acima de 4 metros. Quando também se deseja obter deslocamentos, devem ser aplicados métodos que consideram o solo como meio contínuo ou

discretizado por meio de barras e que levam em conta o histórico da escavação.

Paredes Estroncadas

Em geral, a magnitude dos deslocamentos que geralmente ocorrem nas valas estroncadas são suficientes para a consideração de empuxo ativo. Por outro lado, salvo em casos excepcionais, a distribuição dos deslocamentos pode ser aproximada por translações ou rotações em torno do topo, de modo que haverá redistribuição de tensões por efeito de arqueamento; por isso os métodos de cálculo consideram um diagrama de empuxo ativo equivalente (ou diagrama de empuxo ativo retificado).

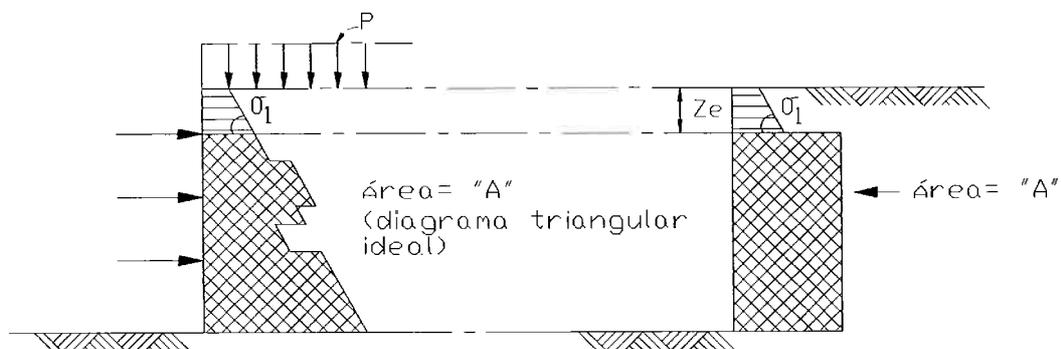


Fig. 28- Diagramas de empuxo ativo e o equivalente retificado para maciço sem trinca de tração

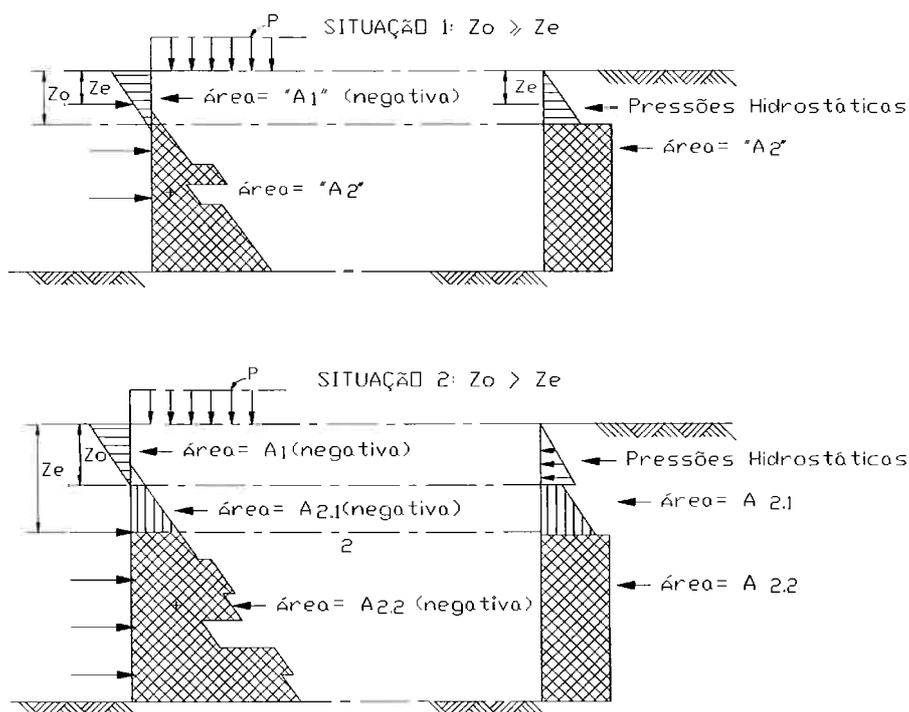


Fig. 29- Diagramas de empuxo ativo e o equivalente retificado para maciço com trinca de tração

Observações:

Em solos coesivos podem haver tensões ativas apenas na parte mais profunda. Ainda que a redistribuição possa ocorrer em toda a altura da parede, é conveniente considerar também que esta se limite à região inferior.

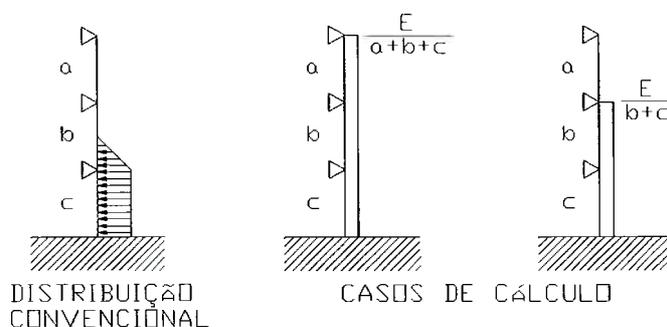


Fig. 30- Representação dos casos de cálculo para solos coesivos que apresentam tensões ativas apenas na parte mais profunda

As tensões devidas à sobrecarga de equipamentos próximos a vala não são redistribuídas; são consideradas como acidentais e superpostas ao diagrama equivalente. Em geral esta sobrecarga é considerada somente na primeira fase de escavação.

Admite-se que atuem pressões hidrostáticas em toda a altura da trinca de tração, de forma acidental, isto é, somente quando seu efeito for desfavorável. A previsão de drenos pode dispensar a consideração das pressões hidrostáticas. Entretanto, se os deslocamentos forem limitados pela instalação de estroncas ou tirantes junto ao topo da parede, antes de qualquer deformação da parede, haverá inibição da abertura de trincas de tração; neste caso também não se consideram as tensões negativas e não se consideram as pressões hidrostáticas, mas devem ser consideradas as tensões correspondentes ao empuxo em repouso atuando até a profundidade z_0 .

A redistribuição do empuxo ativo se dá através de tensões de cisalhamento, de modo que em solos de pequena resistência ao cisalhamento, como argila mole, solos residuais em certas condições, entre outros, o empuxo ativo não deve ser retificado.

Em caso de utilização de estroncas inclinadas, pode não ser possível a redistribuição se o movimento da parede corresponder à rotação em torno da base.

Em terrenos estratificados com grande variação de propriedades entre as camadas, deve ser verificada a distribuição do empuxo tendo em vista as condições específicas de cada caso.

Geralmente, o diagrama correspondente ao empuxo ativo devido ao peso próprio e sobrecargas é retificado. Entretanto, se os carregamentos devidos às sobrecargas corresponderem a mais de 30% do total, estudos especiais deverão ser realizados para definir a distribuição do empuxo.

Deve ser lembrado que a retificação é válida apenas para a parcela do empuxo que corresponde à ação do maciço e sobrecargas; o diagrama de pressões hidrostáticas não deve ser retificado. Entretanto, se o efeito da água não se manifestar diretamente na parede (por exemplo, apenas como subpressão na superfície crítica), o empuxo total correspondente a esta superfície poderá ser retificado.

O diagrama de empuxo devido a carregamentos acidentais deverá ser considerado apenas quando desfavorável.

Paredes com um nível de estroncas

Ficha mínima

A ficha mínima necessária é determinada pelas condições de equilíbrio das forças indicadas na figura:

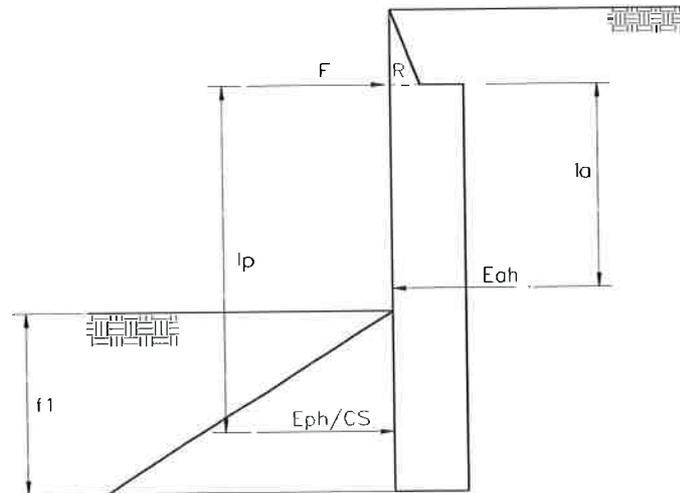


Fig. 31- Diagramas de empuxos para paredes de contenção com um nível de estroncas (ficha mínima F_1)

O diagrama de empuxo ativo deve ser retificado, a não ser nos casos especiais já mencionados. O empuxo passivo deve ser minorado através de um coeficiente de segurança CS igual a 1,5, adotado, via de regra, para obras provisórias.

Em solos coesivos podem ocorrer trincas de tração, exceto se for instalado um nível de estroncas próximo à superfície. Admite-se que atuem pressões hidrostáticas em toda a altura da trinca de tração se o seu efeito for desfavorável. A previsão de drenos pode dispensar a consideração das pressões hidrostáticas.

A ficha mínima F_1 foi determinada retificando-se o empuxo ativo até o final da parede. Quando a ficha é maior que F_1 há uma restrição de deslocamentos na região extrema da parede, e o diagrama de empuxo ativo deve ser retificado apenas até o fundo da escavação, conforme a figura abaixo:

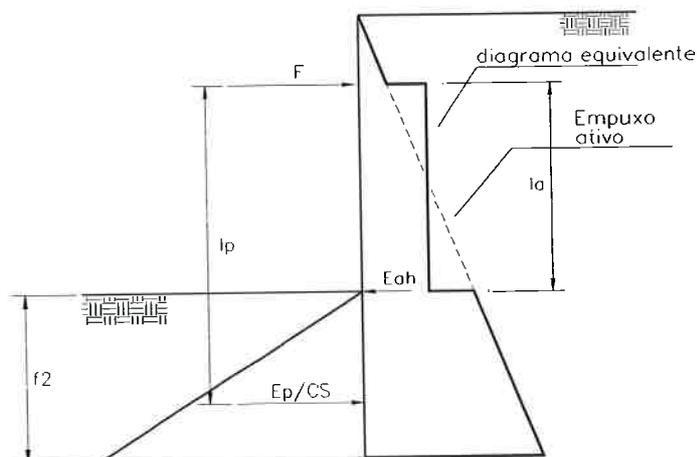


Fig. 32- Diagramas de empuxos para paredes de contenção com um nível de estroncas (ficha mínima F_2)

Aplicando as mesmas condições de equilíbrio, obtém-se F_2 , a força F na estronca e, a partir do esquema da figura, os esforços solicitantes na parede. Nesse caso, os esforços solicitantes na parede são menores, pois é maior a contribuição do maciço abaixo do fundo da escavação.

Para fichas intermediárias $F_1 < F < F_2$ a parede deve ser calculada com ficha mínima F_1 , desprezando-se a diferença $(F - F_1)$.

Observações:

A introdução do coeficiente de segurança no empuxo passivo tem a finalidade de assegurar a estabilidade da parede no caso do empuxo passivo disponível ser inferior ao calculado.

Ficha maior que a mínima

A utilização de ficha maior que a mínima pode ser necessária para reduzir os deslocamentos ou para se alcançar maior capacidade de carga vertical, mas em geral, o caso de ficha maior que a mínima corresponde a segunda fase de escavação em paredes multi-escoradas. Em se tratando de fase provisória de escavação o coeficiente de segurança aplicado ao empuxo passivo pode ser reduzido, desde que o acréscimo da sollicitação na parede, obtido através de métodos evolutivos, seja aceitável.

O método tradicional, conhecido como "fixed-end method" que corresponde a considerar o ponto de inflexão a uma certa distância do fundo da vala, preconizado por Terzaghi, somente pode ser utilizado no caso de paredes muito flexíveis.

Paredes com vários níveis de estroncas

Em se tratando de vários níveis de estroncas, a viga que representa a parede é uma viga contínua, diferente da viga que representa a parede no caso de balanço e de um nível de estroncas, por ser hiperestática neste caso e isostática (ou simples) naquele. No Modelo da Viga Contínua para paredes flexíveis, a parede é representada por uma viga contínua com apoios indeslocáveis no nível das estroncas e articulações ou engastes na região da ficha, representando o solo. O carregamento é representado pelo diagrama de empuxo ativo retificado (a menos da 1ª fase de escavação).

Na primeira fase de escavação, quando a parede está em balanço, o diagrama de empuxo ativo não deve ser retificado e o momento fletor de dimensionamento deve ser obtido pelo método simplificado, exposto anteriormente, para paredes em balanço com ficha maior que a mínima.

Na segunda fase de escavação, ou seja, com um nível de estroncas instalado, pode-se ter três situações distintas:

1. $F_1 < F < F_2$ (*)

2. $F_2 < F < 2F_2$

3. $2F_2 < F$

Na primeira situação, a parede é calculada como se tivesse ficha mínima F_1 , desprezando-se a diferença $(F-F_1)$.

Na segunda situação, a parede é calculada como se tivesse ficha mínima F_2 , desprezando-se a diferença $(F-F_2)$.

Na terceira situação, aplica-se o disposto para as fases intermediárias de escavação, apresentada a seguir.

(*) F_1 e F_2 já definidos anteriormente.

Nas fases intermediárias de escavação, considera-se a viga contínua engastada a uma profundidade H_i . O carregamento é o empuxo ativo retificado até o fundo da escavação.

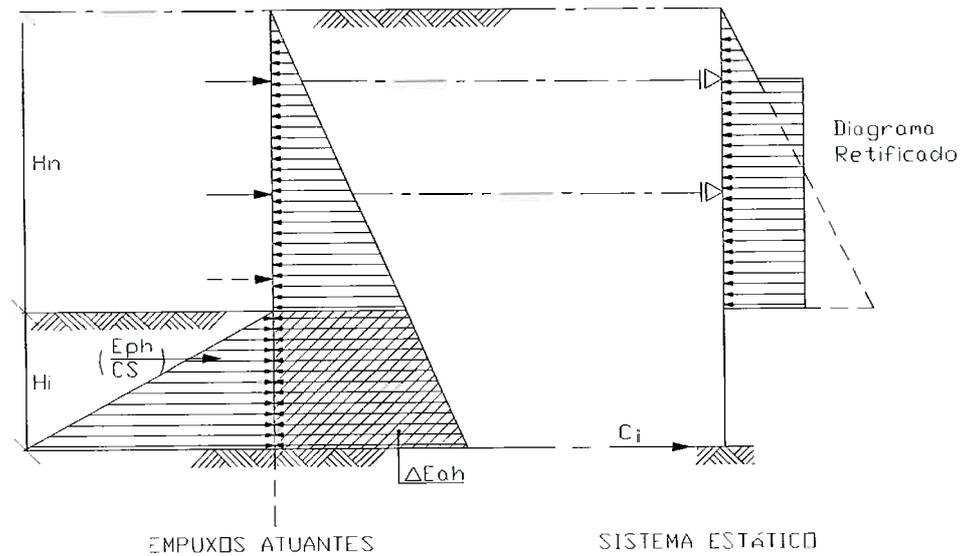


Fig. 33- Diagramas de empuxo para paredes de contenção com mais de um nível de estronca, em escavações intermediárias

A altura " H_i " é determinada com a condição de que a reação de apoio C_i somada ao valor ΔE_{ah} seja igual ao empuxo passivo disponível E_{ph} minorado pelo coeficiente CS aplicado às tensões efetivas; embora o coeficiente de segurança não seja necessário para garantir o equilíbrio, pois sempre haverá comprimento de ficha suficiente, a superavaliação no valor do empuxo passivo resultará em redução da segurança da estrutura, a qual poderá ser aceita em se tratando de estrutura provisória, desde que os esforços sejam calculados através de métodos evolutivos, que permitem avaliar de maneira mais representativa a segurança da estrutura.

Observações:

- O método proposto considera que abaixo do fundo da escavação, para fins de cálculo de forças cortantes e momentos fletores, a flexibilidade da parede seja suficiente para mobilizar parte do empuxo passivo de modo a compensar a parcela de empuxo ativo ΔE_{ah} . No caso de paredes rígidas não é considerada esta compensação.
- Considerando que o engastamento da parede no solo é apenas uma hipótese simplificadora de cálculo, o momento de engastamento não deve ser considerado para dimensionamento, devendo o momento positivo no último vão sofrer acréscimo de 25%.
- O sistema estático proposto para as fases intermediárias, é valido se a ficha da parede for razoavelmente maior que a mínima para a fase, ou seja, é necessário que abaixo do ponto teórico de engastamento exista um comprimento de ficha (em geral, pelo menos da ordem de grandeza da altura H_i) que garanta a validade da simulação de engastamento. Nos casos usuais, a ficha da parede nas fases intermediárias de escavação, apresenta comprimentos superiores a este mínimo necessário. Se por qualquer razão a ficha for insuficiente, deve-se adotar o procedimento da fase final de escavação ou aumentar a profundidade da ficha.

Na fase final da escavação, considera-se o esquema da figura abaixo, onde a parede é representada por uma viga contínua, com apoios indeslocáveis na

região da ficha. O comprimento de ficha necessário para equilibrar o sistema é determinado por tentativas.

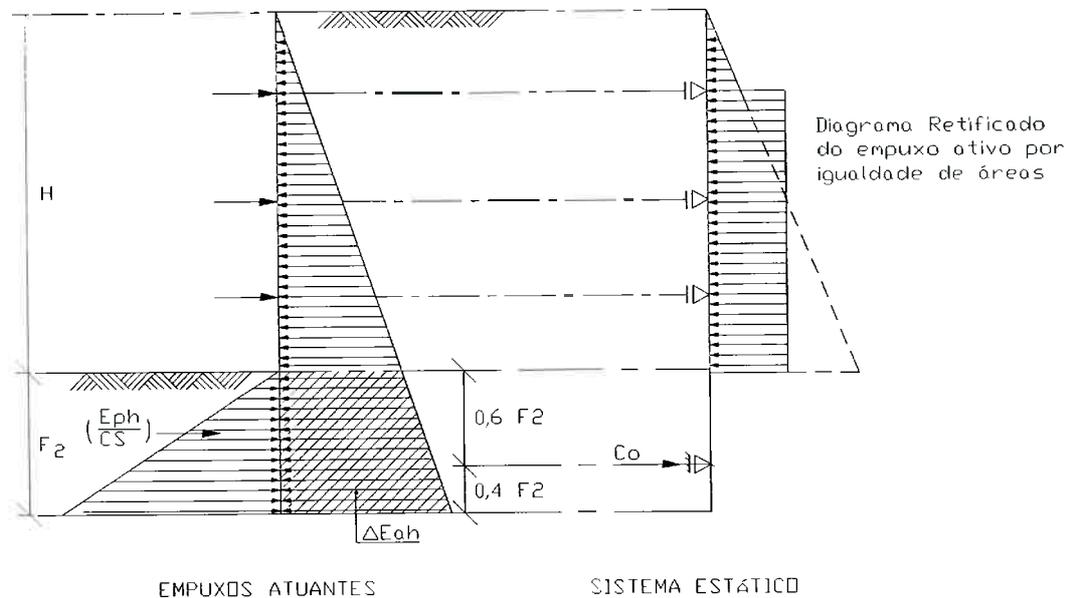


Fig. 34- Fase final de escavação para parede de contenção flexível com vários níveis de estroncas

O empuxo ativo acima da escavação pode ser retificado ou não, como já foi discutido anteriormente.

Quando se respeita a condição $C_0 = \frac{E_{ph}}{CS} - \Delta E_{ah}$, restringe-se os deslocamentos da parede na região da ficha.

Para menores valores de comprimentos de ficha aumentam-se os deslocamentos da parede na região da ficha, provocando-se o arqueamento do solo que é representado pela retificação do diagrama de empuxo ativo até a extremidade da parede, conforme indicado na figura abaixo. Pode-se, desta forma, determinar a ficha mínima ("F₁").

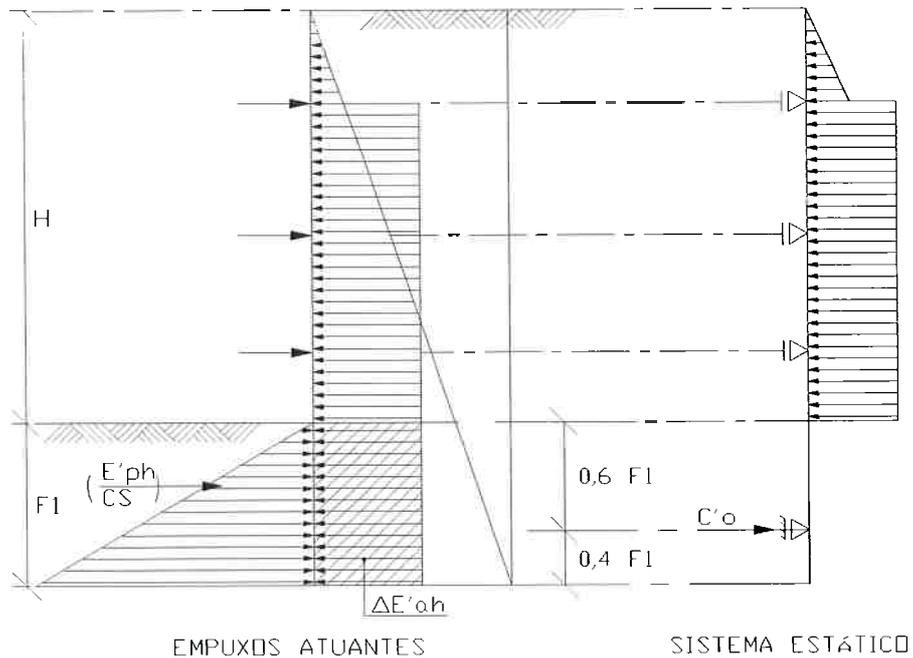


Fig. 35- Fase final de escavação para parede de contenção flexível com vários níveis de estroncas, para a determinação da ficha F_1

A ficha mínima (" F_1 ") é determinada por tentativas, da mesma forma que a ficha F_2 , só que considerando o empuxo ativo ($\Delta E'_{ah}$) retificado abaixo do fundo da escavação.

Deve-se estabelecer a condição: $C_0 = \frac{E'_{ph}}{CS} - \Delta E'_{ah}$, com o mesmo coeficiente de segurança (CS) igual a 1,5, por tratar-se de obra provisória e também aplicado apenas às tensões efetivas.

Quando se utiliza a ficha mínima " F_1 " está se considerando uma redistribuição dos empuxos para as estroncas superiores, devido à maior deformabilidade do solo na região da ficha.

Maior redução de ficha poderá ser obtida em paredes escoradas por pelo menos dois níveis de estroncas, considerando a deformabilidade do solo na região da ficha.

Observações:

Para as forças cortantes e as reações nos níveis de estroncamento, deve-se, ainda, considerar alguns ajustes devidos a diferença entre a distribuição real de empuxos e a idealizada quando se considera a retificação. Tais ajustes são válidos apenas para a fase final de escavação.

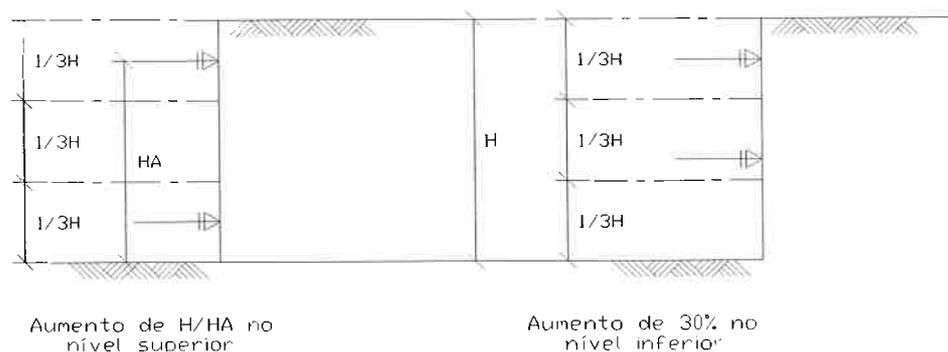


Fig. 36- Adaptações para avaliação das forças cortantes e reação nas estroncas para paredes com dois níveis de estroncas

Se o nível inferior do estroncamento estiver situado no terço inferior da altura de escavação, as forças cortantes e a reação no nível superior do estroncamento devem ser aumentadas na proporção de H/H_A .

Se o nível inferior do estroncamento estiver situado no terço central da escavação, as forças cortantes e a reação, nesse nível, devem ser aumentadas em 30%.

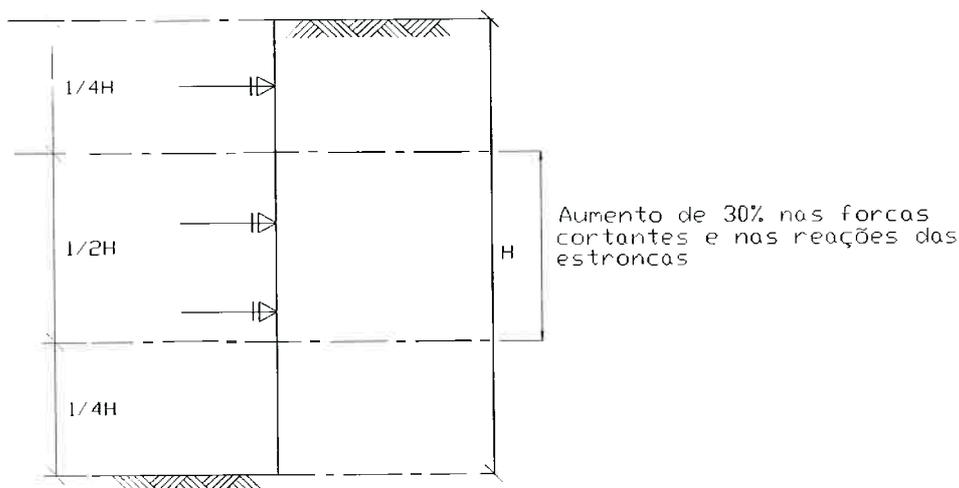


Fig. 37- Adaptações para avaliação das forças cortantes e reação nas estroncas para paredes com três ou mais níveis de estroncas

Nestes casos, as forças cortantes e as reações nos níveis de estroncamento, situados no trecho central (entre $0,25H$ a $0,75H$), devem ser aumentadas em 30%.

c - Modelos que representam o solo por meio de barras

Embora as paredes ainda sejam representadas por vigas de largura unitária, estes modelos diferem dos anteriores porque o solo, na região da ficha, não é mais representado por uma reação determinada sem a explícita compatibilização de deslocamentos; pelo contrário, a rigidez do solo é representada por barras com a intenção de compatibilizá-los.

Embora o solo seja melhor representado, os modelos podem ser evolutivos ou não-evolutivos, conforme considerem ou não os deslocamentos ocorridos nas fases anteriores. Portanto, deslocamentos horizontais da parede somente

podem ser determinados através de modelos evolutivos, exceção feita ao caso de paredes isostáticas, em balanço ou com um nível de estroncas.

Nestes modelos, as barras que representam o solo são obrigatoriamente utilizadas no lado interno, para representar a reação passiva do terreno e facultativamente no lado externo, uma vez que pequenos deslocamentos são suficientes para a mobilização do empuxo ativo. Assim, somente nas paredes rígidas, o que não é o caso, utilizam-se barras no lado externo da vala. Em paredes flexíveis adota-se o empuxo ativo aplicado no lado externo.

Em princípio a representação da rigidez do solo através de barras apresenta eficácia apenas no caso de serem utilizados modelos evolutivos, uma vez que a não consideração dos deslocamentos ocorridos em fases anteriores compromete a maior representatividade que se quer obter através das barras, pois os deslocamentos desprezados tornam irrealística a compatibilização dos deslocamentos. Assim, considera-se que os modelos devam ser evolutivos.

A reologia das barras que representam o solo deve considerar não somente a rigidez do solo, mas também o limite da força nela aplicada imposto pela disponibilidade de empuxo passivo. Assim, as barras podem ser representadas de várias maneiras, entre as quais destacam-se as ilustradas abaixo.

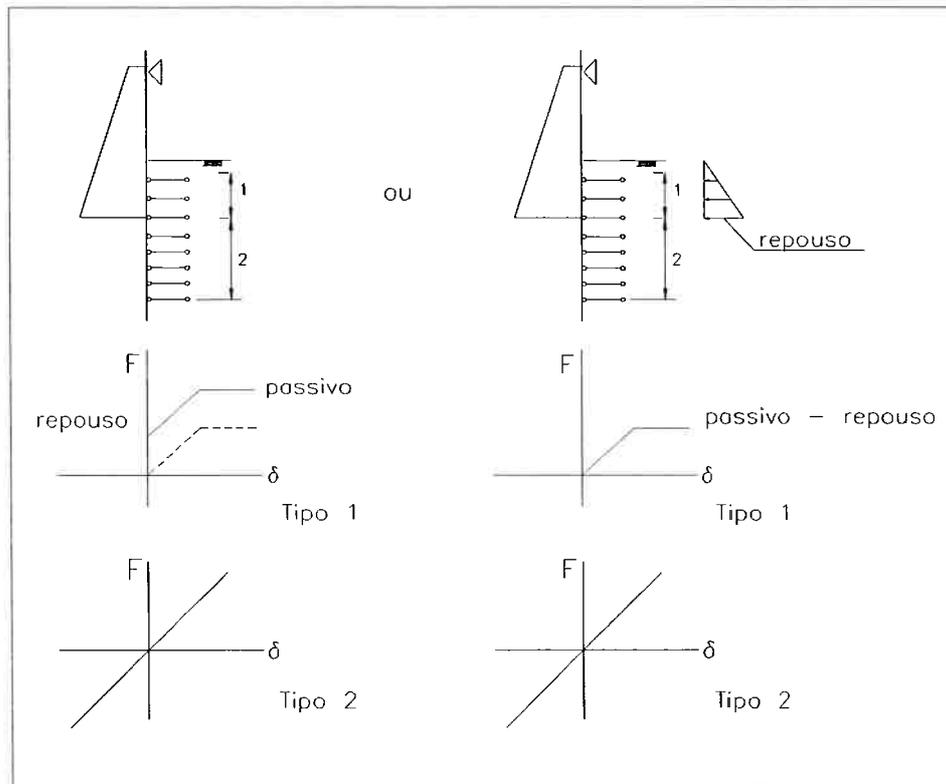


Fig. 38- Modelo reológico utilizado para cálculo com barras representando a reação do maciço.

A partir do ponto de deslocamento nulo não há necessidade de aplicar carregamento, sendo suficiente considerar barras de maior rigidez.

Adotando empuxo ativo, retificado ou não, atuando no lado externo da parede, pode ser adotado o seguinte modelo que considera a aplicação do empuxo, de forma evolutiva, representando com as barras apenas as reações do maciço abaixo do fundo da escavação.

Assim, para se obter os esforços e os deslocamentos em uma fase "i" aplica-se a diferença entre o empuxo ativo retificado nesta fase e aquele da fase anterior "i-1".

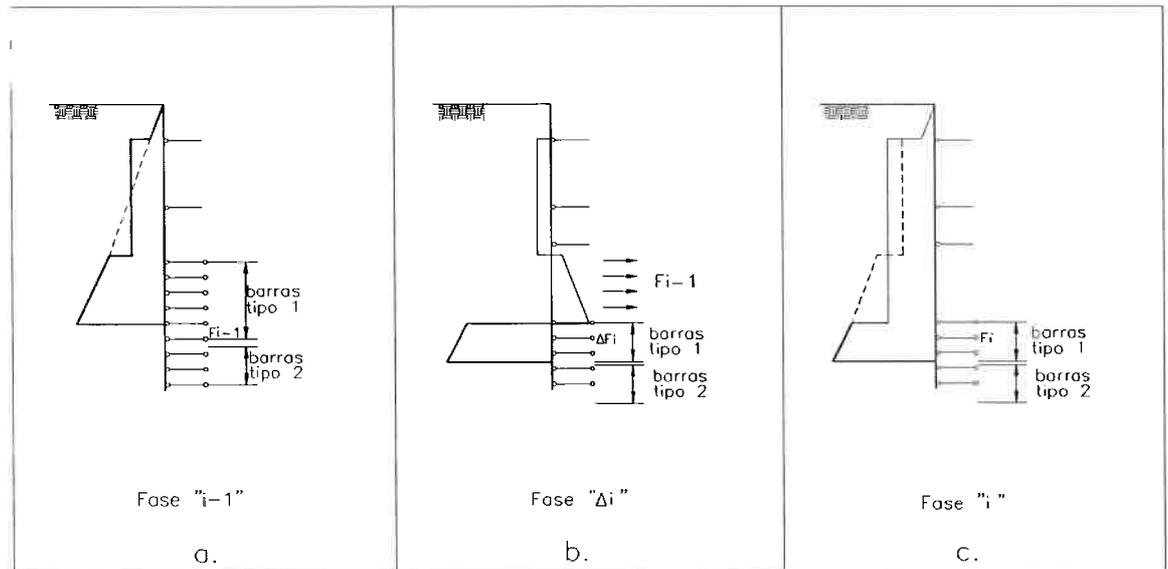


Fig. 39- Modelo de barra evolutivo considerando a retificação do empuxo ativo.

Como não é válido superpor duas estruturas diferentes (a e b da figura 39), os esforços e deslocamentos obtidos na fase “i-1” devem ser somados àqueles obtidos na fase “ Δi ” para obter os da fase “i”. É importante considerar, na fase Δi as solicitações que já estejam acumuladas das barras tipo 1 e tipo 2.

Os esforços na fase “i” também podem ser calculados diretamente, aplicando-se o esquema estrutural e o carregamento finais (Figura 39-c), desde que se aplique nos níveis das estroncas os deslocamentos ocorridos antes da instalação de cada uma. Naturalmente, por haver plastificação das barras tipo 1, quanto menores forem os estágios de escavação, melhores serão os resultados.

d - Modelos que representam o solo por meio contínuo

Neste tipo de modelo são empregados métodos numéricos para a sua resolução. O solo é representado como meio contínuo, cujo comportamento é determinado por uma reologia adequada (elástica-linear, elástica não-linear, ou elasto-plástica, entre outras). Existem várias formulações para a solução numérica do problema, baseadas principalmente no Método dos Elementos Finitos e no Método das Diferenças Finitas. Em geral, existem incorporados a estes modelos, elementos estruturais capazes de simular adequadamente o comportamento das paredes, estroncas, tirantes, etc.

Apesar de ser este modelo o que tem o maior potencial para representar a interação solo-estrutura e a evolução da escavação, não faz parte da rotina habitual de cálculo principalmente porque sendo significativas as zonas de plastificação não é válida a superposição, o que implica na consideração de numerosas fases de escavação, inviabilizando a aplicação rotineira.

3.2. 3. Análise dos modelos de cálculo. Escolha do modelo.

Como se observa, a classificação dos modelos considerou de forma crescente o refinamento e a representação das ações e da estrutura.

Os modelos empíricos são os mais simples, do ponto de vista do cálculo. Entretanto, não permitem generalizações, uma vez que é pouco representativo. São úteis quando o tipo de solo e as condições geométricas existentes são semelhantes àquelas que lhe deram origem.

As limitações do modelo da Envoltória Aparente, apresentadas a seguir, constam da Norma Técnica - "Cálculo das Obras Executadas em Trincheira" - Companhia do Metropolitano de São Paulo , 1995.

". Limitações

O método empírico, como também o método da viga contínua, somente deve ser utilizado quando se deseja verificar a estabilidade da parede, não interessando avaliar os deslocamentos. As condições de aplicação são as seguintes:

- O terreno deve ser homogêneo e o nível de água deve estar abaixo do fundo da escavação;
- O sistema de contenção deve ser flexível, não devendo ser aplicado a sistemas constituídos de paredes-diafragma ou de estacas metálicas, cuja rigidez relativa $R_r = \frac{E_p I_p}{kL^4}$ (*), seja maior do que 50×10^{-4} ;
- As superfícies do terreno laterais à vala devem ser planas, horizontais e as paredes de contenção verticais;

(*) $E_p I_p$ é o produto de rigidez da parede, por unidade de comprimento da vala; k é o coeficiente de reação do maciço; L é o vão médio entre estronças.

- Os vãos, na vertical, entre as estroncas não devem ser muito diferentes. Entre dois vãos contíguos, a diferença não deve exceder 30% do maior vão;
- A altura da escavação não deve ultrapassar 20m, pois os diagramas apresentados foram obtidos a partir de valas instrumentadas até esta profundidade;
- Durante as fases de escavação não devem ser permitidas bermas que reduzam a disponibilidade de empuxo passivo;
- Durante as fases de reaterro, a distância entre a superfície reaterrada da câmara de trabalho e a estronca superior mais próxima a ser retirada não deve ser maior que 2m. Em caso de não haver câmara de trabalho, a distância entre a estrutura (apoio fixo) e a estronca superior mais próxima a ser retirada não deve ser maior que 3m;
- Quando não for necessário considerar a ficha para a estabilidade do fundo da vala."

Portanto, se o objetivo é realizar ábacos fazendo variar a geometria e os tipos de solo, tais modelos não podem ser aplicados.

Os modelos de viga contínua, embora não levem em conta de forma explícita a interação solo-estrutura e sejam não-evolutivos, têm sido muito utilizados quando se deseja apenas dimensionar os elementos de contenção. Somente modelos evolutivos e que considerem a interação solo-estrutura podem fornecer os deslocamentos.

O fato do carregamento não ser obtido através da interação solo-estrutura não tem, na prática, importância no dimensionamento dos elementos de contenção porque na região que determina os esforços solicitantes os deslocamentos são suficientes para mobilizar o empuxo ativo e a parcela do empuxo passivo reduzida pelo coeficiente de segurança.

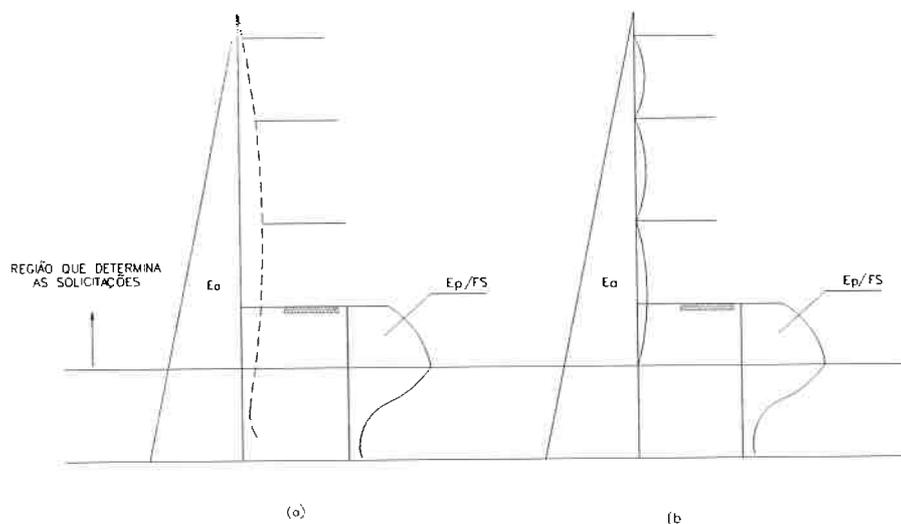


Fig. 40- Esquema elucidativo da diferença entre cálculo evolutivo e não-evolutivo

Na própria figura 40-a, observa-se que no nível das estacas ocorreram deslocamentos significativos antes de suas instalações. Como o método da viga contínua não considera estes deslocamentos (fig.40-b, modelo não-evolutivo) são diferentes as solicitações; a diferença se deve aos

deslocamentos que se deveriam impor na viga contínua. Sabe-se que as solicitações devidas a deslocamentos impostos são fortemente influenciadas pela rigidez da viga. Portanto, com o mesmo carregamento realístico as solicitações serão tanto mais realísticas quanto mais flexível for a parede.

No caso de balanços ou de um nível de estroncas com ficha mínima, as solicitações dependem apenas das equações de equilíbrio, tornando indiferente o fato do modelo ser ou não-evolutivo.

Do mesmo modo que os modelos de viga contínua apareceram como uma evolução, após o desenvolvimento dos métodos de cálculo (Cross, Equação dos Três Momentos, etc.), os modelos nos quais o solo é representado por meio de barras apareceram como evolução a partir do aparecimento dos programas que permitiram a resolução de pórticos (STRESS, STRUDL).

Entretanto, a força nas barras não pode ser ilimitada, uma vez que estas, representando o solo, não podem fornecer à parede ações ou reações além daquelas fornecidas pelos empuxos ativo e passivo. Assim, somente são utilizadas barras com comportamento elástico-linear, embora haja quem varie a rigidez das barras para simular a não-linearidade física do maciço.

É interessante observar que estes modelos só podem representar de modo adequado as solicitações e deslocamentos se forem aplicados de forma evolutiva, exceção feita aos casos dos balanços e da parede com um único nível de escoramento, para os quais a determinação das solicitações depende

apenas das equações de equilíbrio. Isto porque ao considerar a interação solo-estrutura através das barras, as solicitações irão depender da sua rigidez e também dos deslocamentos já ocorridos.

Portanto, a utilização adequada do solo representado por meio de barras somente é possível através da aplicação de modelo evolutivo.

Os modelos que representam o solo através de meio contínuo, embora sejam os menos restritivos quanto às hipóteses simplificadoras, não são ainda de aplicação rotineira, porque em se tratando de regiões significativas de plastificação (de um lado, empuxo ativo, de outro, empuxo passivo), não é válida a hipótese da superposição, o que impede considerar em uma só fase a escavação entre dois níveis de estroncamento. Assim, a simulação da escavação em pequenas alturas torna inviável a aplicação rotineira, com exceção da obtenção de solicitações no caso de paredes isostáticas, nas quais apenas as equações de equilíbrio, envolvendo os empuxos ativo e passivo que serão representados de forma realística porque existem deslocamentos para tanto.

Resumindo:

- Os modelos empíricos não são aplicáveis para a formulação de ábacos.
- Os modelos de viga contínua têm sido tradicionalmente aplicáveis, não fornecem deslocamentos e não são evolutivos; quanto mais flexíveis as

paredes, menores as diferenças nas solicitações obtidas com modelos evolutivos e não-evolutivos.

- Os modelos que representam o solo através de barras fornecem deslocamentos; sua aplicação envolve a necessidade de considerar modelo evolutivo.
- Os modelos de meio contínuo não são adequados para aplicação rotineira.

Descartados estão portanto, modelos empíricos e de meio contínuo.

Tendo em vista o exposto acima, foi escolhido o modelo de viga contínua, porque nas valas de interesse não há necessidade de serem conhecidos os deslocamentos das paredes, os quais, aliás, são pequenos. Em paredes muito flexíveis, como é o caso, os modelos não-evolutivos e os evolutivos geram solicitações de valores próximos.

Portanto, entre os modelos com solo representado através de barras e o de viga contínua, escolhe-se o de maior simplicidade, mesmo porque, para efeito de cálculo em estado-limite último, o importante é a obtenção de diagramas de esforços solicitantes que equilibrem o carregamento utilizando os coeficientes de segurança normatizados. É correto afirmar que o dimensionamento obtido com a utilização do modelo de Viga Contínua não é diferente daquele que se obteria utilizando o modelo evolutivo representando o solo através de barras.

3.3. CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES

No cálculo das solicitações de paredes com um nível e dois níveis de estroncamento, a rigor, deveria ser considerada uma primeira fase de escavação, quando a parede está em balanço e para o segundo caso, uma fase intermediária com um nível de estroncas já instalado. No entanto, será apresentado detalhadamente neste item, apenas o cálculo das solicitações para a fase final de escavação, que se apresenta como a mais desfavorável para a determinação das solicitações. Como o objetivo do trabalho é o dimensionamento, não interessa o histórico das solicitações, mas apenas a solicitação crítica.

3.3. 1. PAREDES COM UM NÍVEL DE ESTRONCAS

A ficha mínima necessária é determinada pelas condições de equilíbrio das forças indicadas na figura:

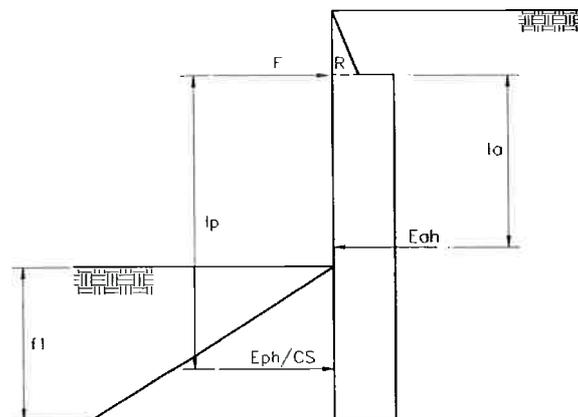


Fig. 41- Esquema estrutural para escoramento em um nível de estroncas (ficha mínima F_1)

Na figura, o momento de todas as forças atuantes é nulo em relação ao centro de rotação R:

$$l_p \times \frac{E_{ph}}{CS} = l_a \times E_{ah} \quad \text{e, portanto, } E_{ph} = \frac{l_a}{l_p} \times E_{ah} \times CS$$

Determina-se, então, o valor da ficha mínima F_1 e a força na estronca, equilibrando-se as componentes horizontais das forças:

$$F = E_{ah} - \frac{l_a}{l_p} \times E_{ah}$$

A ficha mínima F_1 foi determinada retificando-se o empuxo ativo até o final da parede. Quando a ficha é maior que F_1 há uma restrição de deslocamentos na região extrema da parede, e o diagrama de empuxo ativo deve ser retificado apenas até o fundo da escavação, conforme a figura abaixo:

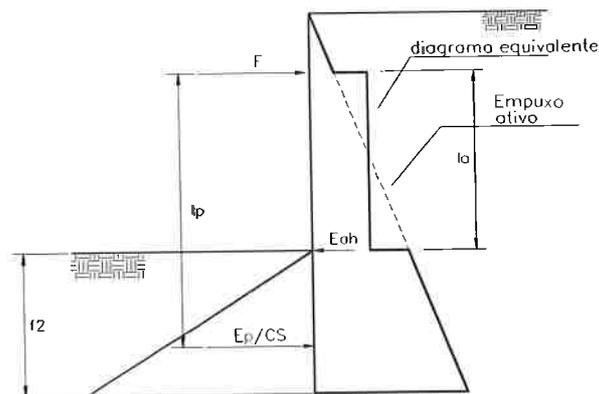


Fig. 42- Esquema estrutural para escoramento em um nível de estroncas (ficha mínima F_2)

Aplicando as mesmas condições de equilíbrio, obtém-se F_2 , a força F na estronca e, a partir do esquema da figura, os esforços solicitantes na parede. Nesse caso, os esforços solicitantes na parede são menores, pois é maior a contribuição do maciço abaixo do fundo da escavação.

3.3. 2. Paredes com vários níveis de estroncas

Na primeira fase de escavação, a parede está em balanço e deve ser utilizado o método simplificado, já exposto anteriormente, para paredes em balanço, com ficha maior que a mínima.

Na segunda fase de escavação, ou seja, com um nível de estroncas instalado pode-se ter três situações distintas:

- 1) $F_1 < F < F_2$ → a parede é calculada para ficha mínima F_1
- 2) $F_2 < F < 2F_2$ → a parede é calculada para ficha mínima F_2
- 3) $2F_2 < F$ → a parede é calculada como fase intermediária

Nas fases intermediárias de escavação, considera-se a viga contínua, engastada a uma profundidade H_j . O carregamento é o empuxo ativo retificado até o fundo da escavação.

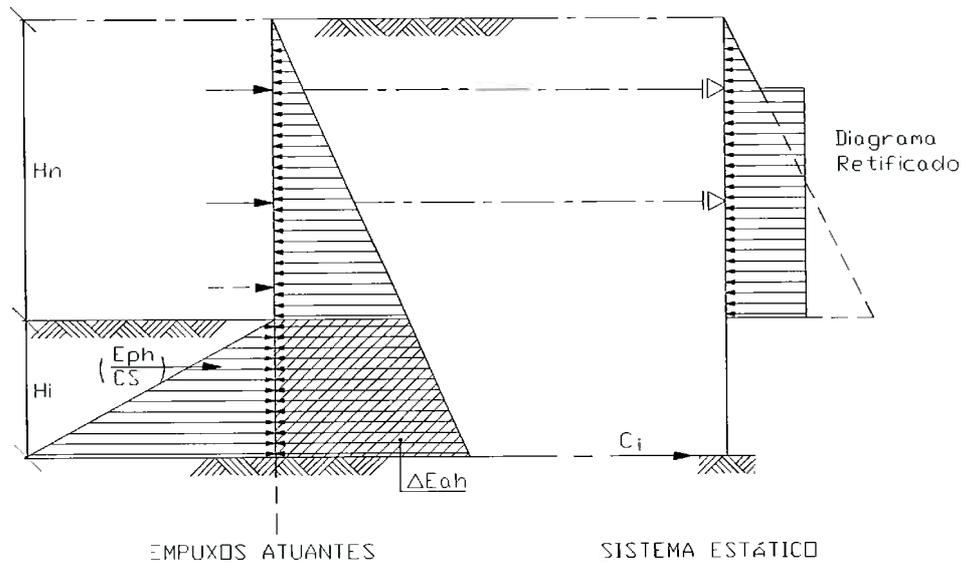


Fig. 43- Esquema estrutural para as fases intermediárias de escavação

Na fase final da escavação, considera-se o esquema da figura abaixo, onde a parede é representada por uma viga contínua, com apoios indeslocáveis na região da ficha. O comprimento de ficha necessário para equilibrar o sistema é determinado por tentativas.

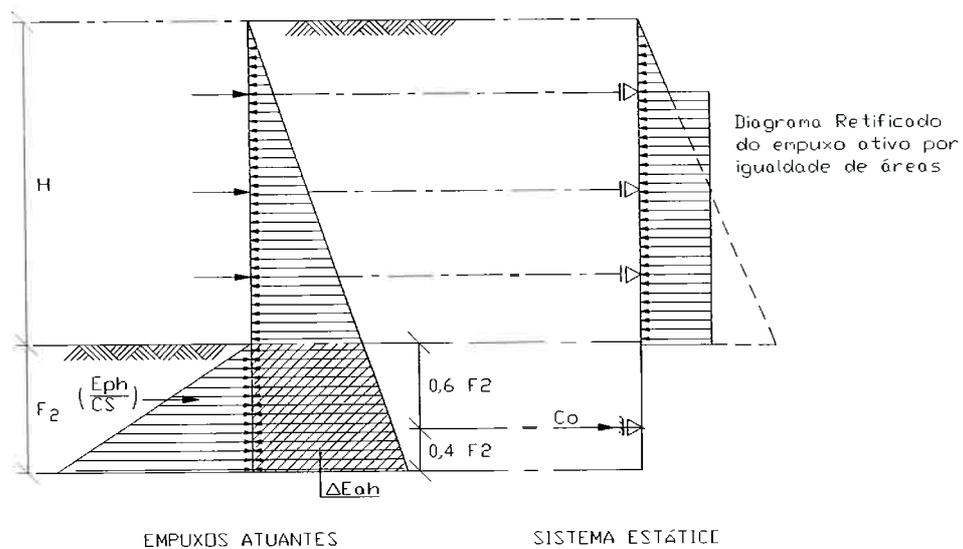


Fig. 44- Esquema estrutural para escoramento com vários níveis de estroncas para fase final de escavação

Adota-se um comprimento de ficha e calcula-se o valor da reação "C₀" da viga contínua, indicado no sistema estático da figura, através de qualquer método de resolução de viga contínua.

O empuxo ativo acima da escavação pode ser retificado ou não, como já foi discutido anteriormente.

Compara-se o valor de C₀ com o valor do empuxo passivo (E_{ph}) dividido pelo coeficiente de segurança^(*) (CS), (adotado igual a 1,5 para obras provisórias) menos a parcela de empuxo ativo não retificado abaixo do fundo da escavação (ΔE_{ah}).

Deve-se estabelecer a condição:

$$C_0 = \frac{E_{ph}}{CS} - \Delta E_{ah}$$

Para menores valores de comprimentos de ficha aumentam-se os deslocamentos da parede na região da ficha, provocando-se o arqueamento do solo que é representado pela retificação do diagrama de empuxo ativo até a extremidade da parede; pode-se, desta forma determinar a ficha mínima ("F₁").

Numa etapa posterior à determinação das solicitações e definição do sistema de contenção deverá se proceder as seguintes verificações complementares:

^(*)aplicado apenas às tensões efetivas

- Estabilidade geral
- Estabilidade de fundo
- Ruptura hidráulica
- Deslocamentos

Para estas verificações, se necessárias, aplicam-se os métodos e os coeficientes de segurança da bibliografia especializada.

3.4. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DO SISTEMA DE CONTENÇÃO

O sistema de contenção está sempre submetido a pelo menos dois esforços solicitantes: momentos fletores e forças cortantes. Geralmente, não se considera o esforço normal, quando este é devido exclusivamente ao peso próprio do elemento.

3.4. 1. Estacas

A estaca deve ser dimensionada a partir dos esforços obtidos através do cálculo estático. Devem ser adotados os valores mais desfavoráveis dos momentos fletores e das forças cortantes considerando todas as fases de escavação.

Se necessário o diagrama de momentos fletores obtido do cálculo estático poderá ser modificado redistribuindo-se os momentos de acordo com o cálculo em regime elasto-plástico, desde que não se formem rótulas plásticas em serviço.

Não há limitação por instabilidade na flexão (mesa comprida) em virtude da restrição do solo e dos pranchões.

Não se reduzem forças cortantes, nem reações nas estroncas, por efeito de arqueamento. Deverão ser analisadas, também, todas as combinações possíveis de simultaneidade de ações.

A estaca deve ser dimensionada segundo as prescrições e recomendações apresentadas na norma vigente (NBR-8800), considerando a redução no coeficiente de majoração das ações pelo fato da obra ser provisória ^(*).

Como uma ruptura necessariamente envolve grande número de elementos e como o cálculo de empuxo ativo supõe grande extensão de vala, utilizam-se tensões médias de escoamento, ao invés de tensões mínimas, o que corresponderia a aumentar a tensão nominal de escoamento em cerca de 8%.

3.4. 2. Longarinas

As longarinas são projetadas com a função de transmitir as reações horizontais das estacas para as estroncas; portanto, as solicitações irão depender da posição relativa entre estacas e estroncas. Em alguns casos é necessária a remoção de estroncas para a instalação dos tubos. Assim, as solicitações nas longarinas somente poderão ser determinadas a partir da definição do arranjo do sistema de escoramento incluindo a definição da continuidade das peças que constituem a longarina, tendo em vista os comprimentos limitados dos perfis.

As longarinas são constituídas de peças de 6m de comprimento, de preferência independentes entre si; se necessário, poderão ser ligadas através de conexões, desde que sejam simples e adequadas do ponto de vista construtivo e estático.

^(*) coeficiente $\gamma_F=1,30$ ao invés de $\gamma_F=1,40$

Em função do arranjo das estacas, das estroncas e das peças que constituem a longarina e das suas conexões, a longarina é calculada como uma viga apoiada nas estroncas e submetida às cargas concentradas que correspondem às reações das estacas. Face à possibilidade de variação do arranjo previsto na obra, deve-se realizar os cálculos considerando as posições relativas entre estacas e estroncas que levem às solicitações mais desfavoráveis. O arranjo previsto no cálculo deve estar definido nos desenhos, inclusive no que refere à remoção e reinstalação das estroncas para a descida dos tubos.

Os esforços solicitantes são determinados para duas situações : quando todas as estroncas estão colocadas (condição normal) e quando uma estronca é retirada (condição excepcional). O dimensionamento, em cada caso, é realizado de acordo com as recomendações seguintes.

As longarinas devem ser dimensionadas através das prescrições das Normas Brasileiras vigentes (NBR8800).

Condição Normal

Na condição normal, com todas as estroncas colocadas, o fator de majoração das tensões deve ser reduzido tendo em vista o caráter provisório do escoramento ($\gamma_f = 1,3$ ao invés de $\gamma_f = 1,4$).

Condição Excepcional

Na condição excepcional, na qual uma estronca é removida temporariamente, pode-se reduzir à metade os esforços solicitantes devido ao curto espaço de tempo correspondente à falta de uma estronca e ao efeito tridimensional favorável que reduz o empuxo ativo^(*).

Para a condição normal não é necessário considerar a sobrecarga “p” devida ao equipamento junto à vala, porque pode-se contar com o arqueamento do solo e a concentração das tensões em regiões próximas às estroncas.

Na condição excepcional as tensões em regiões horizontais devidas a esta sobrecarga^(**) devem ser consideradas, não somente porque a presença do equipamento é necessária para a instalação do tubo como também porque o vão maior entre estroncas torna menos eficiente o arqueamento e as tensões não se concentram, necessariamente, nas regiões próximas das estroncas.

3.4. 3. Estroncas

As estroncas devem ser dimensionadas para resistir à força normal de compressão obtida do cálculo estático nas condições normal e excepcional. Devem ser seguidas as prescrições das normas brasileiras vigentes

(*)Estudos realizados demonstram que o efeito tridimensional reduz o empuxo ativo em cerca de 40%, considera-se que o fator prazo seja responsável por uma redução da ordem de 20%, de modo que a redução total será da ordem de 50%. Entretanto, quando não se puder considerar o arqueamento do solo devido à remoção de uma estronca, os esforços solicitantes devem ser reduzidos a 80% daqueles obtidos do cálculo estático da parede.

(**)Cujo efeito, praticamente, restringe-se ao primeiro nível de estroncas.

(NBR8800) com as seguintes modificações consideradas válidas para escoramentos.

Condição Normal

Na condição normal, quando todas as estroncas estão instaladas, o coeficiente de majoração pode ser reduzido por se tratar de obra provisória ($\gamma_f = 1,3$ ao invés de $\gamma_f = 1,4$) e a tensão nominal de escoamento pode ser aumentada em 8% uma vez que interessa a resistência média e não a mínima do material^(*).

Condição excepcional

Na condição excepcional em que uma estronca é removida temporariamente para a descida do tubo, além da redução do fator de majoração e do aumento da tensão nominal de escoamento definidas para a condição normal, considera-se apenas 50% das solicitações não somente em virtude do caráter temporário mas também em vista do efeito de arqueamento favorável^(**) que reduz o empuxo ativo.

No caso de se utilizarem como estroncas peças de madeira, deve-se obedecer às recomendações da norma NBR-7190 relativa à estruturas de madeira.

^(*)porque a ruptura envolve grande número de estroncas e o empuxo ativo calculado supõe comprimento substancial de vala.

^(**)quando não se puder contar com o efeito do arqueamento ao remover uma estronca, considera-se apenas 20% de redução nas solicitações.

As estroncas do primeiro nível devem ser dimensionadas considerando a sobrecarga de equipamento “p” junto à vala, quer na condição normal, quer na condição excepcional.

4. ELABORAÇÃO DOS ÁBACOS

Com a finalidade de simplificar o projeto do escoramento de valas em obras da Sabesp foram idealizados ábacos, elaborados de acordo com o "Manual para o Projeto de Escoramento de Valas", edição 1993.

Os ábacos foram divididos em dois tipos básicos: ábacos para o cálculo das solicitações e ábacos para o dimensionamento do escoramento. Nos primeiros, as reações (F) nos níveis de estroncamento e os momentos fletores (M) são determinados a partir da componente horizontal do empuxo ativo total que atua acima do fundo da escavação em função do tipo de solo existente na região da ficha; os ábacos fornecem, ainda, o valor da ficha mínima e o valor da cortante (V) atuante no fundo da escavação para a verificação da estabilidade da ficha descontínua. Nos últimos, as estacas, longarinas e estroncas são determinadas a partir das reações (F) e momentos fletores (M).

O tipo de ábaco utilizado para cálculo das solicitações em valas escoradas com 1 nível de estroncas (ábacos ES1) é diferente daqueles utilizados para valas escoradas com dois ou mais níveis de estroncas (ábacos ES2a e ES2b). Isto ocorre porque no caso de um nível de estroncas os esforços solicitantes são determinados pelas condições de equilíbrio, uma vez que a estrutura é estaticamente determinada, enquanto nos casos de dois ou mais níveis de estroncas a estrutura é estaticamente indeterminada e é resolvida pelo método iterativo apresentado a seguir.

Os ábacos para dimensionamento dos elementos do sistema de escoramento foram divididos em três tipos: estacas, longarinas e estroncas.

No ábaco para dimensionamento das estacas (DP), escolhe-se o perfil e o espaçamento a serem utilizados em função do momento resultante do ábaco de determinação das solicitações.

Nos ábacos para dimensionamento das longarinas (DW), determina-se, para cada arranjo estrutural, as longarinas a serem utilizadas em função da força "F" e do espaçamento entre estroncas.

Nos ábacos para dimensionamento das estroncas (DS), para cada arranjo estrutural e espaçamento entre estacas determinam-se as estroncas a serem utilizadas em função da força "F" e da largura da vala.

4.1. Hipóteses adotadas

A elaboração dos ábacos foi baseada nas seguintes hipóteses:

- Solo qualquer acima da escavação representado pelo valor do empuxo ativo acima da escavação e solo homogêneo na região da ficha com o peso específico natural igual a 17kN/m^3 .
- Os empuxos ativo e passivo na região da ficha foram calculados através da expressão de Rankine utilizando-se os valores de K_a e K_p para $\delta = 2/3 \varphi'$ e superfície horizontal, obtidos através da tabela de Cacquot-Kérisel, cujos valores foram obtidos através de métodos cinemáticos. Deve-se notar que

ao se comparar os resultados da aplicação dos vários métodos cinemáticos, as diferenças obtidas são pequenas.

- Foi adotado um coeficiente de segurança igual a 1,5 em relação ao empuxo passivo.
- Foram consideradas duas formas distintas de distribuição do empuxo ativo acima da escavação: triangular e retificada; abaixo do fundo da escavação foi adotada a distribuição convencional.
- Foram consideradas quatro situações distintas de nível d'água^(*): na superfície do terreno, a meia altura entre a superfície do terreno e o fundo da escavação, no fundo da escavação e abaixo da ficha.
- Para a determinação do empuxo ativo abaixo do fundo da escavação foi considerada uma sobrecarga igual a 10kN/m^2 atuando em toda a extensão da vala; esta sobrecarga já deve estar incluída no valor do empuxo ativo acima da escavação.
- Nos ábacos estão considerados os valores de empuxo mínimo a ser adotado.
- O primeiro nível de estroncas foi considerado à profundidade de um metro e o segundo a profundidades variáveis, conforme a figura:

^(*)Os níveis d'água não são necessariamente os reais, mas aqueles equivalentes ao efeito do lençol freático considerando a rede de fluxo.

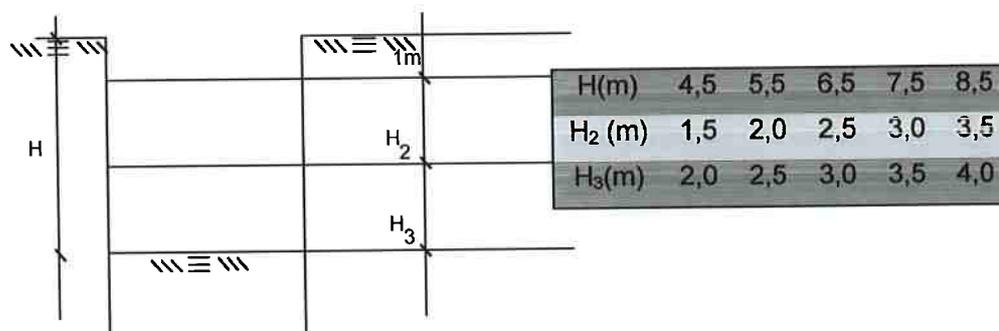


Fig. 45- Esquema do escoramento para várias alturas de escavação

- Foi adotada a ficha mínima, em cada caso, para a determinação dos esforços solicitantes.

Consideraram-se duas formas distintas de distribuição do empuxo ativo acima da escavação, pois devido ao tipo de escoramento para o qual os ábacos foram elaborados, as paredes das valas são consideradas flexíveis.

Para paredes flexíveis, poderão ocorrer outras distribuições das tensões de empuxo que não a convencional (tensões com distribuição triangular). Estas são condicionadas tanto pelos deslocamentos adicionais por efeito da flexão das paredes, como por arqueamento ao longo da altura. Os deslocamentos adicionais garantem, geralmente, a adoção do empuxo ativo para o dimensionamento de paredes flexíveis.

Análises experimentais e teóricas têm demonstrado que em paredes flexíveis, em razão dos deslocamentos que ocorrem na região da ficha pode-se adotar diagrama retificado de empuxo ativo em qualquer caso de distribuição de

deslocamentos ao longo da altura, com exceção do caso de "rotação em torno da base", para o qual se adota distribuição triangular. Entretanto, se o solo do maciço arrimado não tem condições de arquear, tendem a prevalecer as distribuições triangulares.

Deve-se notar, que no cálculo das solicitações para a elaboração dos ábacos, não foi considerado o empuxo hidrostático atuando na trinca de tração, pelas seguintes razões: instalação do primeiro nível de estroncas próximo à superfície e possibilidade dos pranchões funcionarem como drenos.

4.2. Ábacos para cálculo das solicitações

4.2. 1. Escoramento para um nível de estroncas (ábacos ES1)

Para a elaboração dos ábacos que determinam os esforços atuantes em valas escoradas com um nível de estroncas (ábacos ES1), em função da componente horizontal do empuxo ativo acima do fundo da escavação e dos parâmetros do solo na região da ficha, admitiram-se as seguintes alturas de valas: 3,5m, 4,5m, 5,5m e 6,5m. Foram utilizadas duas formas de distribuição de empuxo ativo: retificada e triangular. Foi elaborado um ábaco para cada valor de coesão, variando-se os valores de ângulos de atrito. Os esforços solicitantes foram obtidos a partir do equilíbrio de momentos em relação ao ponto de instalação da estronca e do equilíbrio das forças horizontais, conforme esquema abaixo.

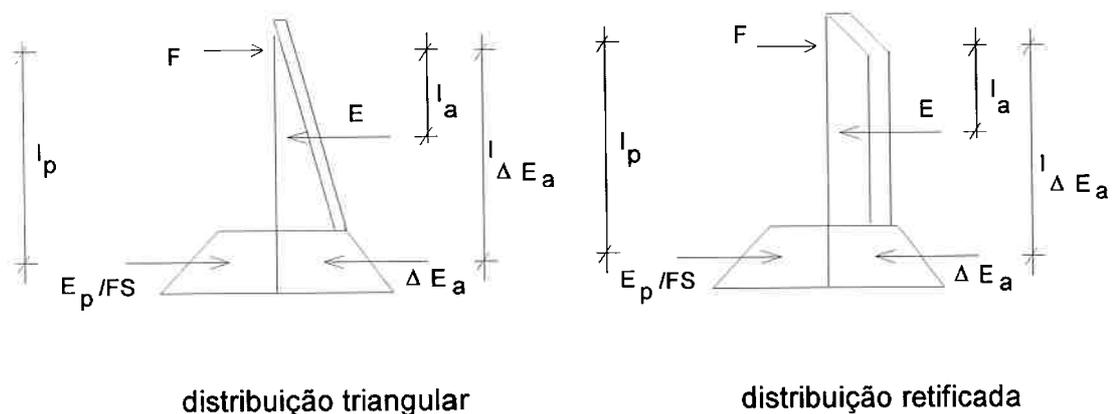


Fig. 46- Esquema estrutural para um nível de estroncas

Do equilíbrio de momentos determina-se E a partir de E_p e de ΔE_a , obtidos para cada parâmetro de solo na região da ficha.

$\Sigma M=0$: isto é, $(E_p/FS).l_p = E.l_a + \Delta E_a.l_{\Delta E_a}$ e portanto, o valor de E, componente horizontal do empuxo ativo acima da escavação será:

$$E = \frac{E_p / FS \times l_p - \Delta E_a \times l_{\Delta E_a}}{l_a}$$

$$\Sigma H = 0 \rightarrow F = E + \Delta E_a - \frac{E_p}{FS}$$

Determina-se o ponto de força cortante nula, e calcula-se, aí, o momento máximo.

Para a elaboração dos ábacos seguindo esta metodologia, para a altura de vala, nível d'água e parâmetros de solo desejado, para valores de ficha entre 0,1m e 6m (variação de 10 em 10cm) calculou-se os valores de E_p e de ΔE_a . A partir destes, determinou-se o valor do empuxo E, através da equação de equilíbrio de momentos. Em seguida, procedendo-se o equilíbrio das forças horizontais, obteve-se o valor da reação no nível de estroncamento. O passo seguinte é a determinação do ponto de cortante nula, para o qual se obtém o valor do momento máximo.

Foram também incluídas curvas do valor da força cortante no nível do fundo da escavação, (E-F) que se utiliza para verificação da estabilidade da ficha descontínua.

Com estes valores, constrói-se, para cada altura, um ábaco para cada coesão e vários ângulos de atrito, no qual se obtém a ficha, o momento fletor, a reação

no nível de estroncas e a força cortante no nível do fundo da vala em função de E . Esses valores devem ser obtidos do ábaco ES1, partindo-se do valor de E e caminhando em sentido horário.

Os valores de empuxo utilizados nos ábacos foram limitados inferiormente pelo empuxo mínimo.

4.2. 2. Escoramento para dois níveis de estroncas (ábacos ES2a e ES2b)

Para a elaboração dos ábacos que determinam os esforços solicitantes em valas escoradas com mais de um nível de estroncas, utiliza-se o método da viga contínua, resumidamente descrito a seguir.

Os ábacos foram elaborados para as alturas de escavação de 4,5m, 5,5m, 6,5m, 7,5m e 8,5m, para as formas de distribuição de empuxo ativo retificada e triangular.

Fixando-se o esquema estrutural da figura abaixo, determinam-se as forças atuantes no nível das estroncas (F_1 e F_2), a reação fictícia C_j e o momento fletor de dimensionamento^(*) através da resolução da viga contínua.

^(*) O momento fletor de dimensionamento pode ser obtido através de redistribuição do diagrama de momentos fletores.

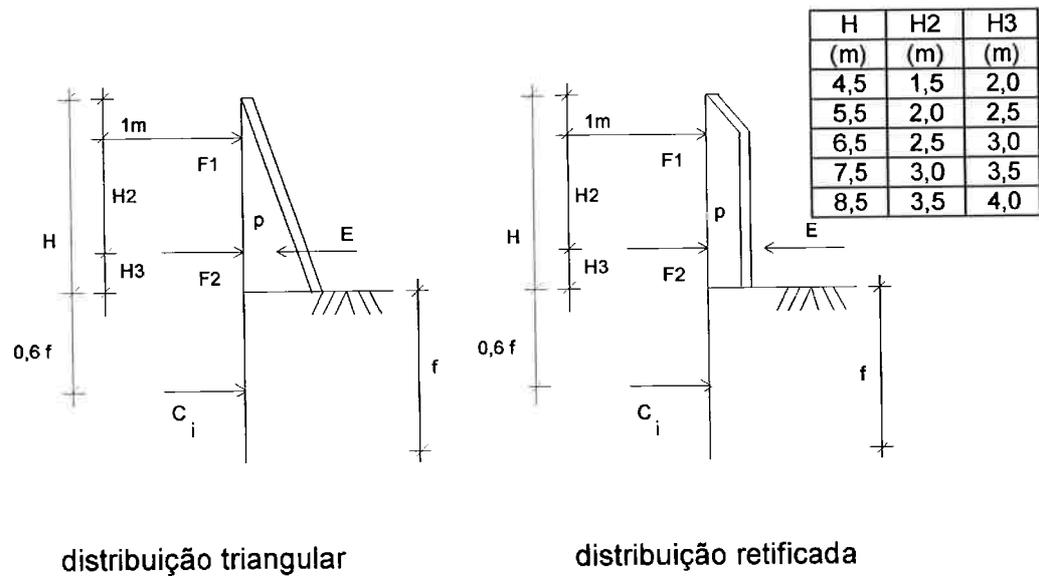


Fig. 47- Esquema estrutural para dois níveis de estroscas

onde:

- f - ficha
- H - altura de escavação
- E - componente horizontal do empuxo ativo acima da escavação, resultante das tensões " p " que atuam na parede
- C_i - reação fictícia

Para uma dada altura de escavação, variando os valores de E e de f obtêm-se os valores de C_i , com os quais elaboram-se as curvas de C_i em função de E , para cada f (ábaco ES2a).

Como o valor correto de C_i é o que corresponde ao valor de $E_p/FS - \Delta E_a$, para a condição de ficha mínima, elaboram-se também para cada altura de escavação, para cada coesão e vários ângulos de atrito (parâmetros do solo

na região da ficha) as curvas que relacionam $E_p/FS - \Delta E_a$ com as fichas (ábaco ES2b).

Utilizam-se os ábacos da seguinte forma:

1. Determina-se a ficha por tentativas: com o valor de E e uma ficha adotada, determina-se no ábaco ES2a o valor de C_i correspondente. No ábaco ES2b, em função da ficha adotada obtém-se o valor de $(E_p/FS - \Delta E_a)$ na curva que caracteriza o solo abaixo do fundo da escavação. Se este for igual a C_i , a ficha adotada é a correta. Caso contrário, repete-se o processo até que a ficha escolhida corresponda um valor de C_i igual ao de $E_p/FS - \Delta E_a$.
2. Definido o valor da ficha, obtém-se através do ábaco ES2a os valores das reações "F", do momento fletor "M" e da força cortante no nível do fundo da vala "V".

Para a elaboração dos ábacos tipo ES2a, utilizou-se o programa PORGRE (Pórticos e Grelhas) do Prof. Dr. Hideki Ishitani, para resolver a viga contínua. Para cada altura de vala e para cada uma das duas formas de distribuição do empuxo ativo, foram calculados os esforços solicitantes para as vigas contínuas considerando os seguintes valores de ficha: 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4 e 5 metros; e para cinco valores de carga. De cada um destes processamentos, foram extraídos os seguintes esforços: momento fletor máximo, força cortante no nível do fundo da escavação que é igual em valor numérico à reação fictícia do solo (C_i) e reações nos dois níveis de estronca.

Com estes valores, contrói-se, para cada altura, um ábaco com curvas do momento fletor máximo, reações no níveis de estroncas e força cortante no nível do fundo da vala em função do empuxo E, para os diferentes valores de ficha. Deve-se notar que os esforços obtidos para os valores de ficha iguais a 2,5 e 3,5m, não foram plotados nos ábacos, pois ao notar que a variação dos esforços solicitantes com o empuxo, para cada valor de ficha obedece uma relação linear, optou-se por não apresentá-los a fim de não congestionar os ábacos.

Os ábacos tipo ES2b foram elaborados calculando-se o valor de $E_p/1,5 - \Delta E_a$ para cada altura de vala, nível d'água e coesão, para os vários ângulos de atrito e para valores de ficha entre zero e 8 metros, variação de 10 em 10cm.

Com estes valores, constrói-se, para cada altura, um ábaco para cada coesão e vários ângulos de atrito, no qual se obtém o o valor de $E_p/1,5 - \Delta E_a$ em função da ficha.

4.3. Ábacos para o dimensionamento dos elementos do sistema de escoramento

Os ábacos podem levar em conta sobrecargas devidas a equipamentos, condições de transitoriedade de carga e de duração da obra.

Observe-se, que na determinação do coeficiente de segurança pode ser considerado o fato de que a obra seja ou não provisória e o fato seguinte: como uma ruptura envolve grande número de elementos não há porque se utilizar tensões mínimas de escoamento, devendo-se utilizar tensões médias.

4.3. 1. Estacas (ábaco DP)

Os esforços solicitantes obtidos através dos ábacos ES1 e ES2a são relativos a um metro de vala; portanto, o momento fletor que irá solicitar a estaca é aquele obtido nos ábacos multiplicado pelo espaçamento das estacas.

As estacas foram dimensionadas limitando-se a tensão admissível. Não há limitação por instabilidade na flexão (mesa comprimida) em virtude da restrição do solo e dos pranchões.

Considerando a tensão de escoamento do aço (f_y) igual a 2500 kgf/cm²; a tensão admissível de projeto foi calculada utilizando-se o coeficiente de segurança γ , determinado a seguir:

$$\gamma = \frac{\gamma_f}{\phi} = \frac{1,30}{0,90} = 1,44$$

onde :

γ_f = coeficiente de majoração das solicitações ($\gamma_f = 1,30$ para obras provisórias)

ϕ = coeficiente de redução da resistência do aço

A tensão admissível é, portanto:

$$\bar{\sigma} = \frac{f_y}{\gamma} = \frac{2500}{1,44} = 1736 \text{ kgf / cm}^2$$

Como uma ruptura envolve grande número de elementos não há porque se utilizar tensões mínimas de escoamento, devendo-se utilizar tensões médias, o que corresponde a um aumento da ordem de 8% na tensão admissível de escoamento do aço.

Usando a tensão média, tem-se: $\bar{\sigma} \times 1,08 = 1874 \text{ kgf / cm}^2$, que é a tensão admissível para projeto. Observe-se que não foi verificada a condição de estado duplo de tensão, com o efeito das tensões tangenciais pouco significativo e considerado compensado pelo fato da obra ser provisória.

ROTINA DE CÁLCULO PARA OBTENÇÃO DOS ÁBACOS

$$M = e_{estacas} \times M_{ábaco}$$

$$\sigma = \frac{M}{w} < 1,08 \times \bar{\sigma}$$

$$M_{ábaco} = \frac{1,08 \times \bar{\sigma} \times w}{e}$$

Portanto, o ábaco foi elaborado calculando-se o momento admissível de cada perfil para espaçamentos entre estacas variando de 0,7m à 2,8m, com incremento de 20cm, obtendo-se para cada perfil uma curva do espaçamento das estacas em função do momento fletor por metro obtido nos ábacos ES.

4.3. 2. Longarinas (ábacos DW)

As longarinas são dimensionadas considerando condições normais - quando todas as estroncas estão colocadas - e condições excepcionais - quando uma estronca é retirada para permitir a instalação do tubo. Os esforços solicitantes são obtidos para as duas situações; durante a remoção de uma estronca admite-se acréscimo de 20% no valor da tensão admissível devido ao prazo extremamente curto em que a estronca está removida e redução para 60% da nova carga atuante, devido à consideração do efeito tridimensional favorável no empuxo ativo.

A tensão admissível de flambagem ($\bar{\sigma}_f$) obtida pela fórmula abaixo, foi multiplicada por um fator de correção igual a 1,08 (1,4/1,3) a fim de levar em conta o caráter provisório do escoramento, onde $\gamma_f = 1,4$ para obra permanente e $\gamma_f = 1,3$ para obra provisória.

$$\bar{\sigma}_{f,pr} = \frac{795}{\frac{lh}{bt_f}} \times 1,08 < 1,874if / cm^2$$

onde:

l - espaçamento entre estroncas

h , b , t_f - dimensões dos perfis

As longarinas são calculadas como vigas apoiadas nas estroncas e solicitadas através das estacas.

Para a elaboração dos ábacos de dimensionamento das longarinas e estroncas adotaram-se vários arranjos estruturais para a determinação dos esforços solicitantes, arranjos esses que dependem do espaçamento entre estroncas.

Para cada espaçamento entre estacas utilizou-se um trem-tipo, para levar em conta as diversas posições relativas estacas-estroncas. Os cálculos foram elaborados para TT150, TT200, TT250, TT300 que correspondem respectivamente a cargas concentradas unitárias espaçadas de 1,5m; 2,0m; 2,5m e 3,0m.

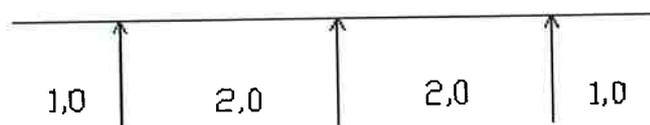
As longarinas foram calculadas como vigas com 6m de comprimento, apoiadas nas estroncas e carregadas pelos vários trens-tipo. Estes cálculos foram repetidos para os diferentes arranjos estruturais.

Como os esforços solicitantes dependem da posição das estacas em relação às estroncas, os valores dos esforços solicitantes utilizados no dimensionamento dos elementos, são os máximos obtidos variando-se as posições do trem-tipo, em relação às estroncas.

Os arranjos estruturais adotados foram os seguintes:

- espaçamento entre estroncas igual a 2m

- com balanço



- sem balanço

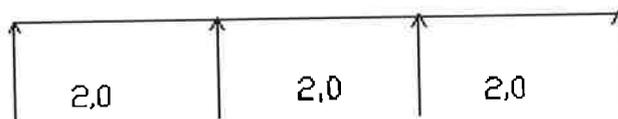
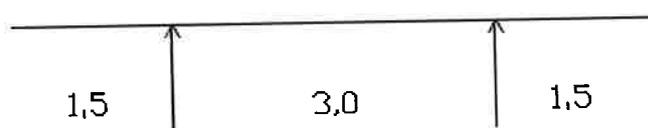


Fig. 48- Arranjos estruturais para espaçamento entre estroncas igual a 2,0m

- espaçamento entre estroncas igual a 3m

- com balanço



- sem balanço



Fig. 49- Arranjos estruturais para espaçamento entre estroncas igual a 3,0m

- espaçamento entre estroncas igual a 4m

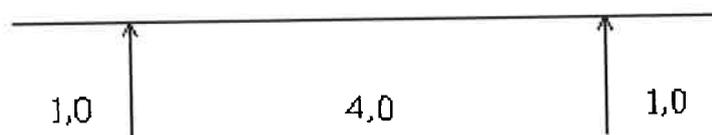


Fig. 50- Arranjo estrutural para espaçamento entre estroncas igual a 4,0m

- espaçamento entre estroncas igual a 3,45m

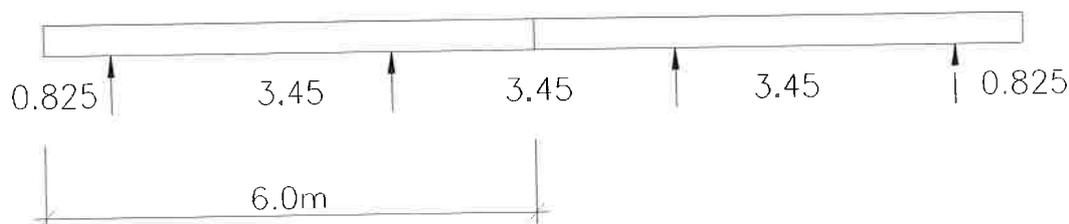


Fig. 51- Arranjo estrutural para espaçamento entre estroncas igual a 3,45m

Este último arranjo estrutural foi elaborado para o caso de tubos com comprimento de 6m. Com este arranjo é possível a colocação do tubo com a retirada de apenas uma estronca, o que facilita a execução na obra. Deve-se notar que para este caso, a longarina foi calculada como uma viga contínua de 12m, sendo portanto prevista uma ligação de reconstituição entre duas peças.

Em função do comprimento dos tubos, houve a necessidade de se prever a remoção de estroncas, para os arranjos estruturais com espaçamentos iguais a 2m.

Conforme já mencionado, no caso de remoção de estroncas, majora-se em 20% as tensões admissíveis e promove-se uma redução para 60% das cargas. Para levar em conta estas duas situações, os esforços solicitantes obtidos nos processamentos com retirada de estronca foram reduzidos em 50%,

$$(0,60 \times \frac{1}{1,20} = 0,50).$$

O caso de espaçamento entre estroncas igual a 2m, com balanços de 1m, com a remoção da estronca intermediária, torna-se idêntico ao caso de espaçamento entre estroncas igual a 4m.

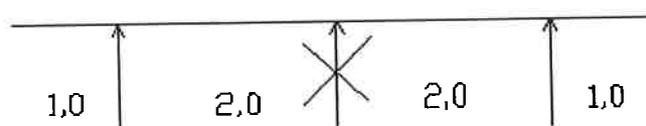


Fig. 52- Arranjo estrutural no caso de remoção da estronca intermediária

Já para o caso de espaçamento entre estroncas também igual a 2m, mas concebido com 4 apoios, as estroncas previstas para retirada são as intermediárias, devendo-se notar que é obrigatória a recolocação da 1ª para a retirada da 2ª estronca.

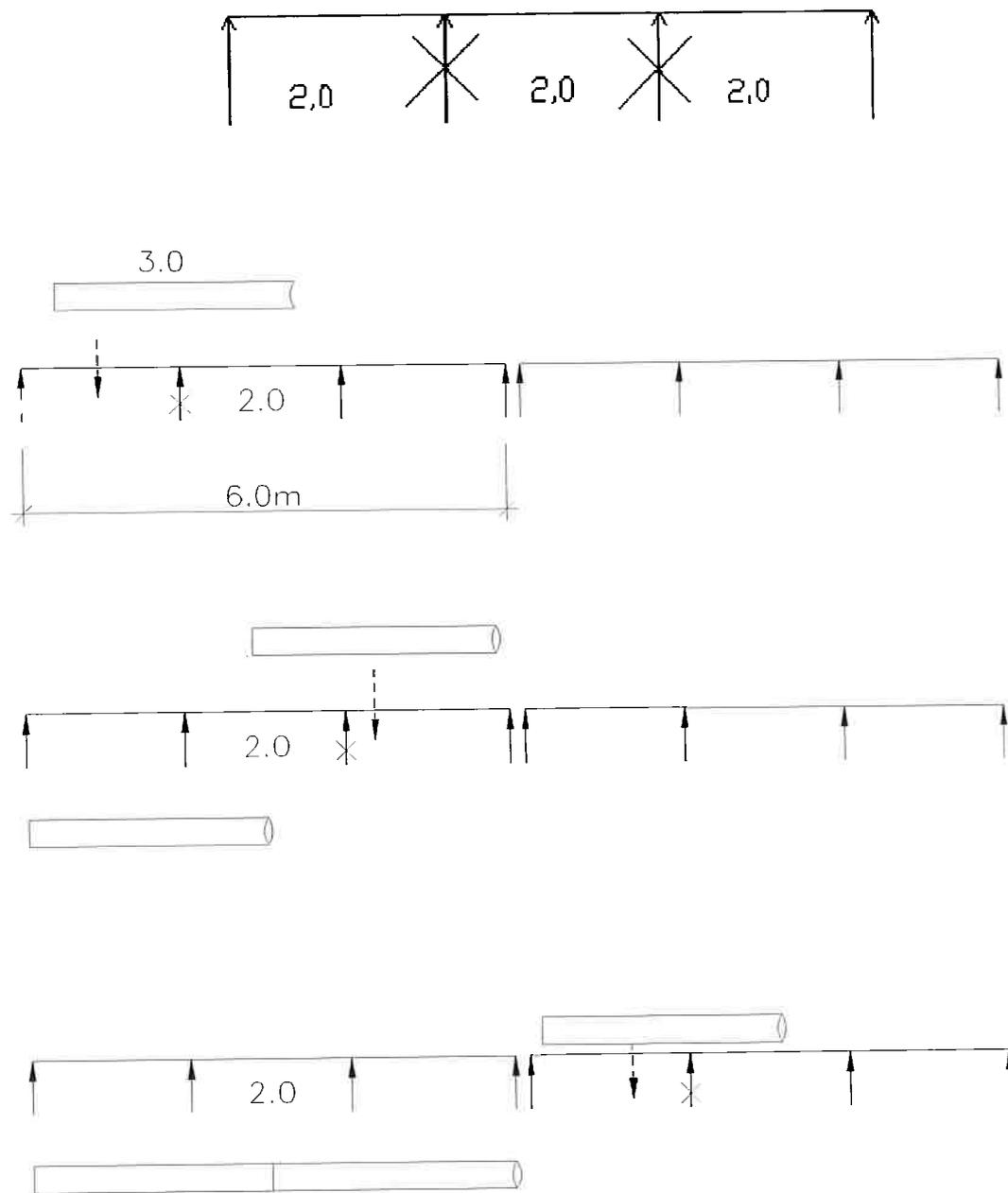


Fig. 53- Esquema de retirada das estroncas para a instalação dos tubos

Foi proposto um plano de remoção para o caso de tubo de aço de comprimento igual 6,00m, quando o espaçamento entre estroncas é igual a 3,45m.

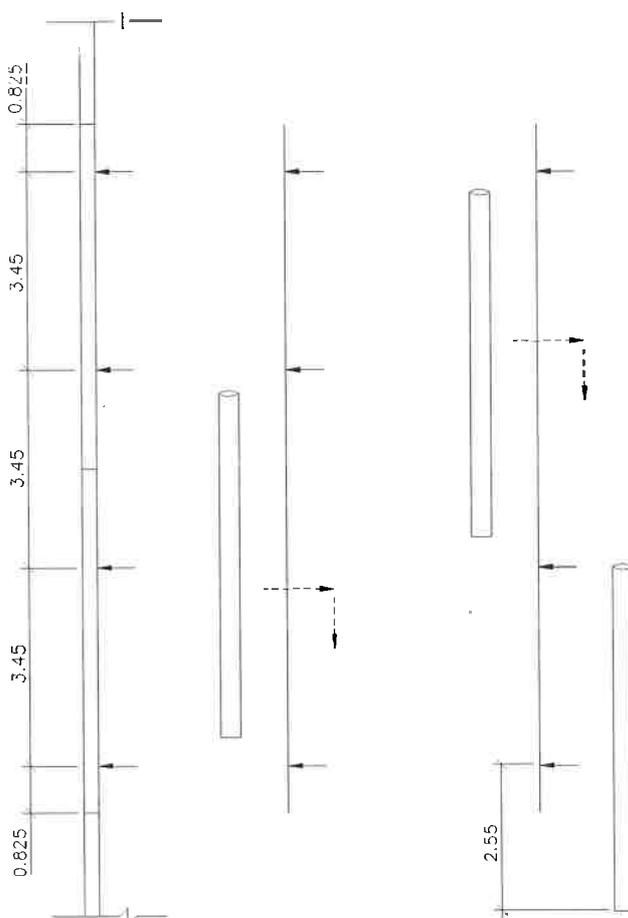


Fig. 54- Plano de remoção para o caso de tubo de aço, espaçamento entre estroncas igual a 3,45m

ROTINA DE CÁLCULO PARA OBTENÇÃO DOS ÁBACOS

Caso geral em condições normais: $\bar{F} = F$

$$M = \sigma \times w < \bar{\sigma}_{fl,pr} \times w$$

$$M = M_1 \times F \times e_{estaca}$$

$$\bar{F} = \frac{\bar{\sigma}_{fl,pr} \times w}{M_1 \times e_{estaca}}$$

sendo F a reação obtida nos ábacos ES1 ou ES2a, \bar{F} a reação admissível, e_{estaca} o espaçamento entre estacas e M_1 o momento máximo obtido para o trem-tipo com carga unitária no cálculo da viga contínua dos diversos arranjos estruturais descritos acima.

Os ábacos de dimensionamento das longarinas foram portanto elaborados calculando-se a força admissível (\bar{F}) de cada perfil em função do espaçamento entre estacas, para cada arranjo estrutural adotado.

É recomendável a consideração de sobrecarga de equipamento no dimensionamento do 1º nível de longarinas durante a remoção das estroncas, pois o equipamento estará estacionado junto à vala. Já para as condições normais, com todas as estroncas instaladas, se porventura o equipamento estiver presente, pode-se contar com o arqueamento do solo e considerar que, praticamente, a carga irá solicitar diretamente as estroncas.

No caso de remoção de estroncas, portanto, a sobrecarga é considerada somando-se à força F obtida nos ábacos ES1 ou ES2a a parcela devida ao equipamento.

$$\text{Assim, } M = M_1 \times F \times e_{estaca} + M_1 \times Q \times e_{estaca} \quad \text{e: } \bar{F} = F + Q$$

onde Q é a carga devida ao equipamento, por unidade de comprimento (m) de vala.

4.3. 3. Estroncas (ábacos DS)

As estroncas são dimensionadas considerando a flambagem do perfil, sendo as tensões admissíveis majoradas em 16% em condições normais (quando todas as estroncas estão instaladas) e mais 20% em condições excepcionais (quando uma estronca é removida). A majoração de 16% corresponde a duas parcelas: uma parcela de 8%, que corresponde a se utilizar o valor médio da tensão de escoamento ao invés do valor mínimo, em vista da impossibilidade de uma ruptura ocorrer com envolvimento de poucos elementos; e a outra parcela correspondente ao carácter provisório (1,4/1,3). A majoração de 20% corresponde à situação temporária de remoção de uma estronca carregando as vizinhas; considerou-se, também, neste caso, uma redução da carga em 60% devida ao efeito tridimensional.

Para o caso de estroncas metálicas, a tensão admissível, em kgf/cm², que considera a flambagem do perfil é calculada pela fórmula abaixo:

$$\bar{\sigma}_p = 1200 - 0,023\lambda^2 \longrightarrow \lambda < 105$$

$$\bar{\sigma}_p = \frac{\pi^2 \times E}{\lambda^2 \times FS} = \frac{10363000}{\lambda^2} \longrightarrow \lambda > 105$$

onde: FS = 2

$$E = 2.100.000 \text{ tf/m}^2$$

$$\lambda = \frac{l}{i} = \text{índice de esbeltez do perfil, onde:}$$

i = raio de giração

l = comprimento de flambagem = $L - 2 \times h_{LONG} - 2t_{f(estaca)} - 2 \times e_c$

L = largura da vala

e_c = espessura do calço

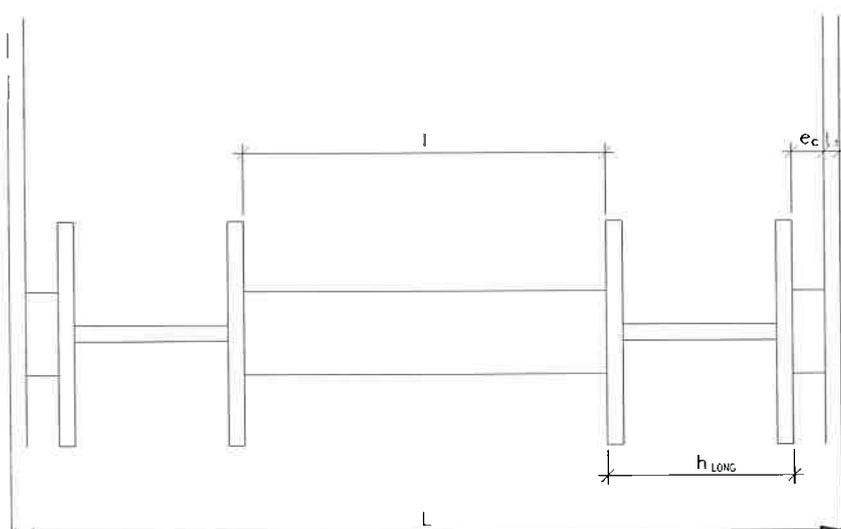


Fig. 60- Esquema para determinação do comprimento de flambagem

Para o caso de estroncas de eucalipto de 2ª categoria, o valor de $\bar{\sigma}_{fl,min}$ a ser considerado é determinado como indicado a seguir:

$$\text{Se } 40 \leq \lambda \leq 82, \bar{\sigma}_{fl,min} = 75 \left(1 - \frac{\lambda - 40}{120} \right) \quad (\text{em kgf/cm}^2)$$

$$\text{Se } \lambda \leq 40, \bar{\sigma}_{fl,min} = 75 \text{ kgf / cm}^2$$

$$\text{Se } \lambda \geq 82, \bar{\sigma}_{fl,min} = \frac{336.200}{\lambda^2}$$

onde: $\lambda = \text{índice de esbeltez máximo da peça} = \frac{l}{i_{\text{mínimo}}}$

Como a tensão admissível é função da largura da vala, os ábacos para dimensionamento das estroncas foram elaborados apresentando a força admissível na estronca em função da largura da vala, para cada arranjo estrutural e trem-tipo. Os cálculos foram feitos para a largura de vala no intervalo 0,5m a 4,0m, com variação de 0,5 em 0,5m.

ROTINA DE CÁLCULO PARA OBTENÇÃO DOS ÁBACOS

Caso geral, em condições normais: $\bar{F} = F$

$$R = R_1 \times F \times e_{\text{estaca}}$$

$$\bar{F} = \frac{1,16 \times \bar{\sigma}_{fl} \times A}{R_1 \times e_{\text{estaca}}}$$

sendo F a reação obtida nos ábacos ES1 ou ES2a, \bar{F} a força admissível e R_1 a reação obtida para carga unitária nos processamentos realizados.

Deve-se ressaltar que as estroncas não são apenas solicitadas pela força F decorrente do carregamento. As do 1º nível, além desta parcela, devem suportar uma parcela devida aos equipamentos, independentemente da condição ser normal ou excepcional. Portanto, para o 1º nível:

$$R_1 \times F \times e_{\text{estaca}} + R_1 \times Q \times e_{\text{estaca}} = 1,16 \bar{\sigma}_{fl} \times A$$

$$\bar{F} = F + Q = \frac{1,16 \times \bar{\sigma}_{fl} \times A}{R_1 \times e_{\text{estaca}}}$$

onde Q é a carga devida ao equipamento, por unidade de comprimento (m) de vala.

Já no cálculo das estroncas do 2º nível, para cada caso de diagrama de empuxo retificado, deve ser considerado um ajuste devido à diferença entre a distribuição real de empuxos e a idealizada. Portanto, como o nível inferior do estroncamento está situado no terço central da altura da escavação, a reação, nesse nível, deve ser aumentada em 30%.

Neste caso,

$$R = R_1 \times F \times e_{estaca} \times 1,30$$

$$\bar{F} = F \times 1,30$$

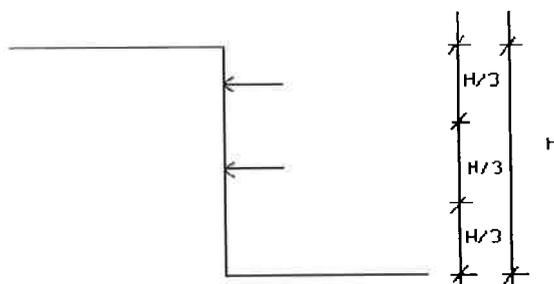


Fig. 61- Esquema do escoramento para o qual o valor da reação deve ser ajustado

Deve-se salientar que, no caso de previsão de retirada de estroncas, pelo fato de considerar-se uma redução para 60% da carga atuante devida ao efeito

tridimensional, pode-se utilizar o ábaco para o cálculo das estroncas em condições normais, por serem os esforços muito próximos.

4.4. Verificações Complementares

Conforme mencionado no item 3.3, após o dimensionamento do escoramento deve-se proceder as verificações complementares, dentre as quais, as mais importantes para este tipo de vala em estudo seriam: verificação da estabilidade da ficha descontínua e estabilidade de fundo da vala.

Para a verificação da estabilidade da ficha descontínua os ábacos ES1 e ES2a fornecem os valores de força cortante "V" atuante no nível do fundo da escavação, necessários para o cálculo.

5. APLICAÇÕES

5.1. Apresentação dos ábacos através de exemplos

Os ábacos apresentados a seguir referem-se a condições específicas válidas para valas da Sabesp, principalmente no que se refere a dimensões e coeficientes de segurança.

A apresentação dos ábacos será realizada através de dois exemplos: no primeiro apenas irá se determinar os esforços solicitantes para o caso de escoramento com um nível de estroncas, enquanto que no segundo, além de se determinar os esforços para escoramento com dois níveis de estroncas, também serão dimensionados os elementos do escoramento.

5.1.1. Exemplo1

Dados: Altura de escavação igual a 4,5m, nível d'água no fundo da escavação, componente horizontal do empuxo ativo acima da escavação^(*) $E=6,00tf/m$, distribuição triangular; caracterização da resistência do solo na região da ficha, suposto homogêneo: $c=0,5tf/m^2$; $\varphi=25^\circ$.

- O ábaco ES1 que corresponde ao caso é escolhido e está reproduzido na figura 62.

^(*)O valor do empuxo ativo inclui sobrecarga uniforme distribuída de 10 kN/m^2 ; a sobrecarga devida ao equipamento não é considerada porque atua apenas na região superior não sendo determinante no dimensionamento da estaca: sua influência na reação no nível de estroncas é considerada adiante.

- A partir de $E=6\text{tf/m}$ (maior que o $E_{\text{min}}=3,44\text{tf/m}$, como se observa no próprio ábaco) determina-se à direita o ponto A na curva $\varphi=25^\circ$ e, a seguir, o ponto B que corresponde à ficha $f=2,7\text{m}$.
- Seguindo a mesma direção, determina-se na curva $\varphi=25^\circ$ o ponto C e o correspondente ponto D que define o momento fletor $M=6,3\text{tf.m/m}$.
- Em seguida, na mesma horizontal e na curva $\varphi=25^\circ$ determina-se o ponto E que corresponde ao ponto F que define a reação $F=4,2\text{tf/m}$.
- Segue-se a determinação do ponto G e o valor, definido por H, que corresponde à força cortante $V=2,0\text{tf/m}$.
- Resumo:

$$f = 2,7\text{m}$$

$$M = 6,3 \text{ tf.m/m}$$

$$F = 4,2 \text{ tf/m}$$

$$V = 2,0 \text{ tf/m}$$

5.1. 2. Exemplo 2

Dados: Altura de escavação igual a 4,5m, nível d'água no fundo da escavação, componente horizontal do empuxo ativo acima da escavação $E=6,00\text{tf/m}$, distribuição retificada; caracterização da resistência do solo na região da ficha, suposto homogêneo: $c=0,5\text{tf/m}^2$; $\varphi=25^\circ$.

- O ábaco ES2a e ES2b que correspondem ao caso encontram-se reproduzidos na figuras 64 e 65, respectivamente.
- Adotando-se ficha $f=3,0\text{m}$, no ábaco ES2a, determina-se o ponto de intersecção da vertical $E=6,0\text{tf/m}$ (maior que o empuxo mínimo) com a reta $f=3,0\text{m}$ na família de C_i . Na horizontal determina-se o valor de $C_i=0,50\text{tf/m}$. No ábaco ES2b correspondente, definido pelo caso $c=0,5\text{tf/m}^2$, para o valor da ficha adotado $f=3,0\text{m}$ determina-se para o ângulo de atrito $\varphi=25^\circ$ o valor de $E_p/1,5-\Delta E_a=2,9$. Como este é maior do que C_i , a ficha é maior que a mínima. É preciso determinar a ficha mínima para a determinação dos esforços solicitantes. Após mais uma ou duas tentativas, chega-se a $f=2,1\text{m}$ (pontos A,B,C no ábaco ES2a e D,E,F no ábaco ES2b).
- No ábaco ES2a, na mesma vertical de $E=6,0\text{tf/m}$ e para a ficha determinada, $f=2,1\text{m}$, determina-se na família correspondente, o ponto G, que corresponde ao ponto H na mesma horizontal, que determina o momento fletor na estaca $M=1,0\text{tf.m/m}$.

- No mesmo ábaco determina-se o ponto J que corresponde ao ponto K, que representa o valor da reação no primeiro nível de estroncas, $F_1=1,5\text{tf/m}$.
- A seguir, ainda na mesma vertical o ponto L e em seguida o ponto M na mesma horizontal, determinam o valor da reação no segundo nível de estroncas, $F_2=4,1\text{tf/m}$.
- Finalmente o valor da força cortante no nível do fundo da vala irá corresponder ao mesmo valor de C_j , determinado pelo ponto N: $V=0,6\text{tf/m}$.
- Resumo:

$$f = 2,1\text{m}$$

$$M = 1,0 \text{ tf.m/m}$$

$$F_1 = 1,5 \text{ tf/m}$$

$$F_2 = 4,1 \text{ tf/m}$$

$$V = 0,6 \text{ tf/m}$$

- A determinação da estaca é feita através do ábaco DP (Figura 66), em função do valor do momento.

$M=1,0\text{tf.m/m}$, tem-se: 16" a c/2,15m ou 18" a c/ 3,0m.

Adotar-se-á: 18" a c/ 3,0m.

- A determinação das longarinas é feita através do ábaco DW (Figura 67) em função das reações F_1 e F_2 . No entanto, o ábaco DW a utilizar depende do espaçamento entre estroncas, que pode ser adotado pelo projetista ou pode ser imposto em função do comprimento do tubo. Neste caso, a imposição foi feita e utilizou-se espaçamento entre estroncas igual a 3,0m(arranjo sem balanço). Portanto, obtém-se:

- Longarina do 1º nível (L1):

Com $F_1=1,5\text{tf/m}$ e $e_{estaca}=3,0\text{m}$

L1 → perfil I8"

- Longarina do 2º nível (L2):

Com $F_2=4,1\text{tf/m}$ e $e_{estaca}=3,0\text{m}$

L2 → perfil I10"

- As estroncas são determinadas através dos ábacos DS (Figura 68) que apresentam os espaçamentos entre estacas e estroncas adotados, em função do comprimento da estronca(l).

$$l = L - 2 \times h_{LONG} - 2t_{f(estaca)} - 2 \times e_c$$

L = largura da vala, função da altura de escavação, do material e dimensão do tubo

$$l = 230 - 2 \times 20,32 - 2 \times 1,08 - 2 \times 6$$

$$l = 175,2 \text{ cm}$$

Para as estroncas do 1º nível, considera-se o efeito da sobrecarga de equipamentos:

$$\bar{F}_1 = F_1 + Q$$

Para sobrecarga unitária, tem-se o seguinte diagrama de tensões triangular (simplificação de projeto):

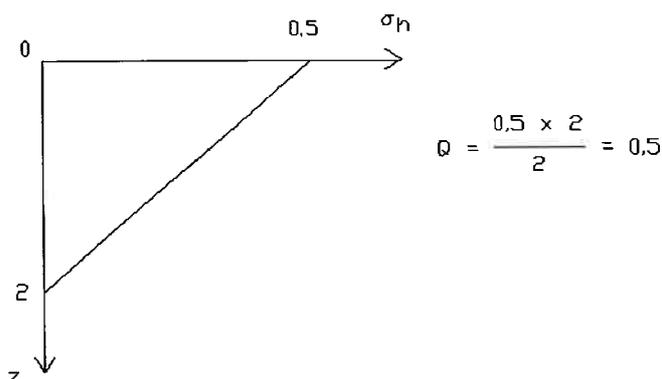


Fig. 63- Simplificação de projeto para o diagrama de tensões devido à sobrecarga

Com a sobrecarga de equipamento de 4 tf/m^2 : $Q = 4 \times 0,5 = 2 \text{ tf/m}$.

- Estroncas do 1º nível (ETR1):

$$\bar{F}_1 = F_1 + Q = 1,5 + 2 = 3,5 \text{ tf / m}$$

Com $\bar{F}_1 = 3,5 \text{ tf / m}$ e $l = 1,75 \text{ m}$, obtém-se:

ETR1 → $\phi 20$ ou 16" a cada 3,0m.

Para as do 2º nível, considerando acréscimo de 30% nas reações da viga contínua:

- Estroncas do 2º nível (ETR2):

$$\bar{F}_2 = F_2 \times 1,30 = 4,1 \times 1,30 = 5,33 \text{tf} / \text{m}$$

ETR2 → $\phi 20$ ou 16" a cada 3,0m.

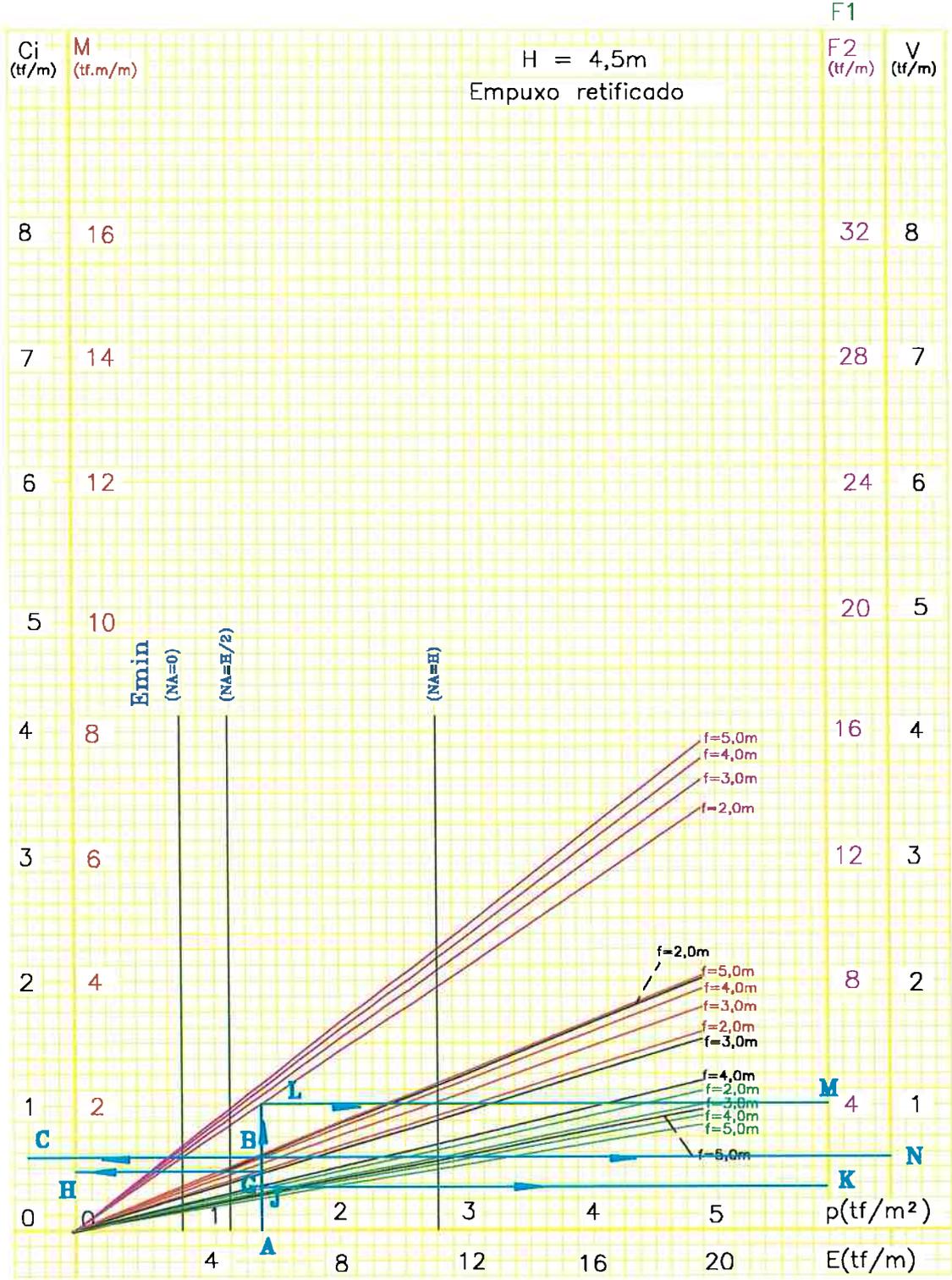


Fig. 64- Ábaco ES2a correspondente ao caso

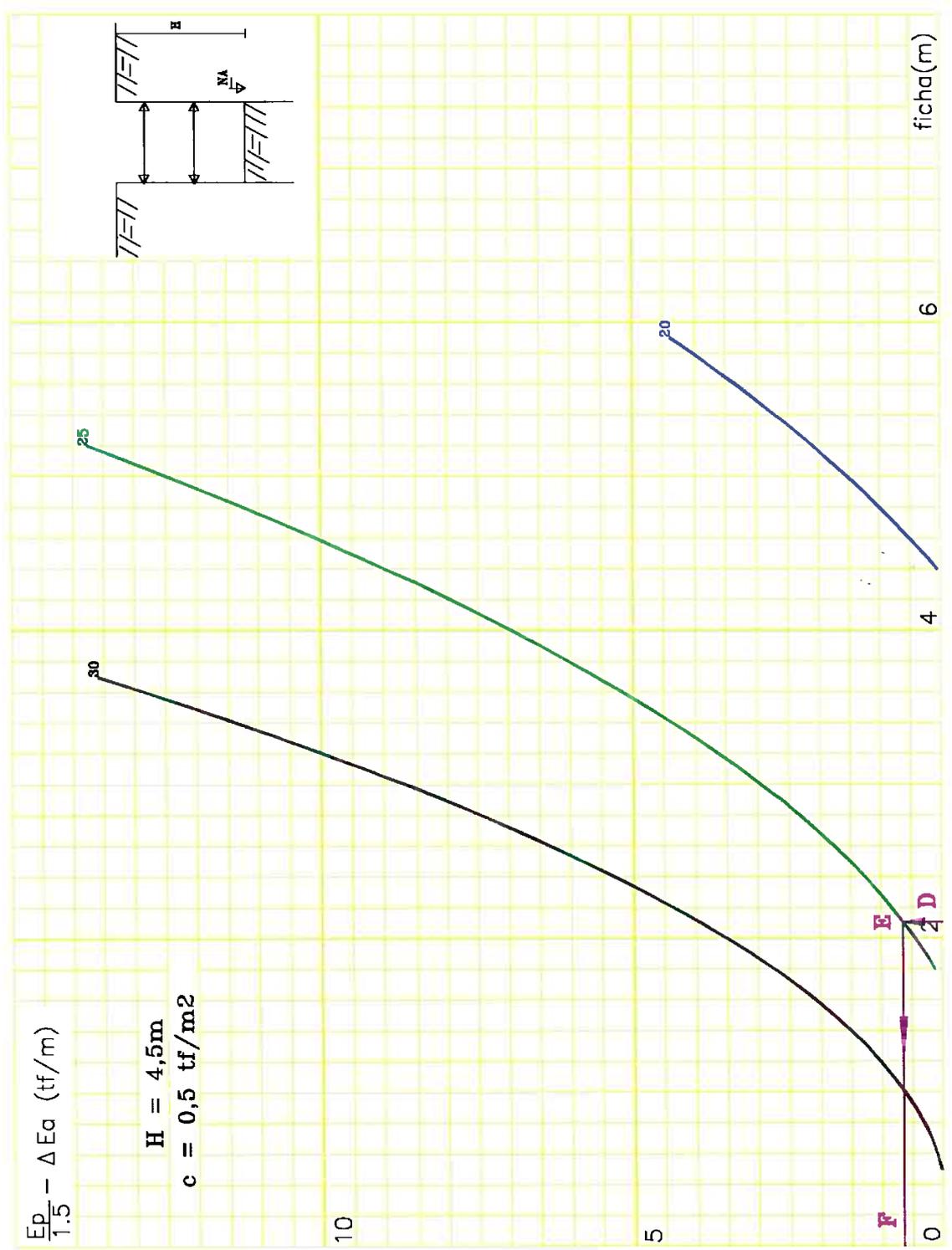


Fig. 65- Ábaco ES2b correspondente ao caso

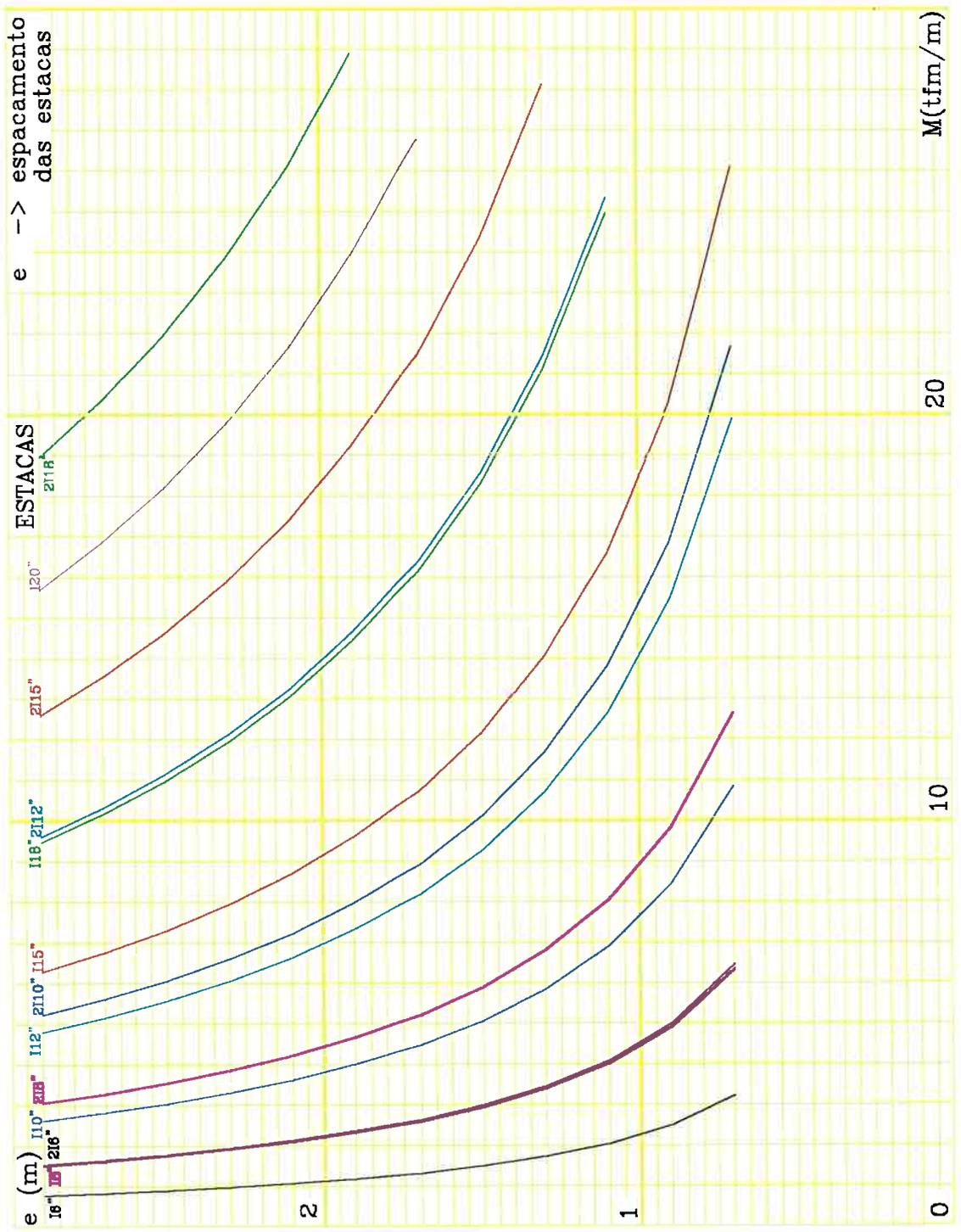


Fig. 66- Ábaco DP. Dimensionamento das estacas

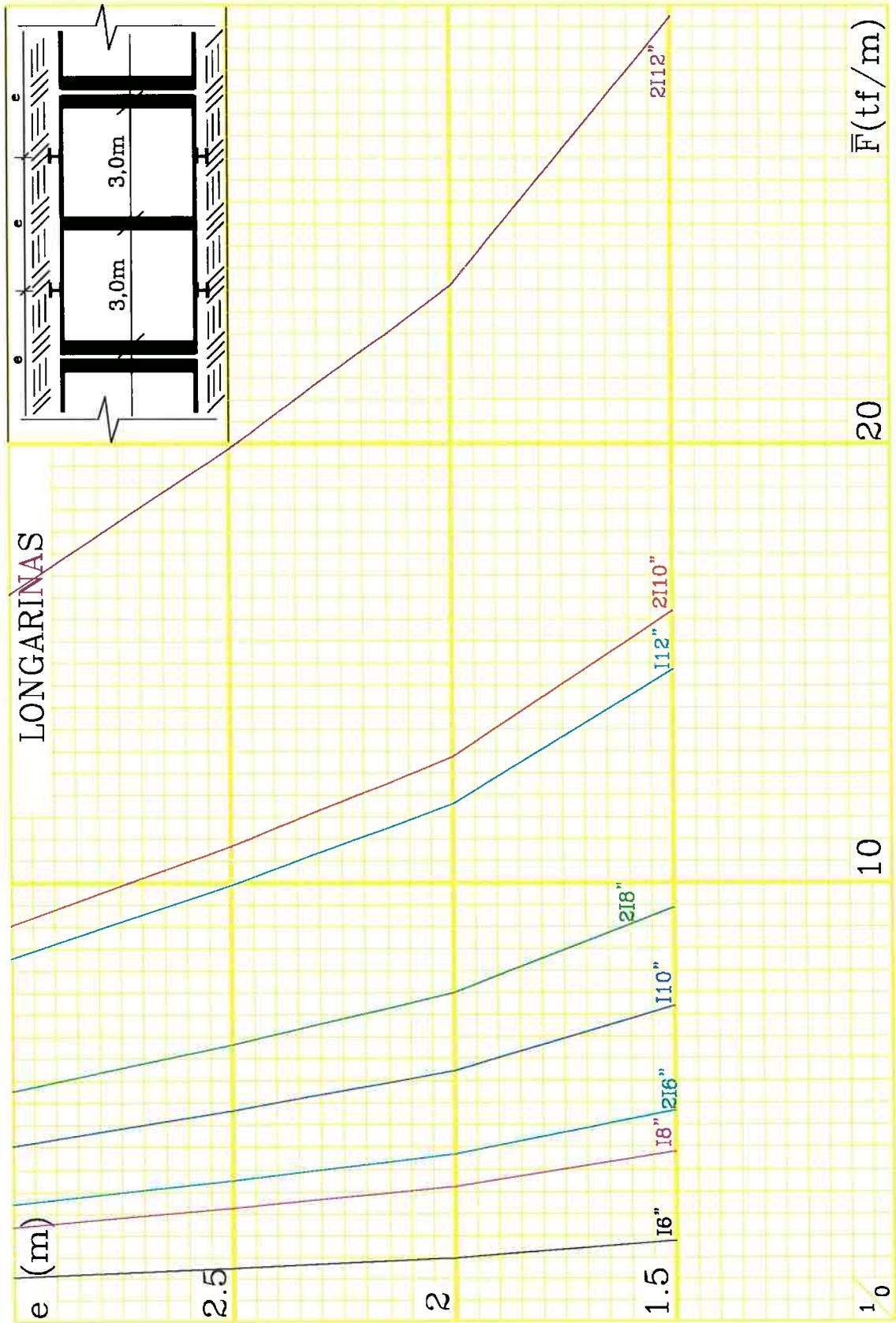


Fig. 67- Ábaco DW. Dimensionamento das longarinas

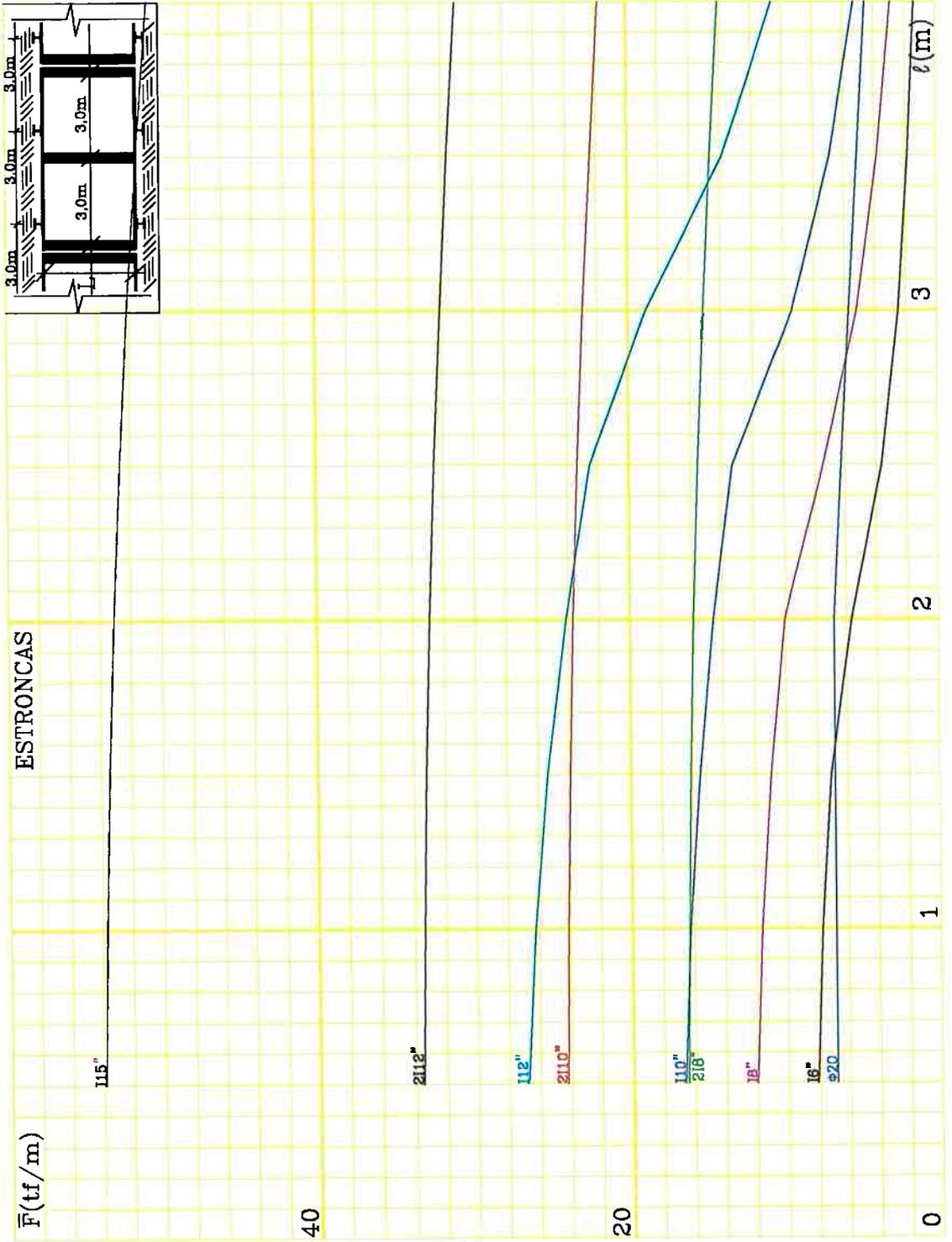


Fig. 68- Ábaco DS. Dimensionamento das estroncas

5.2. Análise do efeito da sobrecarga. Limitação dos ábacos.

Para a elaboração dos ábacos foi necessária a adoção de uma série de hipóteses. Dentre estas hipóteses, apenas duas podem ter suas grandezas variadas: o peso específico natural do solo e a sobrecarga geral uniformemente distribuída, que abrange as cargas provenientes dos depósitos de materiais de construção (tais como terra, aço e pedra).

Neste item, irá se analisar o efeito da variação da sobrecarga nos valores dos esforços solicitantes. Para tanto, procedeu-se o cálculo dos esforços para sobrecarga igual a 20 kN/m^2 e as curvas obtidas foram sobrepostas sobre os ábacos existentes.

Na tentativa de promover uma análise abrangente, escolheu-se os seguintes casos:

- **Caso 1:** $H=4,5\text{m}$, distribuição de empuxo retificado, nível d'água no fundo da escavação e coesão ($c=0\text{tf/m}^2$)
- **Caso 2:** $H=4,5\text{m}$, distribuição de empuxo retificado, nível d'água no fundo da escavação e coesão ($c=3\text{tf/m}^2$)
- **Caso 3:** $H=4,5\text{m}$, distribuição de empuxo triangular, nível d'água no fundo da escavação e coesão ($c=0\text{tf/m}^2$)
- **Caso 4:** $H=4,5\text{m}$, distribuição de empuxo retificado, nível d'água na superfície do terreno e coesão ($c=0\text{tf/m}^2$)

- **Caso 5:** H=6,5m, distribuição de empuxo retificado, nível d'água no fundo da escavação e coesão ($c=0\text{tf/m}^2$)

A partir do caso 1, os demais casos foram escolhidos a fim de verificar a variação dos resultados para as hipóteses extremas, em função do valor da coesão (caso 2), distribuição da forma do empuxo (caso 3), nível d'água (caso4) e altura de escavação (caso 5).

As figuras 69 a 73, mostram as curvas obtidas para os dois valores de sobrecarga e os resultados obtidos podem ser resumidos através da tabela abaixo:

CASO 1					
(φ)	25°	28°	30°	32°	35°
Δf (%)	-7.1	-5.3	-4.6	-3.7	-3.5
ΔM (%)	-22.3	-15.0	-14.9	-12.0	-4.8
ΔF (%)	-18	-15.5	-14.8	-9.8	-5.3
CASO 3					
(φ)	25°	28°	30°	32°	35°
Δf (%)	-5.9	-5.0	-4.4	-3.4	-3.0
ΔM (%)	-15.0	-10	-5.9	-4.9	-2.8
ΔF (%)	-4	-3.1	-2.4	-2.0	-1.8
CASO 4					
(φ)	25°	28°	30°	32°	35°
Δf (%)	-	-	-3.8	-3.4	-2.9
ΔM (%)	-	-	-12.7	-6.6	-2.75
ΔF (%)	-	-	-12.6	-2.5	-1.8
CASO 5					
(φ)	25°	28°	30°	32°	35°
Δf (%)	-	-4.2	-3.75	-2.75	-2.6
ΔM (%)	-	-10.0	-6.7	-5.1	-3.8
ΔF (%)	-	-5.9	-4.4	-2.2	-2.0

Através da análise da tabela acima, nota-se que quanto maior a coesão menores as diferenças encontradas, tanto que nem foi apresentado um quadro para o caso 2, pois as diferenças, graficamente eram mínimas. Esta mesma tendência é verificada em relação a posição do nível d'água e altura de escavação, ou seja, quanto mais alto o nível d'água ou maior a altura de escavação, menores as diferenças encontradas devido aos diferentes valores de sobrecargas. Já em relação à forma de distribuição, nota-se que para distribuição triangular de empuxo ativo as diferenças são menores do que para a forma retificada. Deve-se ressaltar que a utilização dos ábacos para casos em que a sobrecarga é maior que 10kN/m^2 , levam à determinação de esforços que estão contra a segurança.

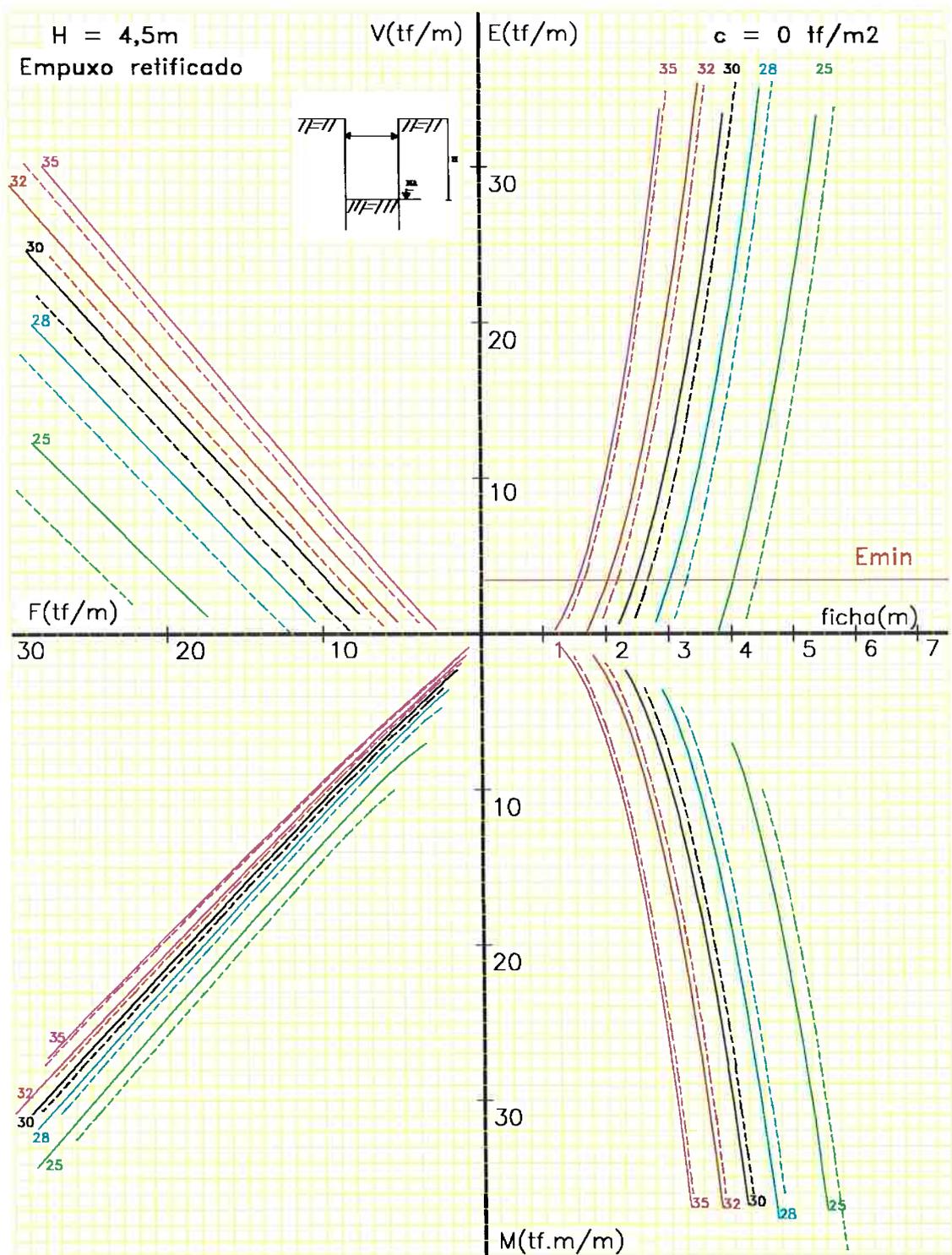


Fig. 69- Caso 1 (sobrecarga $p=2\text{kN/m}^2$)

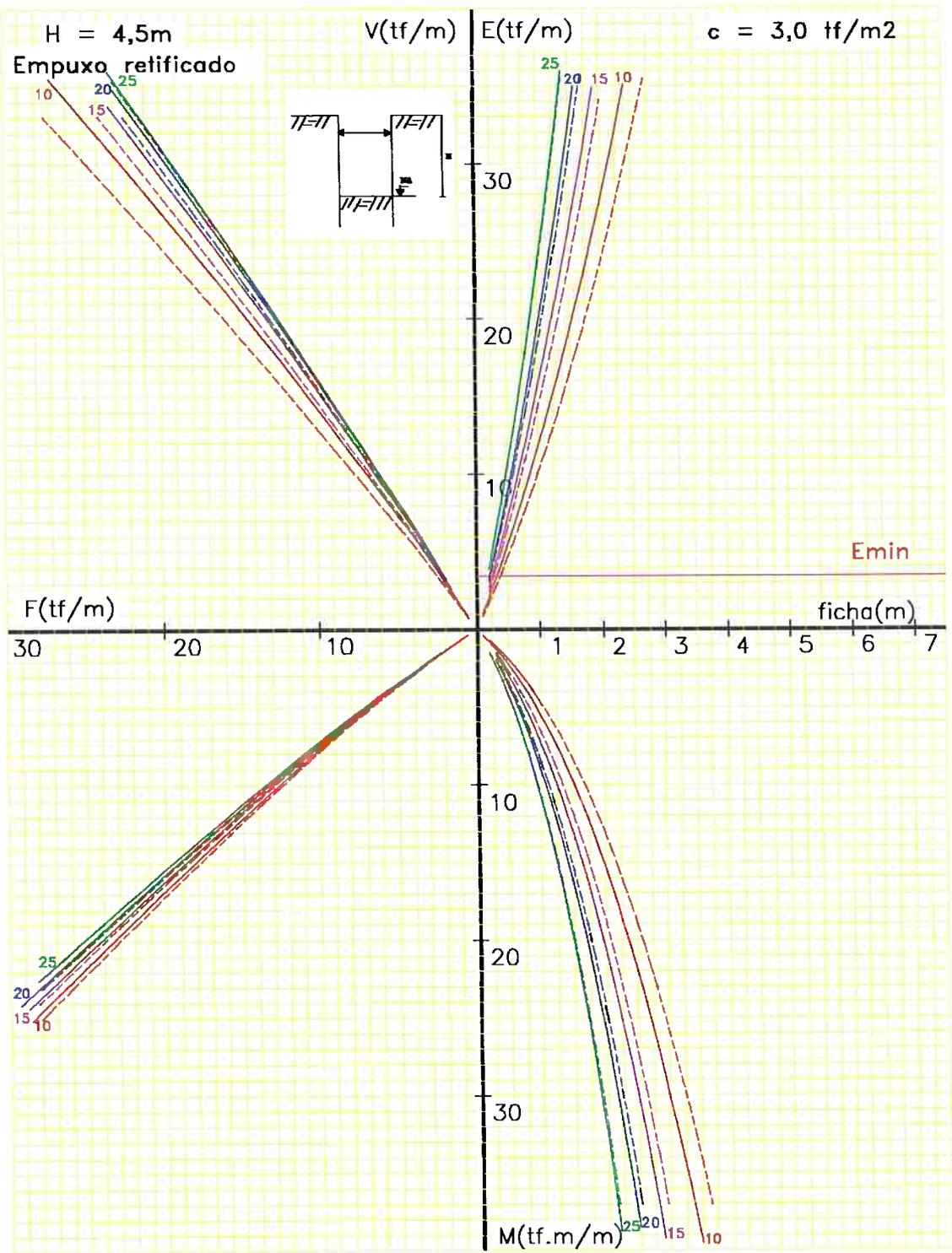


Fig. 70- Caso 2 (sobrecarga $p=2kN/m^2$)

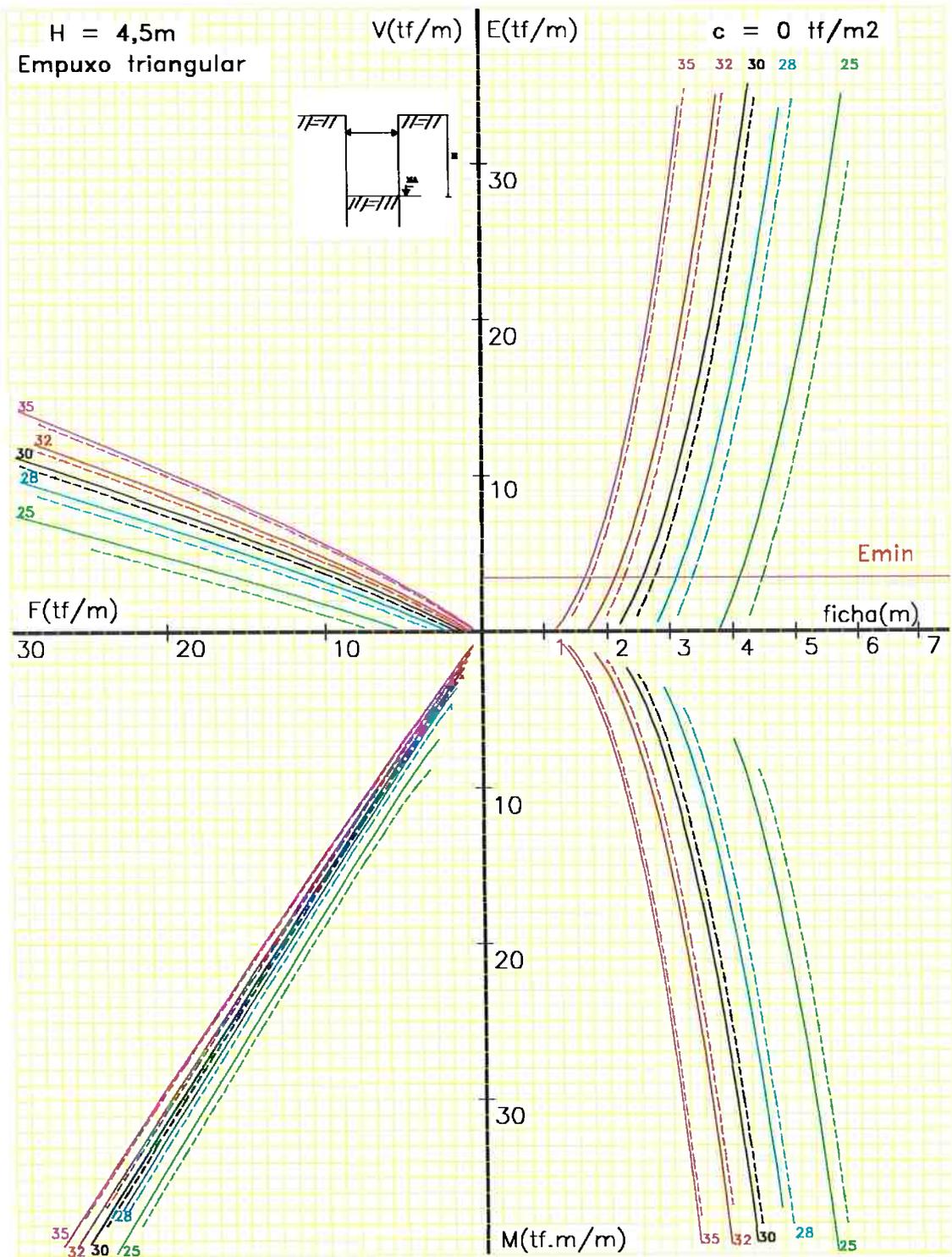


Fig. 71- Caso 3 (sobrecarga $p=2kN/m^2$)

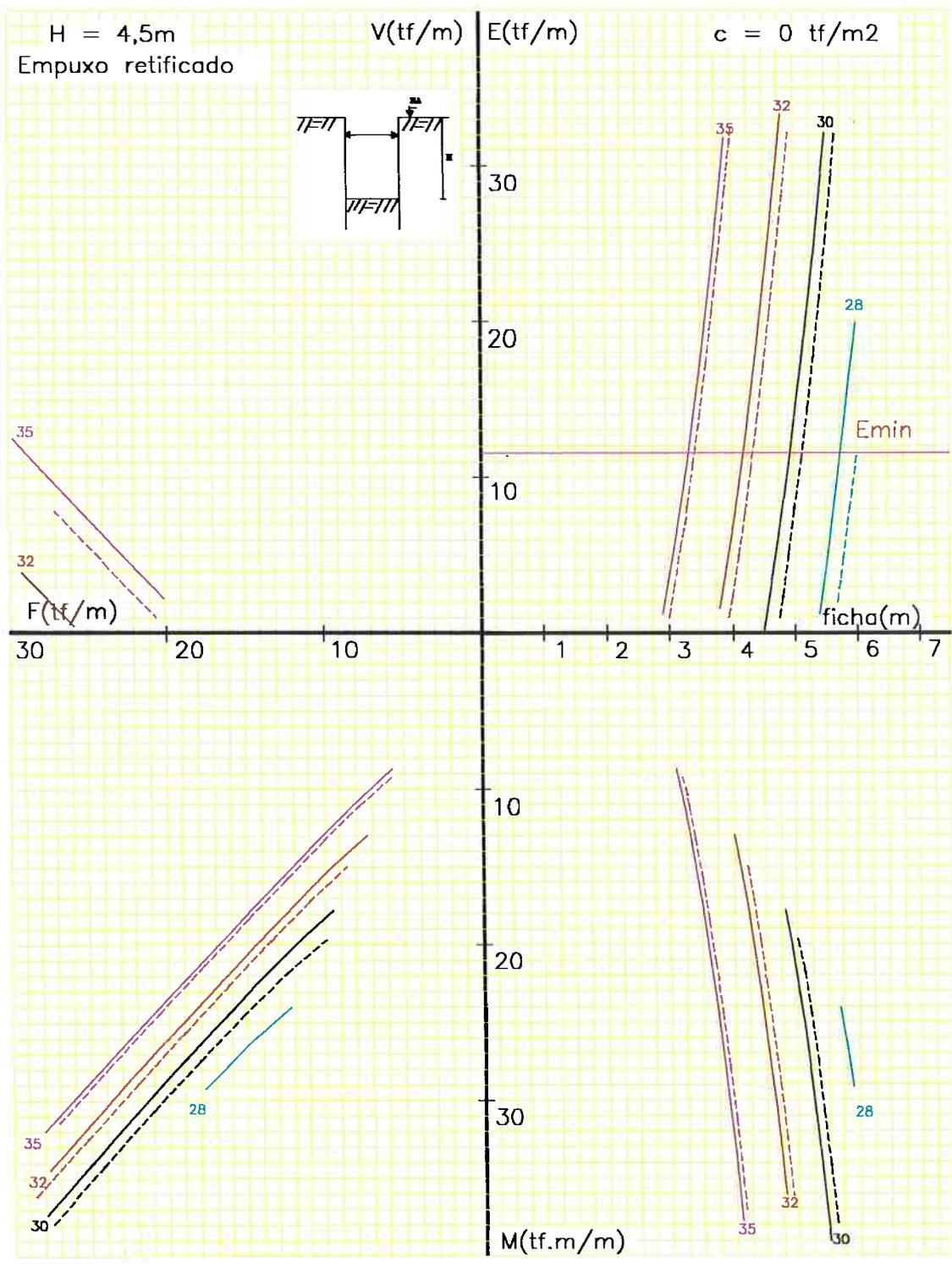


Fig. 72- Caso 4 (sobrecarga $p=2\text{kN/m}^2$)

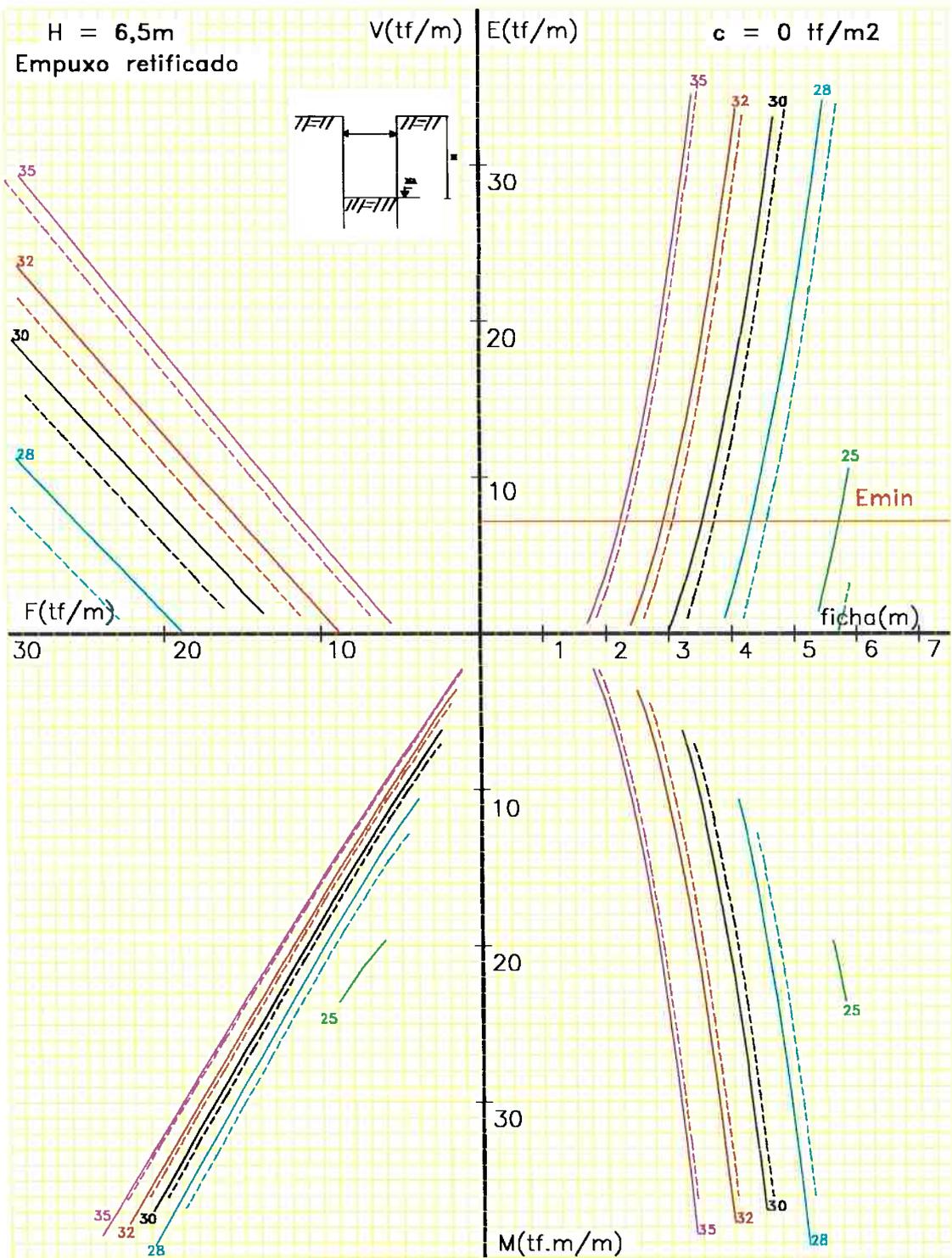


Fig. 73- Caso 5 (sobrecarga $p=2\text{kN/m}^2$)

5.3. Análise do efeito do peso específico solo. Limitação dos ábacos.

Neste item, o efeito da variação do valor do peso específico nos valores dos esforços solicitantes será realizado da mesma forma que no item 5.2. Neste caso, os cálculos foram realizados para peso específico natural do solo $\gamma=19\text{kN/m}^3$.

A análise foi feita em cima dos mesmos cinco casos já mencionados. Os resultados obtidos podem ser resumidos através da tabela abaixo. As figuras 74 a 78, mostram as curvas obtidas para os dois valores de peso específico.

CASO 1					
(φ)	25°	28°	30°	32°	35°
Δf (%)	12.5	12.0	11.0	10.8	10.6
ΔM (%)	6.5	4.3	4.0	3.2	3.0
ΔF (%)	7.0	6.1	4.0	3.3	1.1
CASO 3					
(φ)	25°	28°	30°	32°	35°
Δf (%)	11.9	12.0	10.2	12.0	11.9
ΔM (%)	6.5	5.7	3.0	1.7	1.2
ΔF (%)	4.0	3.2	2.8	2.0	1.5
CASO 4					
(φ)	25°	28°	30°	32°	35°
Δf (%)	-	19	18.2	17.0	13.1
ΔM (%)	-	16.6	13.0	13.0	14.0
ΔF (%)	-	3.0	2.5	3.1	3.0
CASO 5					
(φ)	25°	28°	30°	32°	35°
Δf (%)	-	13.75	13.2	12.5	12.0
ΔM (%)	-	9.0	5.0	2.9	1.0
ΔF (%)	-	<1	<1	<1	<1

Através da análise da tabela acima, nota-se que quanto maior a coesão menores as diferenças encontradas, tanto que nem foi apresentado um quadro para o caso 2, pois as diferenças, graficamente eram mínimas. Esta mesma tendência é verificada em relação a altura de escavação, ou seja, quanto maior a altura de escavação, menores as diferenças encontradas devido ao valor de peso específico igual a 19kN/m^3 . Já em relação à forma de distribuição, nota-se que as diferenças encontradas são pouco afetadas em relação à forma de distribuição do empuxo. Em relação à posição do nível d'água, nota-se que quanto mais alto o nível d'água, maiores as diferenças encontradas. Deve-se ressaltar que a utilização dos ábacos para casos em que o peso específico é maior que 17kN/m^3 , levam à determinação de esforços que estão a favor da segurança.

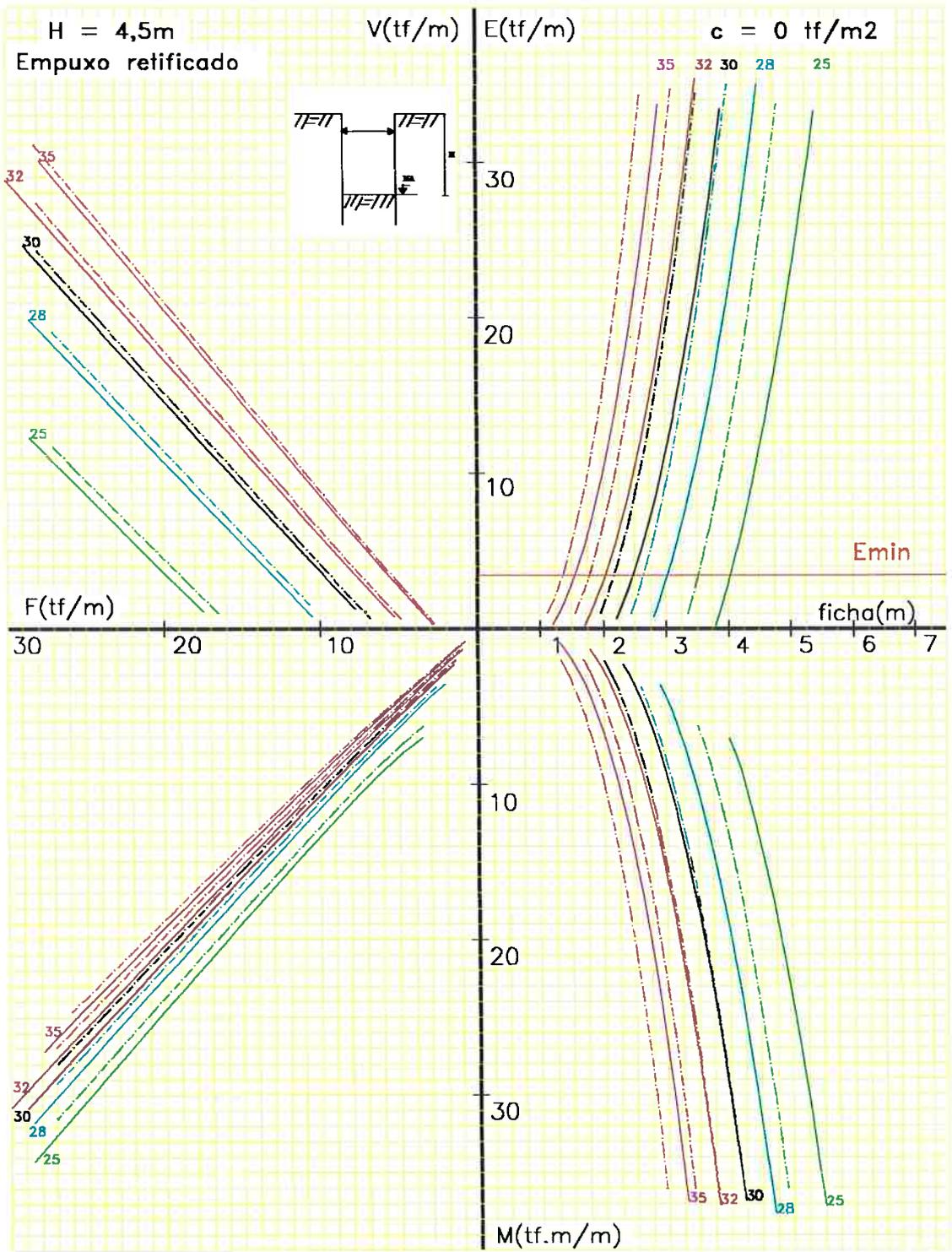


Fig. 74- Caso1 (peso específico $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$)

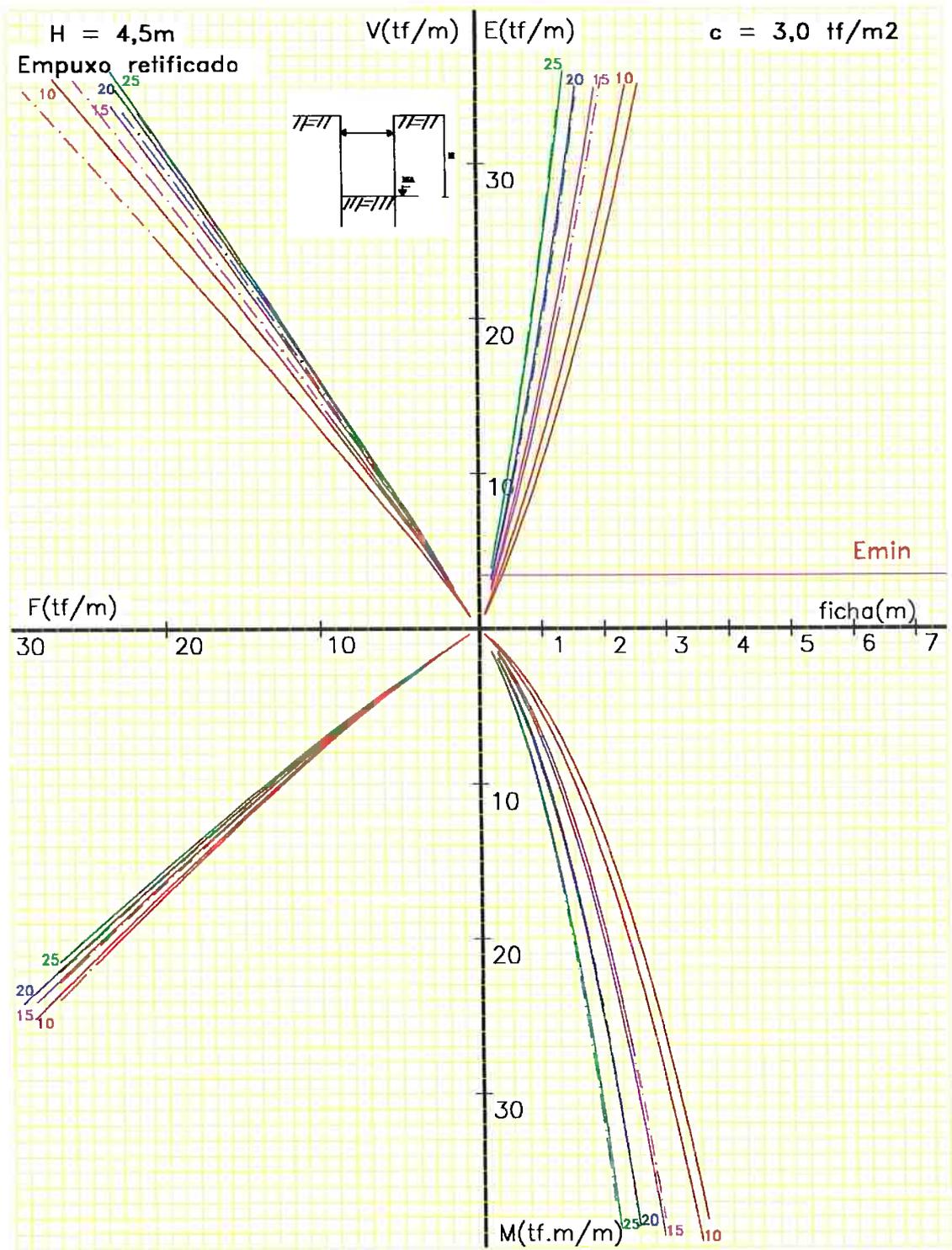


Fig. 75- Caso 2 (peso específico $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$)

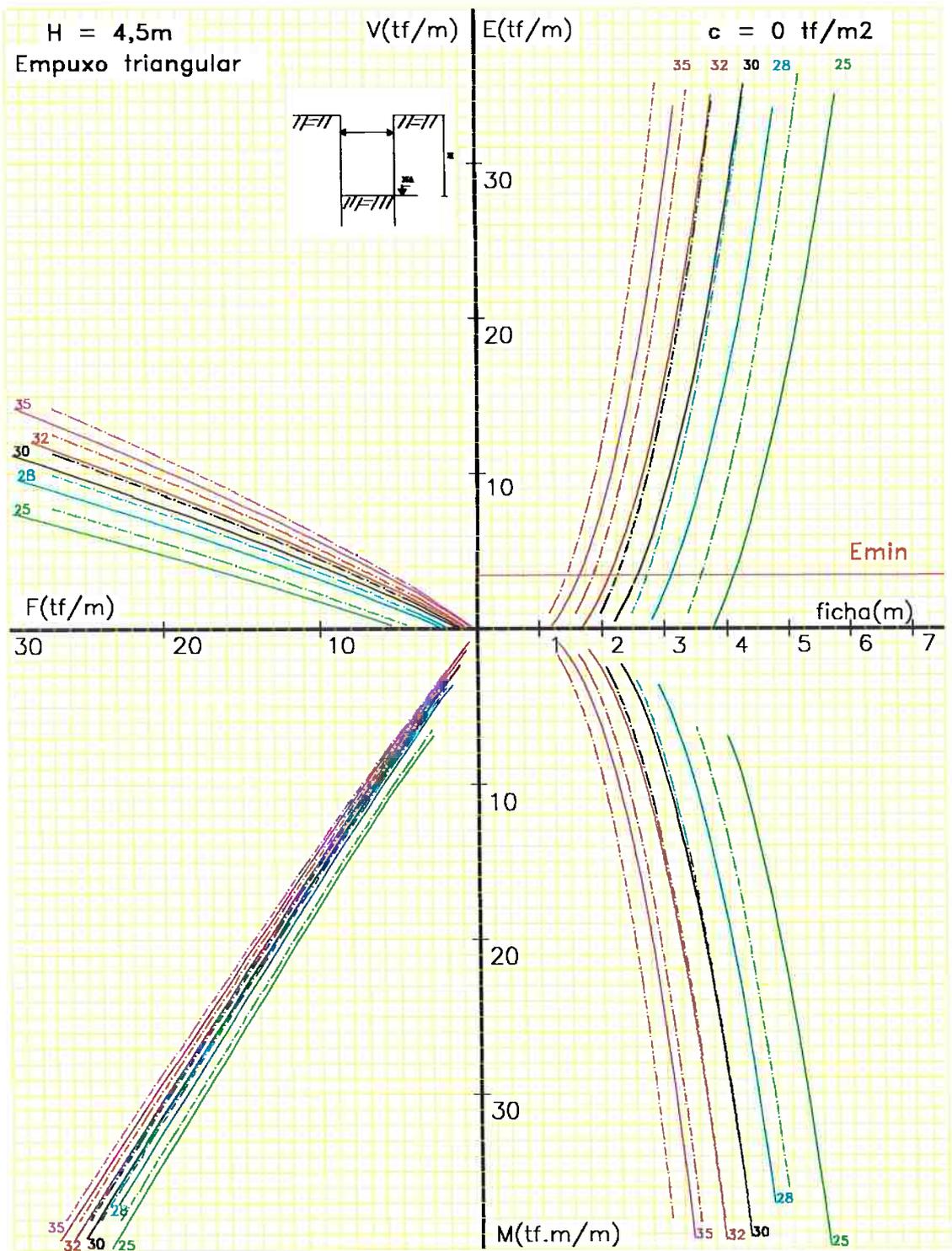


Fig. 76- Caso 3 (peso específico $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$)

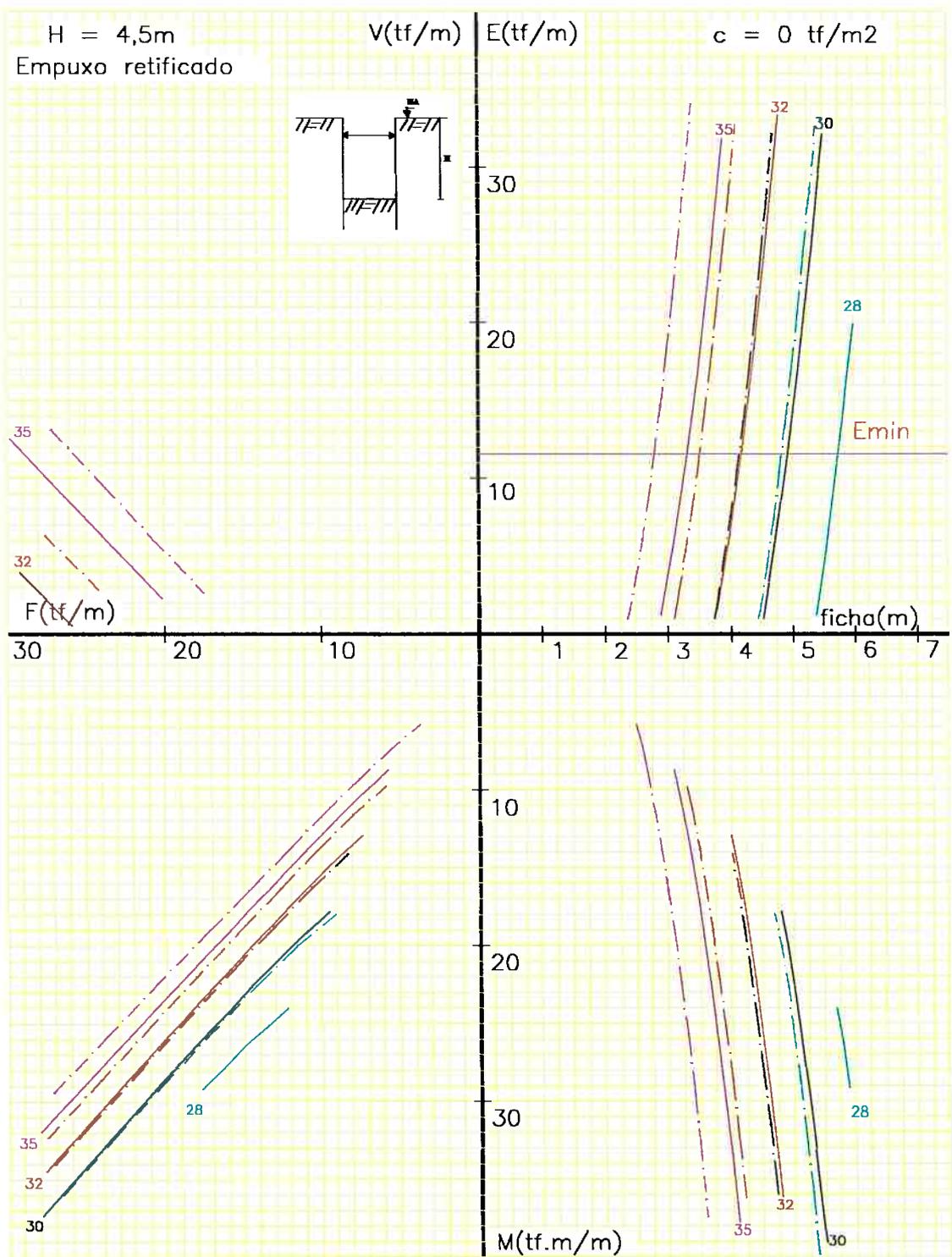


Fig. 77- Caso 4 (peso específico $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$)

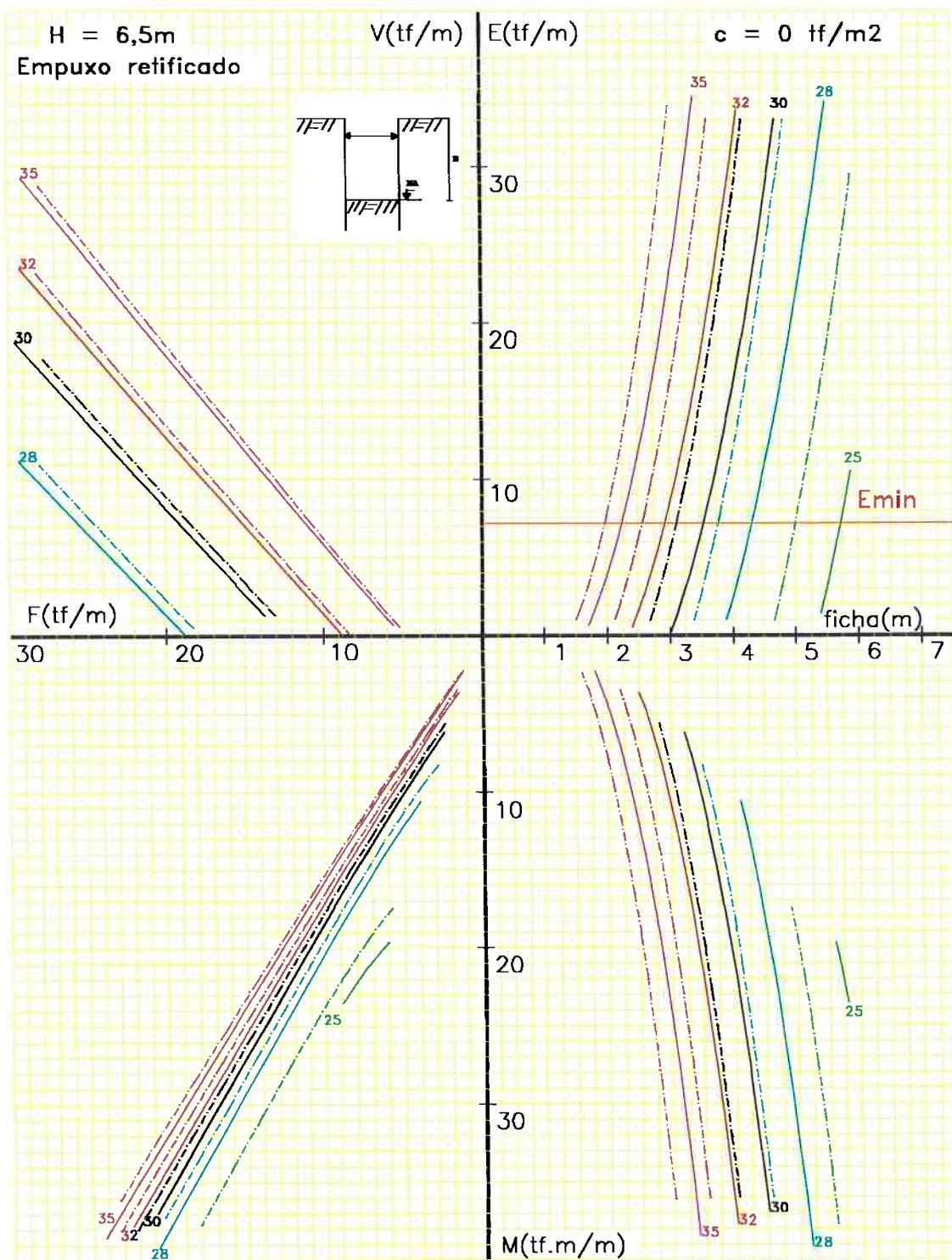


Fig. 78- Caso 5 (peso específico $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$)

5.4. *Discussão sobre a forma de distribuição do empuxo ativo*

A fim de verificar a influência das formas de distribuição do empuxo ativo acima da escavação consideradas em relação à real, para solos que não sofrem o fenômeno de arqueamento, foram calculados os diagramas reais de empuxo, determinados os valores de momentos máximos e estes resultados comparados com os obtidos através do diagrama de empuxo triangular e retificado. Como esperado, as diferenças observadas foram menores para a distribuição triangular, justificando-se um conjunto de ábacos para distribuição triangular de empuxos ativos.

Desta forma a Projetista tem a liberdade de utilizar a distribuição de carregamento mais adequada para a situação. Em alguns casos, quando a distribuição real for muito diferente das duas consideradas, deve-se calcular o escoramento pelos métodos tradicionais.

Deve-se observar que não foram considerados no cálculo do empuxo passivo nem o efeito de faca, nem o efeito tridimensional, que se torna importante para valas estreitas.

Para a verificação acima mencionada, os cálculos foram realizados para a altura de 4,5m, considerando o nível d'água no fundo da escavação e para cinco casos quanto ao tipo de solo, conforme descrito abaixo:

CASOS	PARÂMETROS DE SOLO: ACIMA DA ESCAVAÇÃO		PARÂMETROS DE SOLO: NA REGIÃO DA FICHA	
	c (tf/m ²)	φ (°)	c (tf/m ²)	φ (°)
1	1	10	1	10
2	1	15	1	15
3	2	10	2	10
4	1	15	2	10
5	2	10	1	15

Os resultados obtidos podem ser resumidos através da tabela abaixo:

CASOS	DISTRIBUIÇÃO REAL			DISTRIBUIÇÃO RETIFICADA			DISTRIBUIÇÃO TRIANGULAR		
	FICHA (m)	MOMENTO (tf.m/m)	REAÇÃO (tf/m)	FICHA (m)	MOMENTO (tf.m/m)	REAÇÃO (tf/m)	FICHA (m)	MOMENTO (tf.m/m)	REAÇÃO (tf/m)
1	10.54	19.81	6.86	10.27	16.53	7.21	10.41	18.15	7.03
2	3.66	5.33	2.50	3.24	3.33	3.06	3.46	4.28	2.77
3	0.63	0.74	0.31	0.34	0.54	0.82	0.45	0.66	0.63
4	1.30	2.75	1.52	0.85	1.71	2.38	1.07	2.22	1.96
5	3.02	2.30	0.84	2.70	1.34	1.16	2.82	1.68	1.04

Na tabela abaixo são apresentados os diferenciais obtidos entre os valores dos momentos obtidos para as distribuições retificada e triangular em relação à distribuição real e o diferencial obtido entre a distribuição triangular em relação à distribuição retificada.

CASOS	$\Delta 1$	$\Delta 2$	$\Delta 3$
1	-16.5	-8.4	+9.8
2	-37.5	-19.7	+28.5
3	-27	-11	+22
4	-38	-19	+30
5	-42	-27	+25

onde:
$$\Delta 1 = \frac{M_{real} - M_{retificada}}{M_{real}}$$

$$\Delta 2 = \frac{M_{real} - M_{triangular}}{M_{real}}$$

$$\Delta 3 = \frac{M_{retificada} - M_{triangular}}{M_{retificada}}$$

Através desta tabela, conclui-se que promover a retificação do empuxo ativo para solos que não sofrem o fenômeno de arqueamento, pode provocar a determinação de valores de momentos que apresentam diferenciais contra a segurança de até 42%. Já quando a distribuição dos empuxos adotada é a triangular, esta diferença abaixa para o máximo de 27%. Também pode-se notar, que ao se utilizar o diagrama triangular ao invés do retificado, determina-se valores de momentos a favor da segurança que apresentam um diferencial de 9,8 a 30%.

6. CONCLUSÕES

A conclusão que se pode chegar, quanto ao carregamento é que, em vista dos escoramentos metálicos-madeira que são normalmente utilizados nas valas da Sabesp, o carregamento é o empuxo ativo, uma vez que os níveis de deslocamentos são suficientes para mobilizar a resistência ao cisalhamento dos solos, exceção feita a alguns casos especiais. Por outro lado, a distribuição dos deslocamentos horizontais da parede de contenção e os valores das fichas normalmente utilizadas, tornam válido o modelo de cálculo que supõe a parede como uma viga contínua submetida ao carregamento do empuxo ativo acima do fundo da escavação, apoiada nas estroncas e no solo da região da ficha; a reação na região da ficha é comparada com a capacidade do solo de funcionar como apoio, medida pela diferença entre o empuxo passivo^(*) e o empuxo ativo abaixo do fundo da escavação.

O empuxo ativo acima do fundo da escavação é constituído pelas parcelas devidas ao peso próprio do maciço e às sobrecargas de superfície e depende do efeito do lençol freático.

Quanto aos modelo de cálculos, conclui-se que:

- os modelos empíricos são os mais simples, do ponto de vista do cálculo. Entretanto, não permitem generalizações, uma vez que é pouco representativo. São úteis quando o tipo de solo e as condições geométricas existentes são semelhantes àquelas que lhe deram origem. Portanto, se o

^(*)reduzido por coeficiente de segurança

objetivo é realizar ábacos fazendo variar a geometria e os tipos de solo, tais modelos não podem ser aplicados.

- Os modelos de viga contínua, embora não levem em consideração de forma explícita a interação solo-estrutura, e sejam não-evolutivos, têm sido muito utilizados quando se deseja apenas dimensionar os elementos de contenção. Somente modelos evolutivos e que considerem a interação solo-estrutura podem fornecer os deslocamentos.
- O fato do carregamento não ser obtido através da interação solo-estrutura não tem, na prática, importância no dimensionamento dos elementos de contenção porque na região que determina os esforços solicitantes os deslocamentos são suficientes para mobilizar o empuxo ativo e a parcela do empuxo passivo reduzida pelo coeficiente de segurança. Sabe-se que as solicitações devidas a deslocamentos impostos são fortemente influenciadas pela rigidez da viga. Portanto, com o mesmo carregamento realístico as solicitações serão tanto mais realísticas quanto mais flexível for a parede.
- No caso de balanços ou de um nível de estroncas com ficha mínima, as solicitações dependem apenas das equações de equilíbrio, tornando indiferente o fato do modelo ser ou não-evolutivo.
- É interessante observar que os modelos que representam os solos através de barras, só podem representar de modo adequado as solicitações e deslocamentos se forem aplicados de forma evolutiva, exceção feita aos

casos dos balanços e da parede com um único nível de escoramento, para os quais a determinação das solicitações depende apenas das equações de equilíbrio. Isto porque ao considerar a interação solo-estrutura através das barras, as solicitações irão depender da sua rigidez e também dos deslocamentos já ocorridos. Portanto, a utilização adequada do solo representado por meio de barras somente é possível através da aplicação de modelo evolutivo.

- Os modelos que representam o solo através de meio contínuo, embora sejam os menos restritivos quanto às hipóteses simplificadoras, não são ainda de aplicação rotineira, porque em se tratando de regiões significativas de plastificação, não é válida a hipótese da superposição, o que impede considerar em uma só fase a escavação entre dois níveis de estroncamento. Assim, a simulação da escavação em pequenas alturas torna inviável a aplicação rotineira, com exceção da obtenção de solicitações no caso de paredes isostáticas, nas quais apenas as equações de equilíbrio, envolvendo os empuxos ativo e passivo que serão representados de forma realística porque existem deslocamentos para tanto.

Deve-se ressaltar que nas valas de interesse não há necessidade de serem conhecidos os deslocamentos das paredes, os quais, aliás, são pequenos e que em paredes muito flexíveis, como é o caso, os modelos não-evolutivos e os evolutivos geram solicitações de valores próximos.

Portanto, entre os modelos com solo representado através de barras e o de viga contínua, para a elaboração dos ábacos escolheu-se o de maior

simplicidade, mesmo porque, para efeito de cálculo em estado-limite último, o importante é a obtenção de diagramas de esforços solicitantes que equilibrem o carregamento utilizando os coeficientes de segurança normatizados. É correto afirmar que o dimensionamento obtido com a utilização do modelo de Viga Contínua não é diferente daquele que se obteria utilizando o modelo evolutivo representando o solo através de barras.

É muito importante ressaltar que para a aplicação satisfatória dos ábacos suas hipóteses devam ser respeitadas, tanto em relação à determinação dos esforços solicitantes quanto aos arranjos estruturais adotados para o dimensionamento dos elementos de contenção. Portanto, é importante que as estroncas sejam muito bem cunhadas porque um apoio mais flexível corresponderá a uma distribuição de momentos fletores e de forças cortantes diferentes da prevista; no limite, a falta de um apoio por falta de cunhagem corresponderá a dobrar o vão da parede entre estroncas ou tornar a parede com um nível de estroncas em uma parede de balanço.

Pelo fato das longarinas não serem contínuas (em função do comprimento dos perfis de aço) e, ainda, porque durante a remoção das estroncas o sistema estático da estrutura se modifica, é importante que seja obedecida a geometria prevista e que o contato com as estroncas e estacas seja perfeito, a fim de que permaneçam os vãos e os apoios previstos.

Quanto ao dimensionamento das estacas, longarinas, estroncas e pranchões deve-se considerar resistências médias. No dimensionamento das estacas não é considerada a flambagem lateral porque admite-se que tanto o solo quanto

os pranchões - principalmente estes - restringem os movimentos da estaca; por isso a importância de procedimentos construtivos adequados para a instalação dos pranchões.

A principal conclusão obtida da elaboração dos ábacos consiste na verificação de sua utilidade, por permitir a visualização dos efeitos de cada um dos parâmetros que influenciam o dimensionamento dos elementos de um sistema de escoramento. Esta visualização permite, por exemplo, verificar o grau de refinamento necessário para a determinação dos parâmetros e tomar decisões de ordem econômica.

Como os ábacos foram idealizados para a determinação dos elementos de contenção da Sabesp, para a área de abastecimento de água, os ábacos apresentam limitações quanto à sua aplicação para o caso de escoramento com fichas imersas em solo mole, o que ocorre com muita frequência quando da execução de valas para sistema de esgotos. Portanto, uma sugestão para complementação deste trabalho, seria a elaboração de ábacos para sistemas de contenção com fichas imersas em solo mole.

Outra sugestão, seria automatizar a utilização dos ábacos, ou seja, como os mesmos já se apresentam como arquivos de desenho, no caso AUTOCAD, a idéia seria a de conforme a necessidade do usuário apresentar o ábaco específico na tela e obter de forma automática e expedita, os valores dos esforços.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ARMENTO, W.J. Criteria for lateral pressures for braced cuts. In: SPECIALTY CONFERENCE ON PERFORMANCE OF EARTH AND EARTH SUPPORTED STRUCTURES, Lafayette, 1972. **Proceedings**. Lafayette, 1972. v.1.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190 - Projeto de estruturas de madeira**. São Paulo.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios**. São Paulo, 1986.
- BALIGH, M.M. ; AZZOUZ, S. End effects on stability of cohesive slopes **Journal ASCE**, GT11-1975, pp 1105-1117.
- BOWLES, J.E. **Foundation Analysis and Design**. 2.ed. New York, McGraw Hill Book Company, 1977.
- CAPUTO, H.P. **Mecânica dos Solos e sua Aplicações**. 6.ed. São Paulo, LTC Editora S.A., 1987. v.2.
- CLAYTON, C.R.I.; MILITITSKY, J. **Earth Pressure and earth-retaining structures**. Glasgow/London, Surrey University Press, 1986.
- COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Cálculo das Obras Executadas em Trincheira**. São Paulo, 1995.
- COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **NC 03 - Norma Técnica Complementar de Coordenação**. São Paulo, 1980.
- COMPANHIA DE SANEAMENTO BÁSICO DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Manual para o Projeto de Escoramento de Valas**. São Paulo, 1993.
- DEPARTMENT OF THE NAVY - BUREAU OF YARDS AND DOCKS. **Navdocks Design Manual 7 - Soil mechanics, foundations and earth structures**. Washington, s.d.
- GUERRA, E.S. **Cálculo Estático de Escoramento de Valas: Proposta de Metodologia para a Construção de Envoltória Aparente de Tensões**. São Paulo, 1982, n.p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

- LAMBE, T.W. Braced Excavations. In: SPECIALTY CONFERENCE LATERAL STRESSES IN THE GROUND AND DESIGN OF EARTH. New York, 1970. **Proceedings**. New York, 1970.
- LAMBE, T.W. ; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**. s.ed. New York, John Wiley & Sons, 1969.
- MAFFEI, C.E.M. ; ANDRÉ, J.C. ; CIFÚ, S. Methods for Calculating Braced Excavations. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SOIL STRUCTURE INTERACTION. Roorkee, 1977. **Anais**. Roorkee, 1977, pp 85 a 92.
- MAFFEI, C.E.M. ; CHING, H.P. A Method for Determining Internal Forces in Retaining Walls. In: COLLOQUE INTERNATIONAL INTERACTION SOILS-STRUCTURES, Paris, 1987. **Anais**. Paris, 1987, pp 617-624.
- MAFFEI, C.E.M. Considerações sobre o cálculo de escoramento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 5., São Paulo, 1974. **Anais**. São Paulo, 1974, p.142-178.
- MAFFEI, C.E.M., GONÇALVES, H.H.S. BOSCOV, M.E., SILVA, R.L. Uma Maneira Simplificada de Considerar a Rede de Fluxo no Cálculo do Empuxo Ativo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, X., Foz do Iguaçu, 1994. **Anais**. Foz do Iguaçu, 1994.
- MAFFEI, C.E.M., GUAZZELLI, M.C. Projeto de Escoramento de Valas através de Ábacos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, X., Foz do Iguaçu, 1994. **Anais**. Foz do Iguaçu, 1994. v.2.
- MAFFEI, C.E.M.; GUERRA, E.S. Construction of apparent Lateral Pressure Envelopes. In: COLLOQUE INTERNATIONAL INTERACTION SOILS-STRUCTURES, Paris, 1987. **Anais**. Paris, 1987, pp 593-600.
- MAFFEI, C.E.M.; MARZIONNA, J.D.; SÓZIO, L.E. ; ESQUVÉL, E.R. Reduction of Bracing System Through Monitoring. In: COLLOQUE INTERNATIONAL INTERACTION SOILS-STRUCTURES, Paris, 1987. **Anais**. Paris, 1987, pp 641-648.
- MARZIONNA, J.D. Sobre a Análise Estatística de Valas e a Determinação da Ficha de Paredes de Contenção. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VI., Rio de Janeiro, 1978. **Anais**. Rio de Janeiro, 1978. v.2., pp 165-177.
- MARZIONNA, J.D. **Sobre o Cálculo Estático de Valas**. São Paulo, 1979 n.p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

- PECK, R.B. Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 7., Mexico, 1969, **Proceedings**. Mexico, 1969.
- PECK, R. B.; HANSON, W. E.; THORNBURN, T.H. **Foundation Engineering**. s.ed. New York, McGraw-Hill, s.d.
- POULOS, H.G. ; DAVIS, E.H. **Elastic Solutions For Soil and Rock Mechanics**. s.ed. New York, John Wiley and Sons, Inc., s.d.
- SWATEK, E.P. ASROW, S.P ; SEITZ, A.M. Performance of Bracing for deep Chicago Excavation. In: SPECIALTY CONFERENCE ON PERFORMANCE OF EARTH AND EARTH SUPPORTED STRUCTURES, Lafayette, 1972. **Proceedings**. Lafayette, 1972. v.1.
- TENG, W.C. **Foundation Design**. Prentice, Hall International, Inc., 1962.
- TERZAGHI, K. ; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2.ed. New York, John Wiley & Sons, 1967.
- TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York, John Wiley & Sons, 1943.
- VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. s.ed. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil, 1977.
- WINTERKORN, H. F.; FANG, H.Y. **Foundation Engineering Handbook**. New York, Van Nostrand Reinhold Company, 1975.
- WU, T.H. **Soil Mechanics**. s.n.t.
- ZAGOTTIS, D.L. Os Modelos Matemáticos no Projeto Estrutural de Barragens. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XI., Fortaleza, 1976. **Anais**. Fortaleza, 1976.